

Zur Einbringung und zum Tragverhalten von kombinierten Spundwänden  
von Ufereinfassungen

Vom Promotionsausschuss der  
Technischen Universität Hamburg  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)  
genehmigte Dissertation

von  
Jannik Beuße

aus  
Braunschweig

2023

1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe
2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

Tag der mündlichen Prüfung: 15.09.2023

# Zur Einbringung und zum Tragverhalten von kombinierten Spundwänden von Ufereinfassungen

von

**Jannik Beuße**

Herausgegeben von

**J. Grabe**

Technische Universität Hamburg  
Institut für Geotechnik und Baubetrieb


**Creative Commons Lizenzvertrag:**

Dieses Werk ist unter einer Creative Commons Lizenz vom Typ Namensnennung-Nichtkommerziell 4.0 International zugänglich. Um eine Kopie dieser Lizenz einzusehen, konsultieren Sie <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/> oder wenden Sie sich brieflich an Creative Commons, Postfach 1866, Mountain View, California, 94042, USA.

**DOI (Digital Object Identifier):**

doi:10.15480/882.8634

**ORCID iD (Open Researcher & Contributor ID):**

 [orcid.org/0000-0003-1399-2769](https://orcid.org/0000-0003-1399-2769)

Veröffentlichungen des Instituts für  
Geotechnik und Baubetrieb

**59**

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe  
Technische Universität Hamburg  
Institut für Geotechnik und Baubetrieb  
Harburger Schloßstraße 36  
D – 21079 Hamburg  
E-Mail: [grabe@tuhh.de](mailto:grabe@tuhh.de)

**ISBN-13: 978-3-936310-61-0 (Erstausgabe)**

Druckerei

Druckzentrum Neumünster GmbH  
Rungestraße 4  
24537 Neumünster

In derselben Reihe erschienen:

1. J. Grabe (Hrsg.), 2000: Verbrennungsrückstände. Tagungsband, ISBN 3-936310-00-9
2. J. Grabe (Hrsg.), 2001: Schaden- und Risikomanagement im Tiefbau. Tagungsband, ISBN 3-936310-01-7
3. J. Grabe, 2003. Bodenmechanik und Grundbau. ISBN 3-936310-03-3
4. J. Grabe (Hrsg.), 2003: Euronormen in der Geotechnik – Was ändert sich? Tagungsband, ISBN 3-936310-04-1
5. J. Grabe (Hrsg.), 2003: Bodenverdichtung, Experimente - Modellierung - Geräteentwicklung - Baustellenberichte - F+E-Bedarf. Tagungsband, ISBN 3-936310-05-X
6. M. Kelm, 2004: Numerische Simulation der Verdichtung rolliger Böden mittels Vibrationswalzen. Promotion, ISBN 3-936310-06-8
7. J. Grabe (Hrsg.), 2004: Kaimauern - Messungen und Numerik. Tagungsband, ISBN 3-936310-07-6
8. J. Stein, 2005. Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Düsenstrahlverfahren. Promotion, ISBN 3-936310-09-2
9. J. Grabe (Hrsg.), 2005: Grenzschicht Wasser und Boden - Phänomene und Ansätze. Tagungsband, ISBN 3-936310-10-6
10. J. Grabe (Hrsg.), 2005: FEM in der Geotechnik - Qualität, Prüfung, Fallbeispiele - Tagungsband, ISBN 3-936310-11-4
11. B. Mardfeldt, 2006: Zum Tragverhalten von Kalkonstruktionen im Gebrauchszustand. Promotion, ISBN 3-936310-12-2
12. J. Grabe (Hrsg.), 2006: Optimierung in der Geotechnik - Strategien und Fallbeispiele. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-13-9
13. T. Bierer, 2007: Bodenschwingungen aus Straßenverkehr auf unebener Fahrbahn im Zeitbereich - experimentelle und theoretische Untersuchungen. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-14-6
14. J. Grabe (Hrsg.), 2007: Bemessen mit Finite-Elemente-Methoden. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-15-3
15. K.-P. Mahutka, 2008: Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-16-0
16. J. Grabe (Hrsg.), 2008: Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-17-7
17. F. König, 2008: Zur zeitlichen Traglastentwicklung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-18-4
18. S. Henke, 2008: Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-19-1

19. J. Grabe (Hrsg.), 2009: Spundwände – Profile, Tragverhalten, Bemessung, Einbringung und Wiedergewinnung. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-20-7
20. J. Dührkop, 2009: Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-21-4
21. O. Möller, 2009: Zum Langzeit-Kompressionsverhalten weicher organischer Sedimente. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-22-1
22. J. Grabe (Hrsg.), 2011: Ports of container ships of future generations. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-23-8
23. S. Kinzler, 2011: Zur Parameteridentifikation, Entwurfs- und Strukturoptimierung in der Geotechnik mittels numerischer Verfahren. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-24-5
24. G. Qiu, 2012: Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Problems. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-25-2
25. X. Ma, 2013: Nutzung der oberflächennahen Geothermie mittels Energiepfählen und Erdwärmesonden. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-26-9
26. J. Grabe (Hrsg.), 2013: Proceedings of the Conference on Maritime Energy COME 2013. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-28-3
27. J. Grabe (Hrsg.), 2013: Bemessen mit numerischen Methoden. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-29-0
28. T. Pucker, 2013: Stoffmodell zur Modellierung von stetigen Materialübergängen im Rahmen der Optimierung geotechnischer Strukturen. Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-30-6
29. S. Henke, 2013: Untersuchungen zur Pfropfenbildung infolge der Installation offener Profile in granularen Böden. Habilitation, ISBN-13: 978-3-936310-31-3
30. J. Grabe (Hrsg.), 2014: Ports for Container Ships of Future Generations. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-32-0
31. J. Grabe (Hrsg.), 2014: Offshore Basishäfen, Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-33-7
32. C. Rudolph, 2015. Untersuchungen zur Drift von Pfählen unter zyklischer, lateraler Last aus veränderlicher Richtung, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-34-4
33. J. Grabe (Hrsg.), 2015: Morphodynamics 2015, Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-35-1
34. T. Hamann, 2015: Zur Modellierung wassergesättigter Böden unter dynamischer Belastung und großen Bodenverformungen am Beispiel der Pfahleinbringung, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-36-8
35. B. Schümann, 2015: Beitrag zum dynamischen Dreiphasenmodell für Boden auf Basis der Finite-Elemente-Methode, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-37-5

36. M. Milatz, 2015: Untersuchungen zum Einfluss der Kapillarität auf das hydraulisch-mechanische Verhalten von granularer Tragschichten für Verkehrswege, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-38-2
37. H. Kaya, 2016: Bodenverschlüßung und Spaltbildung infolge der Einbringung von Profilen in Dichtungsschichten aus Ton, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-39-9
38. J. Grabe (Hrsg.), 2017: Proceedings of the Conference on Maritime Energy COME 2017. Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-40-5
39. B. Kocak, 2017: Zur numerischen Modellierung von hydraulisch-mechanisch gekoppelten Prozessen in gesättigten granularen Böden mittels Smoothed Particle Hydrodynamics, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-41-2
40. K. Siegl, 2017: Zur Pfahldynamik von geramnten Großrohrpfählen und der daraus resultierenden Wellenausbreitung in Wasser und im Meeresboden, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-42-9
41. J. Grabe (Hrsg.), 2017: Numerical Methods in Geotechnics, Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-43-6
42. J. Grabe (Hrsg.), 2018: Digitale Infrastruktur und Geotechnik (DIG 2018), Tagungsband, ISBN-13: 978-3-936310-44-3
43. D. Osthoff, 2018: Zur Ursache von Schlosssprengungen und zu einbringbedingten Lageabweichungen von Spundwänden, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-45-0
44. E. Heins, 2018: Numerical based identification of the pile-soil interaction in terms of the axial pile bearing capacity, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-46-7
45. K.-F. Seitz, 2021: Zur Topologieoptimierung von geotechnischen Strukturen und zur Tragfähigkeitssteigerung des Baugrunds durch Scherfugenverfestigung, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-47-4
46. D. Plenker, 2021: Physical and numerical investigations of the dynamic interaction of saturated granulates and fluid, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-48-1
47. J. Grabe, J. O. Backhaus, P. Vogel, 2021: Bauprojektmanagement, Skriptum, ISBN-13: 978-3-936310-49-8
48. M. Kanitz, 2021: Experimental and numerical investigations of particle-fluid systems in geotechnical engineering, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-50-4
49. J. O. Backhaus, 2021: A methodology for the numeric time-cost forecast and pareto optimization of large injection projects in tunneling, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-51-1
50. S. N. Sinduri, 2021: Optimisation of deep compaction as liquefaction mitigation measure, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-52-8
51. J. Bubel, 2022: Zum Versagen von Unterwasserböschungen im Seegang, ISBN-13: 978-3-936310-53-5
52. J. Grabe (Hrsg.), 2022: Adaptive Structures At Shore 2022, ISBN-13: 978-3-936310-54-2

53. J. Grabe (Hrsg.), 2022: Numerische Methoden in der Geotechnik, ISBN-13: 978-3-936310-55-9
54. J. Grabe (Hrsg.), 2022: Processes in natural and technical Particle-Fluid Systems (PintPFS), DOI 10.15480/882.4640, ISBN-13: 978-3-936310-56-6
55. T. Törzs, 2022: Zum hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhalten teilgesättigter granularer Geomaterialien infolge hydraulischer und mechanischer Beanspruchungen, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-57-3
56. M. Milatz, 2023: Investigation of capillary effects on the grain scale by means of in situ experiments, imaging and numerical simulations, Habilitation, ISBN-13: 978-3-936310-58-0
57. A. Chmelnizkij, 2023: Regularized MPM for porous media, Promotion, ISBN-13: 978-3-936310-59-7
58. J. Grabe (Hrsg.), 2023: Herausforderungen in der Geotechnik - 25 Jahre Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg, ISBN-13: 978-3-936310-60-3



## Vorwort des Herausgebers

Die lagegetreue Einbringung und das Tragverhalten von kombinierten Spundwänden ist nach wie vor Gegenstand der Forschung:

- Eine nicht ausreichende Rammführung führt zu Lageabweichungen und in der Folge unter Umständen beim Einbringen der Zwischenbohlen zu Schloßsprengungen. Oft wird aus Erfahrung die Rammführung ausgewählt, eine anerkannte Berechnungsmethode gibt es dafür nicht. Maßgeblich ist die Steifigkeit der Profile, die Anzahl der Rammführungen sowie deren Abstand, vorhandene Exzentrizitäten und der tiefenabhängig variierende Bodenwiderstand. Hier eine bessere Grundlage zur Auslegung der Rammführung vorzulegen, ist von großer Relevanz für den Bau von Ufereinfassungen.
- Ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von kombinierten Spundwänden im Hinblick auf die Ausbildung von Erddruckgewölben zwischen dem oberen Auflager und dem Bodenaullager sowie von Träger zu Träger führt zu einem verbesserten Design und ggfs. zu Materialeinsparungen. Nützlich ist das Wissen auch zur Beurteilung der Tragreserven von bestehenden Ufereinfassungen von Bedeutung.
- Ein weiterer Aspekt ist die Sicherheit der axial und auf Biegung beanspruchten Träger gegen Biegedrillknicken. Hierfür werden Berechnungsansätze zur Berücksichtigung der seitlichen und rotatorischen Bettung der Träger im Boden benötigt. Auch hierfür insbesondere für bindige Böden liefert Herr Beuße neue Erkenntnisse.

Die Thematik der Dissertation von Herrn Beuße ist für Ufereinfassungen daher von großer Relevanz.

Die Arbeit ist zu wesentlichen Teilen im Rahmen von zwei, von der Forschungsvereinigung Stahlanwendungen e. V. (FOSTA) geförderten, Forschungsprojekten entstanden. Zum einen dem Forschungsprojekt P1327 „Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand“ und zum anderen dem Forschungsprojekt P1480 „Zum räumlichen Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden“. Beide Projekte wurden in Kooperation mit der Universität Stuttgart, Frau Kollegin Kuhlmann zusammen mit Herrn Alexander Enders sowie einem projektbegleitenden Ausschuss von Unternehmen, Institutionen sowie dem Spundwandhersteller ArcelorMittal bearbeitet.

Die Zielsetzung der Arbeit von Herrn Beuße ist gemäß Kapitel 3, Seite 19, die Beantwortung folgender Fragen:

1. *Wie kann die lagegetreue Einbringung sichergestellt werden, um Schäden zu vermeiden?*
2. *Wie kann die Erddruckverteilung realitätsnah berücksichtigt werden, um mögliche Systemreserven auszunutzen?*
3. *Wie kann der Widerstand im Boden gegen Biegedrillknicken auch bei bindigem Boden berücksichtigt werden, um eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen?*

Herr Beuße führt zur Beantwortung der Fragen unter anderem besondere Feld- und Modellversuche sowie numerische Untersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode durch.

Das Kapitel 4 ist den verwendeten Methoden gewidmet. In Kapitel 5 behandelt er die zur lagegetreuen Einbringung der Träger erforderliche Rammführung. Hierzu führt er anspruchsvolle Feldmessungen auf einer Hafenbaustelle im Rostocker Überseehafen, Liegeplatz 23, aus, entwickelt ein numerisches Masse-Feder-Dämpfer Ersatzmodell und führt damit eine Parametervariation durch. Die Messungen zeigen erwartungsgemäß, dass die Rammführung die lateralen Beschleunigungen des Trägers deutlich reduzieren aber die Träger trotz Rammführung - wenn auch gering - in ihrer Lage abweichen, siehe Abb. 5.16 und Abb. 5.17. Das von Herrn Beuße gewählte Ersatzsystem zur Beschreibung der Dynamik beim Rammen ist in Abb. 5.21 und 5.22 zu sehen. Die Fußpunktlagerung im Boden wird dabei numerisch mit dem Rammfortschritt fortgeschrieben. Abb. 5.23 und 5.25 zeigen ein - auf dem numerischen Modell basierendes - System zur Bestimmung der erforderlichen Rammführung. Danach zeigt er eine exemplarische Anwendung, beispielsweise für das An-treffen eines Findlings, siehe Abb. 5.27 und 5.28. Im Abschnitt 5.2.5 geht er auf die Parameterbestimmung ein. Nach einer Validierung, Abschnitt 5.2.6, führt er eine Parametervariation zur Lageabweichung unter anderem in Abhängigkeit der Rammführung als Mäkler oder Freireiter durch, siehe Abb. 5.33. Diese Ergebnisse sind für die Praxis von großer Bedeutung. Es ist zu hoffen, dass es mit dieser von Herrn Beuße geschaffenen Methode gelingt, das Bewusstsein für die Wichtigkeit einer ausreichenden Rammführung in der Baupraxis zu wecken, um auf diese Weise künftig Schäden aus Lageabweichungen zu vermeiden. Im Abschnitt 5.4 fasst er seine Ergebnisse zusammen.

Die Untersuchungen zum räumlichen Tragverhalten werden in Kapitel 6 dargestellt. Zur Untersuchung der räumlichen Erddruckgewölbe führt er Modellversuche und numerische Simulationen durch. Die Modellversuche werden auf der Basis einer Dimensionsanalyse ausgelegt, siehe Gl. 6.12. Die Konstruktionsteile I-Träger, Zwischenbohlen und Schräganker werden im 3D-Druckverfahren erstellt. Die Systemeigenschaften werden in einem Vierpunktbiegeversuch untersucht, siehe Abb. 6.4. Besonders ist das Messkonzept. Er verwendet faseroptische Messungen, siehe Abb. 6.7, um die Dehnungen zu messen um daraus auf die Schnittgrößen zu schließen, siehe Seite 85ff. Die Ergebnisse der von ihm durchgeführten Versuche werden in Abschnitt 6.2.3 behandelt. Abschnitt 6.2.4 beinhaltet ein Fazit. Er bestätigt bereichsweise die Ausbildung eines horizontalen Druckgewölbes zu den biegesteiferen Trägern. Insgesamt folgert er, dass für belastbare Ergebnisse, Versuche in einem größeren Modellmaßstab erforderlich sind. Im Abschnitt 6.3 untersucht er die Situation mithilfe der Finite-Elemente-Methode. Er untersucht die Fälle Wasserbaustelle und Landbaustelle, siehe Abb. 6.25 und 6.26. Erwartungsgemäß wird der passive Erdwiderstand unter Gebrauchslasten nicht ausgenutzt, sodass es eine Diskrepanz zum Ansatz nach BLUM gibt. Für den aktiven Bereich ist die Übereinstimmung dagegen recht gut. Überraschend ist, dass die Zwischenbohlen zur Lastabtragung beitragen. Üblicherweise geht man davon aus, dass sich zwischen den steifen Trägern ein Erddruckgewölbe ausbildet und die Zwischenbohlen lediglich den Wasserdruck aufnehmen. In Abschnitt 6.4 führt Herr Beuße einen Gewölbefaktor ein, siehe Gl. 6.26, und führt dazu Untersuchungen durch. Er bewertet auf der Grundlage seiner Simulationen das sich ausbildende vertikale und horizontale Erddruckgewölbe.

In vertikaler Richtung kann er die Lastansätze der EAU (2020) bestätigen. In lateraler Richtung stellt er fest, dass die Zwischenbohlen auch durch Erddruck belastet werden, siehe Abb. 6.34. Hier frage ich mich allerdings, ob dieser Anteil im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht bis auf sehr geringe Werte absinkt, wie wir uns das in unserer Bemessungs-philosophie näherungsweise vorstellen. Die wesentlichen Erkenntnisse werden erneut vorbildlich zusammengefasst.

In Kapitel 7 behandelt er die Bettung von I-Trägern im Boden. Er führt dazu Modellversuche und Feldversuche durch, die mittels der Finite-Elemente-Methode verallgemeinert werden, und entwickelt daraus einen Drehfederansatz. Das Ablaufschema in Abb. 7.1. leitet vorbildlich durch den methodischen Ansatz. Im Rahmen der Modellversuche werden systematisch spezielle Flügel im bindigen Boden gedreht, um daraus den Drehbettungswiderstand zu ermitteln, siehe Abb. 7.7. Das ist soweit wenig spektakulär. Interessanter ist der in Wilhelmshaven von ihm unter widrigen Bedingungen durchgeführte Großversuch, siehe Abb. 7.12. Aus dem aufgebrachten Drehmoment und der gemessenen Kopfverdrehung wurde auf die gesuchte Drehbettung geschlossen, siehe Seite 148ff. In Abschnitt 7.3 beschreibt er seine ergänzenden numerischen Berechnungen unter Verwendung des FE-Programms Abaqus. Er fasst seine Erkenntnisse in der Berücksichtigung der Bettung im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis zusammen, siehe Abschnitt 7.5.

Die von Herrn Beuße vorgelegte Arbeit besticht durch die zielgerichtete Nutzung moderner Ingenieurmethoden bei der Lösung der in der Zielsetzung gestellten Fragen:

- Dimensionsanalyse,
- Untersuchung in selbst geplanten und gebauten Modellversuchen, dabei Erprobung spezieller Herstellmethoden (beispielsweise 3D-Druck),
- Nutzung neuer Messmethoden (faseroptische Messungen),
- numerische Simulationen mit Finite-Elemente-Methoden (Plaxis und Abaqus),
- Programmierung von eigenen Routinen und
- Planung und Durchführung von außergewöhnlichen Feldversuchen.

Methodisch ist die Arbeit dadurch extrem vielseitig. Herr Beuße scheint vor nichts zurückzuschrecken. Er hat mit seinen Untersuchungen einen wesentlichen Beitrag zum Stand der Wissenschaft und Technik im Grund- und Hafenbau geleistet.

Ich wünsche Herrn Beuße alle Gute auf seinem bestimmt erfolgreichen weiteren Weg in der Baupraxis. Vielleicht führt dieser Weg ihn auch einmal zurück in Forschung und Lehre. Zumindest hoffe ich, dass wir weiterhin im Austausch bleiben.

Hamburg, 23.09.2023

Jürgen Grabe



## Vorwort des Verfassers

In dieser Arbeit habe ich die Ergebnisse meiner Forschung an kombinierten Spundwänden als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg zusammengetragen. Das komplexe Zusammenspiel unterschiedlichster Einflussfaktoren an Kaimauern hat mich hierbei von Beginn an sehr interessiert.

Für die Unterstützung meines Promotionsvorhabens schon seit meinem Studium an der TU Hamburg, das dabei aufgebrachte Vertrauen und die bereitgestellten Chancen danke ich herzlich meinem Doktorvater, Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe. Ebenso habe ich mich über den Austausch und die Übernahme des Korreferats durch Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert gefreut. Mein Dank gilt ferner Prof. Dr.-Ing. Marcus Rutner für die Leitung des Promotionsverfahrens.

Ich danke von ganzem Herzen meinen Eltern Daniela und Dr. Michael Beuße für das Vertrauen in mein Können und die bereitgestellten Möglichkeiten. Die gemeinsame Zusammenarbeit mit meinem Vater gab mir von Anfang an die Motivation zur Promotion und hat mir als nebenberufliche Tätigkeit immer den notwendigen Praxisbezug geliefert. Auch meinen Geschwistern Marieke und Jonas sowie meinen engsten Freunden, Richard und Maui bin ich sehr dankbar für die motivierenden Worte.

Für die unermüdliche Unterstützung durch Ihre liebevolle und aufbauende Art während der gesamten Zeit des Studiums und der Dissertation bin ich meiner Frau Lara Beuße zutiefst dankbar.

Am Institut danke ich insbesondere Michael Nguyen, Paul Vogel, Dominik Zobel, Matthias Schuck sowie meinen Büro Kolleginnen, Anne Hagemann und Pauline Kaminski, für den engen Kontakt auch abseits der Arbeit. Äußerst dankerfüllt bin ich ebenfalls Dr. Marc Stapelfeldt, Dr. Tom Törzs, Dr. Manuela Kanitz, Dr. Jan Onne Backhaus sowie Angelika Prah für den beruflichen und freundschaftlichen Austausch.

Darüber hinaus habe ich insbesondere den Austausch über numerische Themen mit unserem Oberingenieur Herrn Dr. Hans Stanford sowie über jegliche Laborversuche mit Markus Banduch genossen. Für die tatkräftige Unterstützung bei meinen Messungen sowie Versuchen und die auflockernden Gespräche abseits der Geotechnik danke ich Herrn Patrick Mayanja herzlich. Auch den Studierenden, die mich im Rahmen von Abschlussarbeiten oder HiWi-Tätigkeiten unterstützt haben, bin ich sehr verbunden. Für die Bestärkung zum Promotionsvorhaben bedanke ich mich bei Dr. Lars Vollmert, der mein Interesse an Geokunststoffen teilt und immer ein offenes Ohr hatte.

Ferner danke ich der Forschungsvereinigung Stahlanwendungen e.V., Düsseldorf zusammen mit der aif für die Förderung meiner Forschung. Dabei hat mich mein Kollege Alexander Enders von der Universität Stuttgart immer mit einem offenen Ohr für Diskussionen unterstützt.

Ehrenamtlich habe ich mich in der Jungen HTG und Jungen DGGT für den Nachwuchs im Wasserbau und der Geotechnik engagiert. Hier möchte ich mich bei allen Mitgliedern der Arbeitsgruppen /- kreise für das Vertrauen und das Engagement bedanken.

Über die Junge HTG habe ich auch die Möglichkeit erhalten, im Ausschuss für Ufereinfassungen (EAU) mitwirken zu dürfen. Ich bedanke mich bei allen Arbeitskreismitgliedern und der HTG für diese Möglichkeit und den offenen Empfang.

Ich hoffe mit dieser Arbeit im Bereich des Kaimauerbaus einige Fragestellungen geklärt zu haben und würde mich freuen, wenn die Arbeit zur weiteren Anwendung kombinierter Spundwände im Hafenaufbau beiträgt.

Hamburg, 23.09.2023

Jannik Beuß

**Schlagwörter:**

Ufereinfassung, Kombinierte Spundwand, Herstellungseinflüsse, Einbringvorgang, Lageabweichung, Rammführung, Feldmessung, Räumliches Tragverhalten, Lastverteilung, Modellversuche, Finite Elemente Methode, Feder-Dämpfer-Elemente, Ersatzmodell, Separationsansatz, Drehfedersteifigkeit, Bettung, Biegedrillknicken

**Keywords:**

Waterfront Structures, Combined Sheet Pile Wall, Manufacturing Influences, Installation Process, Positional Deviation, Driving Guidance, Field Measurement, Spatial Bearing Behavior, Load Distribution, Model Tests, Finite Element Method, Spring-Damper Elements, Substitute Model, Separation Approach, Torsional Spring Stiffness, Bedding, Bending Torsional Buckling



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Stand der Technik und Wissenschaft</b>	<b>5</b>
2.1	Kombinierte Spundwände . . . . .	5
2.2	Herstellung kombinierter Spundwände . . . . .	6
2.2.1	Einbringverfahren . . . . .	6
2.2.2	Rammführung . . . . .	7
2.2.3	Lageabweichung . . . . .	8
2.2.4	Numerische Modellierung des Einbringvorgangs . . . . .	9
2.3	Druckgewölbe im Boden . . . . .	11
2.4	Tragverhalten und Bemessung . . . . .	12
2.4.1	Räumliches Tragverhalten . . . . .	12
2.4.2	Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis . . . . .	14
2.4.3	Drehbettung von Doppel-T-Trägern . . . . .	15
2.4.4	Laterale Bettung von Doppel-T-Trägern . . . . .	16
2.4.5	Belastbarkeit von Zwischenbohlen . . . . .	16
2.5	Fazit . . . . .	18
<b>3</b>	<b>Zielsetzung</b>	<b>19</b>
<b>4</b>	<b>Methoden</b>	<b>21</b>
4.1	Einbringung von Trägern . . . . .	21
4.1.1	Feldmessung . . . . .	21
4.1.2	Numerisches Ersatzmodell . . . . .	22
4.2	Räumliches Tragverhalten . . . . .	23
4.2.1	Modellversuche . . . . .	23
4.2.2	Numerische Simulationen . . . . .	25
4.3	Bettung von Trägern . . . . .	26
4.3.1	Modellversuche . . . . .	26
4.3.2	Feldversuche . . . . .	26
4.3.3	Numerische Simulationen . . . . .	27

<b>5</b>	<b>Einbringung von Trägern</b>	<b>29</b>
5.1	Feldmessung . . . . .	30
5.1.1	Randbedingungen . . . . .	30
5.1.2	Messkonzept . . . . .	32
5.1.3	Ergebnisse . . . . .	33
5.1.4	Fazit . . . . .	45
5.2	Ersatzmodell zur Einbringung von Pfählen (EEP) . . . . .	46
5.2.1	Randwertproblem . . . . .	46
5.2.2	Berechnungsmethode . . . . .	47
5.2.3	Umsetzung . . . . .	54
5.2.4	Möglichkeiten und Grenzen . . . . .	58
5.2.5	Parameterbestimmung . . . . .	58
5.2.6	Validierung . . . . .	62
5.3	Identifikation von Einflussgrößen der Einbringung auf die Lageabweichung	64
5.3.1	Parametervariation . . . . .	64
5.3.2	Ergebnisse . . . . .	65
5.3.3	Zusammenfassung der Lageabweichung . . . . .	68
5.3.4	Bewertung . . . . .	70
5.4	Wesentliche Erkenntnisse . . . . .	71
<b>6</b>	<b>Räumliches Tragverhalten</b>	<b>73</b>
6.1	Gewölbefaktor . . . . .	74
6.2	Modellversuche . . . . .	76
6.2.1	Modellgesetze . . . . .	76
6.2.2	Versuchskonzept . . . . .	82
6.2.3	Ergebnisse . . . . .	92
6.2.4	Fazit . . . . .	100
6.3	Numerische Simulationen . . . . .	101
6.3.1	Modellbildung . . . . .	101
6.3.2	Bauablauf und Lastgeschichte . . . . .	104
6.3.3	Stoffmodelle . . . . .	104
6.3.4	Validierung . . . . .	106
6.3.5	Parametervariation . . . . .	107
6.3.6	Ergebnisse des Referenzsystems . . . . .	109
6.3.7	Ergebnisse der Parametervariation . . . . .	113
6.4	Ansatz des Gewölbefaktors zur Beschreibung der Lastverteilung auf kombinierte Spundwände . . . . .	118
6.4.1	Wasserbaustelle . . . . .	118
6.4.2	Landbaustelle . . . . .	121
6.4.3	Zusammenfassung des Ansatzes des Gewölbefaktors . . . . .	122
6.4.4	Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen . . . . .	124
6.5	Bewertung der räumlichen Belastung . . . . .	127
6.6	Wesentliche Erkenntnisse . . . . .	130

---

<b>7</b>	<b>Bettung von Trägern</b>	<b>131</b>
7.1	Modellversuche . . . . .	132
7.1.1	Aufbau . . . . .	132
7.1.2	Ergebnisse . . . . .	134
7.2	Feldversuche in Wilhelmshaven . . . . .	136
7.2.1	Erwartetes Verformungsverhalten . . . . .	137
7.2.2	Bodenverhältnisse . . . . .	138
7.2.3	Versuchskonzept . . . . .	140
7.2.4	Versuchsablauf . . . . .	143
7.2.5	Ergebnisse . . . . .	144
7.3	Numerische Simulationen . . . . .	155
7.3.1	Modellbildung . . . . .	155
7.3.2	Eignung des Modells . . . . .	158
7.3.3	Parametervariation . . . . .	161
7.3.4	Ergebnisse . . . . .	161
7.4	Drehfederansatz . . . . .	162
7.5	Berücksichtigung der Bettung im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis	166
7.6	Wesentliche Erkenntnisse . . . . .	170
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>171</b>
	<b>Literatur</b>	<b>175</b>
	<b>Anhang</b>	<b>187</b>
A	Notation . . . . .	188
B	Querschnittswerte von Trägern kombinierter Spundwände . . . . .	195
C	Recherche zu gebauten Ufereinfassungen . . . . .	195
D	Messung zur Einbringung am Liegeplatz 23 in Rostock . . . . .	197
E	Numerische Simulationen zur Einbringung . . . . .	202
F	Versuche zum räumlichen Tragverhalten . . . . .	213
G	Numerische Simulationen zum räumlichen Tragverhalten . . . . .	224
H	Bettung von Trägern . . . . .	234
I	Großformat des Luftbilds zur Messung am LP 23 . . . . .	243



# Abbildungsverzeichnis

1.1	Lageabweichungen von Trägern am Liegeplatz 1 am <i>CT Predöhlkai</i> . . . . .	1
2.1	Kombinierte Spundwand am Liegeplatz 23 in Rostock . . . . .	5
2.2	Obere Rammführung als Mäklerführung und Freireiterführung . . . . .	7
2.3	Ausführung der Rammführung am Liegeplatz 23 . . . . .	8
2.4	Querschnitt einer Kaimauer und angenommene Gewölbeausbildung bei kombinierten Spundwänden . . . . .	13
2.5	Darstellung eines von Boden umgebenen Trägers und des idealisierten, statischen Systems . . . . .	15
3.1	Schematische Darstellung der zu untersuchenden Forschungsfragen . . . . .	19
4.1	Kombinierte Spundwand, welche im Maßstab 1 : 10 im 3D-Druck mit dem Verfahren der Schmelzschichtung hergestellt wurde . . . . .	23
4.2	350 mm langes Trägerelement von einer kombinierten Spundwand, hergestellt im Maßstab 1 : 10 im 3D-Druck mit dem Verfahren der Schmelzschichtung . . . . .	24
5.1	Ablaufschema zur Untersuchung der Einbringung von Trägern . . . . .	29
5.2	Luftaufnahme bei der Messung zur Einbringung am Liegeplatz 23 . . . . .	30
5.3	Vibrationsrammung . . . . .	31
5.4	Schlagrammung . . . . .	31
5.5	Versuchsträger vor der Vibrationsrammung, Querschnitt des Profiltyps und Rammführung . . . . .	32
5.6	Seitenansicht des Versuchsträgers mit den Messpunkten I bis IV . . . . .	33
5.7	Vertikale Verschiebung des Trägers in Abhängigkeit von der Installationszeit . . . . .	34
5.8	FFT der Beschleunigungssignale während der Vibrationsrammung . . . . .	36
5.9	Ausschnitt der Beschleunigungen zu Beginn der Vibrationsphase am Messpunkt I . . . . .	36
5.10	FFT der Beschleunigungssignale während der Schlagrammung . . . . .	37
5.11	Charakteristisches Beschleunigungssignal eines Rammschlags zu Beginn der Rammung . . . . .	38
5.12	Ausschnitt der Beschleunigungen zu Beginn der Vibrationsphase am Träger und der Rammführung zu den drei Zeitabschnitten A, B und C nach Abb. 5.7 . . . . .	39
5.13	Beschleunigungen während der Rammphase am Rammgerät . . . . .	40
5.14	Schwingwege in Abhängigkeit von der Zeit am untersten Messpunkt II . . . . .	41
5.15	Vertikale Beschleunigung, integrierte Geschwindigkeit und integrierter Schwingweg für die ersten zehn Rammschläge am untersten Messpunkt I . . . . .	42

5.16	Inklinometermessung an dem eingebrachten Träger und Lageabweichung in der Messachse $z_{1\text{-Inkl}}$ . . . . .	44
5.17	Lage vom Trägerkopf, vom Bohlenfuß in Solllage sowie im Endzustand auf Höhe UK Zwischenbohlen . . . . .	45
5.18	Randwertproblem zur Einbringung eines Trägers im Boden . . . . .	47
5.19	Rheologische Modelle des Ersatzmodells . . . . .	48
5.20	Realer - und vereinfachter Querschnitt des simulierten Trägers . . . . .	49
5.21	Modellierung der untersuchten Rammführungen . . . . .	50
5.22	Visualisierung des Simulationsablaufs mit Übertragung der Zustandsgrößen zwischen zwei Simulationen . . . . .	51
5.23	Prognosemodell zur Festlegung von Einbringparametern und der notwendigen Rammführung kombinierter Spundwände . . . . .	52
5.24	Bewertungskriterium der Lageabweichung . . . . .	53
5.25	Grafische Benutzeroberfläche des Ersatzmodells zur Einbringung von Pfählen (EEP) . . . . .	55
5.26	Simulation der Vibrations- und anschließender Schlagrammung . . . . .	56
5.27	Randwertproblem zur Einbringung eines Trägers im Boden mit Hindernis . . . . .	57
5.28	Simulation der Vibrationsrammung mit und ohne Hindernis . . . . .	57
5.29	Kenmlinien der lateralen Federelemente für Sand und Ton . . . . .	60
5.30	Axiale Fußverschiebung von vier Rammschlägen des numerischen Ersatzmodells im Vergleich zur Messung am Liegeplatz 23 . . . . .	62
5.31	Laterale Fußverschiebung der Simulation bei einer Anfangstiefe der Schlagrammung von $y_{\text{ini}} = 15,8\text{ m}$ im Vergleich zum Messwert der Inklinometermessung am Liegeplatz 23 nach der Installation . . . . .	63
5.32	Laterale Fußverschiebung über die axiale Fußverschiebung bei Freireiter- und Mäklerführung, ab $y_{\text{ini}} = 1\text{ m}$ . . . . .	66
5.33	Zusammenfassung der lateralen Fußverschiebungen als Variation der Rammführung sowie der Anfangsneigung des Trägers . . . . .	69
6.1	Ablaufschema zur Bestimmung des Lastverteilungsansatzes zur Berücksichtigung der Gewölbewirkung . . . . .	73
6.2	Lastverteilung auf einer kombinierten Wand . . . . .	74
6.3	Als Prototyp definierter Regelquerschnitt einer Kaimauer in Anlehnung an das <i>CT Altenwerder</i> in Hamburg . . . . .	76
6.4	Versuchsaufbau des Vierpunktbiegeversuchs mit Glasfasermessung . . . . .	81
6.5	Versuchsstand zur Pfahleinbringung . . . . .	83
6.6	Versuchskasten mit den 3D-gedruckten Elementen eines Kaimauerabschnitts . . . . .	83
6.7	Anordnung der Glasfasern auf der kombinierten Spundwand im Modellversuch . . . . .	85
6.8	3D-gedruckter Träger und Zwischenbohle mit integrierter Nut für die Glasfasermessung am Steg . . . . .	86
6.9	3D-gedruckter Träger mit den integrierten Drucksensoren als verformbare „Plättchen“ auf dem aktiven Flansch . . . . .	88
6.10	Ermittlung der auf die Plättchen wirkenden Kraft . . . . .	88
6.11	Ablaufphasen des Versuchs 5 mit der Hinterfüllung, der Einbringung eines Kaiplattenpfahls sowie zusätzlicher Auflast . . . . .	90

6.12	Zeichnung der untersuchten Systemquerschnitte für die 1g-Modellversuche eines Kaimauerabschnitts . . . . .	91
6.13	Verformungszustände im Versuch 5 . . . . .	92
6.14	Biegelinie und Biegespannung des Trägers im Versuch 4 . . . . .	94
6.15	Biegelinie und Biegespannung des Trägers im Versuch 5 . . . . .	95
6.16	Biegelinie und Biegespannung der Zwischenbohle im Versuch 5 . . . . .	95
6.17	Ergebnis der PIV- Analyse der Pfahleinbringung bei der Pfahleinbringung hinter dem Kaimauerabschnitt in Versuch 4 . . . . .	96
6.18	Spannungsänderung durch die Hinterfüllung, die Pfahleinbringung und die Auflast an dem Träger und der Zwischenbohle im Versuch 5 . . . . .	97
6.19	Biegelinie des Trägers und der Zwischenbohle im Versuch 5 nach der Auffüllung und der Pfahleinbringung . . . . .	97
6.20	Biegelinie und Biegespannung des Ankers im Versuch 5 . . . . .	98
6.21	Biegelinie und Biegespannung des Ankers als Vergleich von Versuch 5 und 7* . . . . .	99
6.22	Diskretisiertes FE-Modell zur Abbildung eines Kaimauerabschnitts . . . . .	102
6.23	Darstellung des realen Spundwandsystems sowie das idealisierte Modell . . . . .	102
6.24	Biegelinie der numerischen Simulation des Versuchs 5 mit dem skalierten Profilquerschnitt des Trägers HZ 630M im Vergleich zu den Messdaten . . . . .	106
6.25	Konturplots der horizontalen Verschiebungen des Referenzsystems für die Wasserbaustelle und die Landbaustelle . . . . .	109
6.26	Biegelinie und Spannungsverteilung auf den Elementen während der Bauzustände im Referenzsystem als Wasser- und Landbaustelle . . . . .	110
6.27	Spannungsverteilung auf den Elementen nach der Hinterfüllung sowie im Lastfall Sunk 1 im Referenzsystem als Wasser- und Landbaustelle . . . . .	112
6.28	Bauteilbezogene Spannungsverteilung im Lastfall Sunk 1 im Referenzsystem für die Wasser- und Landbaustelle bei wasserseitiger Anordnung der Zwischenbohle . . . . .	113
6.29	Bauteilbezogene Erddruckverteilung $eb_{ah}$ und Gewölbefaktor $\eta_{Gew}$ bei variiertem Lagerungsdichte für den Bauzustand Sunk 1 . . . . .	114
6.30	Verlauf des Gewölbefaktors der Wasserbaustelle . . . . .	115
6.31	Verlauf des Gewölbefaktors der Landbaustelle . . . . .	116
6.32	Grenzhöhe zur Approximation des Gewölbefaktors $\eta_{Gew}$ in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit des Trägers für die Wasserbaustelle . . . . .	119
6.33	Anwendung der berechneten Formeln zur Berücksichtigung der Erddruckverteilung zwischen den Trag- und Zwischenbohle unter Verwendung der Umlagerungsfiguren nach EAU (2020) . . . . .	125
6.34	Spannungsverteilung auf den Zwischenbohlen bei variierendem Trägertyp im Bauzustand Sunk 3 am Referenzsystem für die Wasserbaustelle . . . . .	128
7.1	Ablaufschema zur Ermittlung eines Drefederansatzes für bindige Böden und die Berücksichtigung davon im Stabilitätsnachweis . . . . .	131
7.2	Modellversuchsaufbau zur Verdrehung von Profilen im Flügelscherversuchstand . . . . .	132
7.3	Untersuchte Modellprofile . . . . .	133

7.4	Torsionswiderstandsmoment $M_T$ für den breiigen Moorburger Klei unter Variation der Geschwindigkeit und Profilgeometrie . . . . .	134
7.5	Scherkörper eines verdrehten Trägers im Boden . . . . .	135
7.6	Drehbettung $c_m$ für einen breiigen Moorburger Klei unter Variation der Profilgeometrie . . . . .	135
7.7	Drehbettung $c_m$ für einen breiigen Moorburger Klei unter Variation der Konsistenz . . . . .	136
7.8	Physikalisches Modell und Verdrillung eines Trägers im Boden . . . . .	137
7.9	Lageplan des Versuchsstandorts in Wilhelmshaven und Schichtenverzeichnis der Bohrung direkt neben dem Standort . . . . .	138
7.10	Versuchsaufbau zur Verdrehung sowie zur lateralen Belastung des Trägers im Boden vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven . . . . .	140
7.11	Querschnitt der Versuchsanordnung zur Verdrehung und Verschiebung des Trägers vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven . . . . .	141
7.12	Luftbilder während und nach der Installation des Trägers in der Rammführung vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven . . . . .	142
7.13	Berechnete Verdrehung des Trägers des ersten und zweiten Verdrehungsversuchs sowie Verschiebung der lateralen Belastung . . . . .	145
7.14	Reaktionsmoment der Verdrehungsversuche sowie Reaktionskraft während der lateralen Verschiebung in Versuch 3 . . . . .	146
7.15	Verlauf der Porenwasserdrücke und des Wasserstands auf Höhe der Sensoren über die Dauer der gesamten Messung . . . . .	148
7.16	Ablaufschema zur Ermittlung des Drehbettungsansatzes . . . . .	148
7.17	Mathematisch-physikalisches Modell zur Berechnung des Torsionsmomentenverlaufs und der Drehfedersteifigkeit . . . . .	150
7.18	Versuch 1 – Verdrehung und Torsionsmoment des Trägers sowie Drehfedersteifigkeit . . . . .	152
7.19	Versuch 2 – Verdrehung und Torsionsmoment des Trägers sowie Drehfedersteifigkeit . . . . .	152
7.20	Versuch 3 – Verschiebung des Trägers sowie laterale Federsteifigkeit . . . . .	154
7.21	Verdrehung eines Trägers im Boden - Randwertmodell, FE-Netz und im Detail im Endzustand . . . . .	155
7.22	Simulierte Elementversuche an dem Wilhelmshavener Klei . . . . .	158
7.23	Simulierte Elementversuche an dem Wilhelmshavener Sand . . . . .	159
7.24	Simulation der Verdrehung 1 . . . . .	160
7.25	Reaktionsmoment gegenüber der Verdrehung bei Variation der Trägergeometrie und Einbindetiefe . . . . .	161
7.26	Drehfedersteifigkeit $c_\vartheta$ in Abhängigkeit von der Trägergeometrie, der Tiefe sowie Konsistenz . . . . .	165
D.1	Anordnung der Sensoren am Messpunkt I am Fuß des Trägers . . . . .	197
D.2	Beschleunigungen während der Rammphase am Messpunkt I . . . . .	198
D.3	Sensorverhalten und Ausfälle bei der Messung am Liegeplatz 23 . . . . .	199
D.4	Verschiebung für die unteren drei Messpunkte der ersten 100s der Schlagrammung . . . . .	199

D.5	Dehnungen während der Vibrationsrammung . . . . .	200
D.6	Dehnungen während der Schlagrammung . . . . .	201
E.1	Vergleich der axialen Trägerbewegung des Ersatzmodells bei unterschiedlicher initialer Einbindetiefe . . . . .	211
E.2	Vergleich der lateralen Verschiebungen am Kopf sowie und Fuß des Trägers bei einer initialen Einbindetiefe von $y_{ini} = 1$ m sowie Verwendung der Freireiterführung mit zwei Ebenen als unterer RF . . . . .	211
E.3	Laterale Fußverschiebung über die axiale Fußverschiebung bei Freireiter- und Mäklerführung, ab $y_{ini} = 10$ m . . . . .	212
F.1	Auswertung der Glasfasermessung des Vierpunktbiegeversuchs . . . . .	214
F.2	Berechneter Querkraftverlauf im Vierpunktbiegeversuch . . . . .	215
F.3	Ergebnisse des Vierpunktbiegeversuchs am Profil TI70 . . . . .	216
F.4	Dehnung vom Testprofil TI70 im Vierpunktbiegeversuch . . . . .	216
F.5	Ergebnisse des Vierpunktbiegeversuchs am Profil T030 . . . . .	217
F.6	Dehnung vom Testprofil T030 im Vierpunktbiegeversuch . . . . .	217
F.7	Dehnung der Glasfaser der integrierten Plättchensensoren . . . . .	218
F.8	Beispielhafte Dehnung eines Plättchens über die Stützstellen der Glasfaser . . . . .	219
F.9	Versuchsaufbau des Dreipunktbiegeversuchs nach DIN EN ISO 178:2019-08 . . . . .	220
F.10	Probekörper und Ergebnisse der Dreipunktbiegeversuche . . . . .	221
F.11	Dehnung am Träger auf der Druckseite und der Zugseite . . . . .	223
F.12	Biegelinie des Trägers auf der Druckseite und der Zugseite . . . . .	223
F.13	Biegelinie und Biegespannung der Zwischenbohle im Versuch 4 . . . . .	224
G.1	Spannungsverteilung auf dem Träger und der Zwischenbohle der numerischen Nachrechnung des Versuchs 5 . . . . .	226
G.2	Quer- sowie Längsschnitt der horizontalen Verschiebungen $\sigma'_x$ des Referenzsystems für die Wasserbaustelle und die Landbaustelle . . . . .	226
G.3	Konturplots der horizontalen Verschiebungen $u_x$ in den einzelnen Berechnungsphasen des Referenzsystems für die Landbaustelle . . . . .	227
G.4	Konturplots der horizontalen Verschiebungen $u_x$ in den einzelnen Berechnungsphasen des Referenzsystems für die Wasserbaustelle . . . . .	228
G.5	Vergleich der orthogonalen Spannungen im Boden an der Grenzfläche der kombinierten Spundwand im Lastfall Sunk 1 und bei Anwendung einer $\varphi$ - $c$ -Reduktion . . . . .	229
G.6	Erddruckverteilung auf die verschiedenen Spundwandbereiche bei unterschiedlichen Trägertypen für den Bauzustand Sunk 3 am Referenzsystem . . . . .	230
G.7	Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors $\eta_{Gew}$ für $h_\eta$ . . . . .	231
G.8	Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors $\eta_{Gew}$ für $\eta_u$ . . . . .	232
G.9	Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors $\eta_{Gew}$ für $\eta^\circ$ . . . . .	233
H.1	Versuchsdurchführung zur Verdrehung sowie zur lateralen Verschiebung des Trägers im Boden vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven . . . . .	234
H.2	Verteilung der Porenzahlen . . . . .	237
H.3	Verteilung der nach oben gerichteten mittleren Spannungen . . . . .	238

H.4	Reaktionsmoment bei Variation der Einbindetiefe . . . . .	239
H.5	Reaktionsmoment bei Variation der Belastungsdauer . . . . .	239
H.6	Idealisierter Schnitt einer Kaimauer in Anlehnung an den Wangeroogkai . .	240
H.7	Modell in Dlubal RFEM Vers. 5.25 . . . . .	241

# Tabellenverzeichnis

2.1	Maximal aufnehmbarer Wasserüberdruck bei landseitiger Anordnung der Zwischenbohlen bei einer Blechstärke von mindestens 10 mm . . . . .	17
5.1	Vor- und Nachteile des Ersatzmodells . . . . .	58
5.2	Variierte Parameter des Ersatzmodells zur Untersuchung der Lageabweichung infolge der Installation . . . . .	65
5.3	Prozentualer Einfluss der Ausbildung der Rammführung und Neigung des Trägers auf die Lageabweichung bei $y_{ini} = 10$ m . . . . .	70
6.1	Relevante Einflussgrößen mit ihren Dimensionen und Einheiten sowie Skalierungsfaktoren für die Ermittlung des Gewölbefaktors . . . . .	75
6.2	Längen der Bauteile im Prototyp in Abhängigkeit der Skalierung im 1g-Modellversuch . . . . .	82
6.3	Öffnungsweite des Ventils - und Ziehgeschwindigkeit des Sandsilos bei der Hinterfüllungen . . . . .	89
6.4	Durchgeführte 1g-Modellversuche an einem Kaimauerabschnitt . . . . .	91
6.5	Querschnittsgrößen der modellierten kombinierten Spundwand im Referenzsystem . . . . .	103
6.6	Stoffparameter für den Sand nach Brinkgreve u. a. sowie für den Hamburger Sand . . . . .	105
6.7	Maßgebende variierte Parameter zur Untersuchung des Parametereinflusses auf die Erddruckverteilung . . . . .	108
6.8	Bewertung des Einflusses der untersuchten Parameter auf die Veränderung der gesuchten bilinearen Funktion des Gewölbefaktors . . . . .	117
6.9	Biegesteifigkeit um die starke Achse $y-y$ der untersuchten Träger für Einzel- und Doppelträger . . . . .	120
6.10	Anwendung des ermittelten Lastansatzes anhand von Vergleichsrechnungen	126
7.1	Konsistenzen, Geschwindigkeiten und Profile der Modellversuche . . . . .	133
7.2	Wilhelmshavener Sand – lockerste - und dichteste Lagerung . . . . .	139
7.3	Wilhelmshavener Klei – Zustandsgrenzen . . . . .	139
7.4	Ablaufphasen der Versuche am Wangeroogkai . . . . .	144
7.6	Parameter des visko-hypoplastischen Stoffmodells für den Wilhelmshavener Klei . . . . .	157
7.7	Parameter des hypoplastischen Stoffmodells für den Wilhelmshavener Sand	157
7.8	Zusammenfassung der für die Bettung relevanten Längen von Trägern der untersuchten Kaimauer-Systeme aus Anhang C . . . . .	167
7.9	Randbedingungen der Systeme BDK II bis BDK III . . . . .	167

7.10	Grenzkriterien für die Vernachlässigung des Biegeknick- und Biegedrillknicknachweises . . . . .	169
B.1	Querschnittswerte für Träger als Einzel- und Doppelträger kombinierter Spundwände . . . . .	195
C.1	Länge, Geländesprunghöhe und Profiltypen von gebauten Kaimauern . . . . .	196
D.1	Verwendete Sensoren zur Messung am Liegeplatz 23 . . . . .	197
D.2	Anordnung der Messpunkte und Sensoren zur Messung am Liegeplatz 23 . . . . .	198
F.1	Einstellungen für die Filterung der Daten für den Savitzky-Golay Filter bei der Glasfasermessung . . . . .	213
F.2	Elastizitätsmodul $E_f$ der horizontal 3D-gedruckten Probekörper . . . . .	220
F.3	Elastizitätsmodul $E_f$ der senkrecht 3D-gedruckten Probekörper . . . . .	221
F.4	Elastizitätsmodul bestimmt aus den Biegeversuchen . . . . .	222
G.1	Stoffparameter nach Brinkgreve u. a. (2010) bei variiertem Verdichtungsgrad $I_D$ . . . . .	224
G.2	Querschnittswerte der simulierten, halben Trägerquerschnitte als Idealisierung nach ArcelorMittal (2022b) . . . . .	225
G.3	Kennwerte der simulierten Ankerquerschnitte . . . . .	225
G.4	Verwendete Elementtypen und deren Eigenschaften für die Modellierung der kombinierten Spundwand . . . . .	225
G.5	Referenzgrößen für die Ermittlung der Umrechnungsfaktoren $U$ für die Anwendung des Separationsansatzes . . . . .	225
H.1	Verwendete Sensoren zur Messung am Wangeroogkai . . . . .	234
H.2	Bodenparameter für die Studie im Stabwerksprogramm . . . . .	241
H.3	Berechnung der Erddruckkräfte für die Studie im Stabwerksprogramm . . . . .	242
H.4	Maßgebende Geometrie der untersuchten Profile . . . . .	242
H.5	Ergebnisse der Studie im Stabwerksprogramm . . . . .	243

# 1 Einleitung

Ufereinfassungen ermöglichen den Warenumsschlag von Containerschiffen und sind damit ein elementarer Baustein für die nationale wie auch internationale Handelsschifffahrt. Im Hamburger Hafen, der als größter Seehafen Deutschlands und drittgrößter Universalhafen Europas eine besondere Rolle im Seehandel einnimmt, summieren sich die Ufereinfassungen bereits auf 43 km Länge auf (vgl. Bartholomä, 2019). Im Bau von Ufereinfassungen sind kombinierte Spundwände eine Regelbauweise. Allein in den norddeutschen Seehäfen werden mit kombinierten Spundwänden Geländesprünge bis zu 30 m abgesichert. Das System besteht aus Tragbohlen, die zusammen mit Z- oder U-förmigen Zwischenbohlen über bewegliche Schlösser verbunden werden. Als Tragbohlen werden entweder Rohrpfähle oder Doppel-T-Träger eingesetzt, welche teilweise über 40 m lang sind. Die Zwischenbohlen hingegen werden in der Regel kürzer als die Tragbohlen ausgeführt (vgl. Stahlmann, Gattermann u. a., 2009; de Gijt und Broeken, 2013; EAU, 2020).

Das Tragverhalten von kombinierten Wänden ist von der Forschung noch nicht vollständig verstanden. Insbesondere die Einflüsse aus der Einbringung auf die Endlage der Träger sind trotz jahrelanger Erfahrung in der Baupraxis unzureichend geklärt. Wie die Abb. 1.1 exemplarisch am Liegeplatz 1 des Containerterminals (CT) Predöhlkai in Hamburg gezeigt, kann es bei der Rammung der langen und torsionsweichen Träger zu gravierenden Lageabweichungen kommen.



**Abb. 1.1:** Lageabweichungen am Liegeplatz 1 des *CT Predöhlkai* in Hamburg  
Foto: J. Gattermann (2015)

Als Folge dieser Lageabweichungen können im besten Fall unplanmäßige Belastungen und im schlimmsten Fall Schlosssprengungen auftreten. Der erfolgreiche Einbringvorgang ohne einschränkende Lageabweichungen hängt von vielen Einflussgrößen, wie u. a. der Trägergeometrie und -biegesteifigkeit, der Rammführung, dem Einbringgerät sowie dessen Geräteparametern und dem Boden ab (vgl. Osthoff, 2018). Zur indirekten Berücksichtigung dieser Unsicherheit können beim Bau von kombinierten Wänden steifere Profile verbaut werden, als nach der Bemessung erforderlich wären.

Die messtechnische Begleitung der Einbringung eines Trägers einer kombinierten Spundwand von Beuße und Grabe (2020b) zeigt, dass die lateralen Beschleunigungen im Träger durch Kontakt zur Rammführung reduziert werden. Die Rammführung beeinflusst demzufolge den dynamischen Einbringvorgang und die Lage des Trägers im Endzustand. Wie jedoch muss eine Rammführung in Abhängigkeit vom Einbringgerät, Träger und Baugrund gewählt werden, damit ein Träger lagegetreu installiert wird? Die Untersuchungsgrundlage lässt hierbei nur die Wahl auf Basis von Erfahrungswerten zu, sodass die Einflüsse der Einbringung auf die Lageabweichung des Trägers erforscht werden müssen. Durch die lagegetreue Einbringung können die wirtschaftlichen und bauzeitlichen Vorteile des Systems gegenüber anderen Bauweisen genutzt werden.

Tatsächlich ändert sich das Tragverhalten der Wand bereits während des Bauvorgangs. Der Erddruck wird mobilisiert und die gesamte Ufereinfassung mit der Rückverankerung verformt sich bei der Hinterfüllung bzw. der Abgrabung vor der Wand. Nach dem Bau der kombinierten Spundwand wird diese vor allem infolge von Erd- und Wasserüberdruck, der Bewirtschaftung der Kaianlage sowie dem Festmachen von Schiffen belastet. Die auftretenden Belastungen und Widerstände werden dabei allerdings nicht vollständig physikalisch bei der Bemessung erfasst.

Das Tragverhalten der kombinierten Spundwand muss bei der analytischen Bemessung möglichst realistisch abgebildet werden, um eine wirtschaftliche und nachhaltige Auslegung von Ufereinfassungen zu ermöglichen. Allerdings ist festzustellen, dass mit aktuellem Stand der Normung die rechnerischen Nachweise für eine Vielzahl der bestehenden Kai-mauern nicht zu erbringen sind, obwohl diese zum Teil eindeutige Tragfähigkeitsreserven aufweisen (vgl. Feindt und Kocak, 2022). Damit stellt sich die Frage, welche Systemreserven bei den bestehenden Ansätzen zur Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände nicht berücksichtigt werden.

Auf der Einwirkungsseite wird nach EAU (2020) bei einer mindestens mitteldicht gelagerten Hinterfüllung ein zweidimensionales Ersatzmodell angesetzt. Infolge einer angenommenen Gewölbewirkung wird davon ausgegangen, dass die Träger die gesamte Last aus dem Erddruck aufnehmen und die Zwischenbohlen lediglich durch den Wasserüberdruck belastet werden. Nach den Untersuchungen von Tom Wörden (2010) ist eine Gewölbekonstruktion abhängig von den Referenzverschiebungen im Boden. Ist die Relativverschiebung zwischen den Trägern und Zwischenbohlen kombinierter Wände ausreichend, um das angenommene Gewölbe auszubilden? Dieses räumliche Tragverhalten ist derzeit nicht belegt, weshalb die tatsächliche Lastverteilung und die Einflussfaktoren auf diese untersucht werden müssen.

---

Die Ermittlung der räumlichen Lastverteilung hat nicht nur einen Einfluss auf die Einbindetiefe der kombinierten Spundwand. Mit den geotechnisch ermittelten Einwirkungen werden auch die stahlbautechnischen Nachweise geführt. Normativ wird seit Einführung des Eurocodes 3 im Jahr 2010 (DIN EN 1993-5:2010-12 in Verbindung mit der DIN EN 1993-1-1:2010-12) der kombinierte Nachweis gegen Biegeknicken und Biegedrillknicken gefordert. Dieses Stabilitätsproblem wird beeinflusst durch eine Imperfektion, die Belastung sowie der geringen Torsionssteifigkeit des I-Querschnitts der Tragbohlen. Die Imperfektion geht aus einer Verdrillung und Schiefstellung infolge der Einbringung sowie fertigungsbedingten Verformungen hervor. Überlagert werden diese durch die Verformungen infolge der räumlichen Belastung aus dem Erddruck.

Der im Hochbau entstandene Nachweis berücksichtigt derzeit nicht den Boden als Widerstand gegen Verschiebung oder Torsion, sodass rechnerisch der Nachweis für torsionsweiche Einzelträger zumeist nicht zu erbringen ist. Untersuchungen der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) im Projekt P 813 (2012) zeigen, dass die Träger-Boden-Interaktion im Sand mit einer Drehfeder beschrieben werden kann. Durch eine Erhöhung des Torsionswiderstands mit dieser Drehfeder kann der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis demzufolge verbessert werden. Der Baugrundaufbau realer Kaimauerquerschnitte ist allerdings geprägt durch bindige und rollige Böden in Wechsellagerungen. Darüber hinaus ist unterhalb des Kaimauerkopfs häufig ein ungebetteter Abschnitt vorgesehen, um die Erddruckeinwirkungen auf die Wand zu reduzieren. Modellversuche an Doppel-T Profilen mit variierender Flanschbreite zeigen, dass auch Klei mit weicher Konsistenz einen Scherwiderstand gegen Torsion aufbringt (vgl. Beuße und Grabe, 2020a). Daraus ergibt sich die Frage, wie die Drehfedersteifigkeit im bindigen Boden analytisch berechnet und als Widerstand im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis angesetzt werden kann.

Der Forschungsbedarf zur Reduzierung von Lageabweichungen infolge des Einbringvorgangs sowie zur Berücksichtigung von Systemreserven im Tragverhalten wird nicht nur für einen nachhaltigen Neubau von Ufereinfassungen relevant. Der Hamburger Hafen hat es sich mit der Nachrechnungsrichtlinie (vgl. HPA, 2019) zur Aufgabe gemacht, über 40 km der Hamburger Ufereinfassungen zu überprüfen. Durch ein besseres Verständnis des Tragverhaltens und eine Berücksichtigung von Reserven können bestehende Ufereinfassungen gegebenenfalls länger genutzt werden.

Diese Arbeit soll einen Beitrag dazu leisten, das System der kombinierten Spundwand nachhaltiger zu gestalten und die Wirtschaftlichkeit durch effizienteres und ressourcenschonenderes Bauen sicherzustellen. Dazu wird im nachfolgenden Kapitel 2 der derzeitige Stand der Technik und Wissenschaft betrachtet. Darauf aufbauend wird in Kapitel 3 die Zielsetzung festgelegt. Die Forschungsfragen sollen mit den in Kapitel 4 erläuterten Methoden beantwortet werden. In den Kapiteln 5 bis 7 werden dann die drei Forschungsfragen, die Einbringung von Trägern, das räumliche Tragverhalten sowie die Bettung von Trägern kombinierter Spundwände untersucht. Die Arbeit behandelt abschließend in Kapitel 8 eine Zusammenfassung und gibt einen Ausblick auf weitere Forschungsthemen.



## 2 Stand der Technik und Wissenschaft

### 2.1 Kombinierte Spundwände

Der Systemquerschnitt einer kombinierten Spundwand ist der Abb. 2.1 zu entnehmen. Die Doppel-T-Träger kommen als Einzel- oder Doppeltragbohlen zum Einsatz und sollen den maßgebenden Anteil am Lastabtrag übernehmen. Diese unterscheiden sich hauptsächlich in der Profilhöhe  $H$ , welche zwischen 630 mm und 1.090 mm Höhe liegt. Die Querschnittswerte marktüblicher Doppel-T-Träger kombinierter Spundwände sind in Anhang B zusammengetragen. Die Z- oder U-förmigen Zwischenbohlen können land- oder wasserseitig angeordnet werden und leiten die Lasten über die Schlösser in die Träger weiter. Mit dem System werden derzeit elastische Widerstandsmomente von  $W_{el} = 4.550 \text{ cm}^3/\text{m}$  bis etwa  $21.000 \text{ cm}^3/\text{m}$  erzielt (vgl. ArcelorMittal, 2022b).



**Abb. 2.1:** Kombinierte Spundwand am Liegeplatz 23 in Rostock mit dem Träger HZ 1180MA und den Zwischenbohlen AZ 20-700. Foto: J. Beuße

Die Herstellung erfolgt als Land- oder Wasserbaustelle. Bei einer Landbaustelle wird die Spundwand zunächst in den Boden eingebracht und der Boden anschließend wasserseitig abgegraben. Bei der Wasserbaustelle wird mit dem Einbringgerät von einem Ponton aus die Spundwand hergestellt. Nach der Rückverankerung erfolgt dann das Hinterfüllen der Wand (vgl. de Gijt und Broeken, 2005).

Die Einbringung der Träger der kombinierten Wand erfolgt dabei wie nachfolgend beschrieben.

## 2.2 Herstellung kombinierter Spundwände

### 2.2.1 Einbringverfahren

Bei der Herstellung kombinierter Spundwände werden zunächst die Träger im Pilgerschrittverfahren installiert, bei welchem jeweils der übernächste Träger vor dem danebenstehenden Träger eingebracht wird. Hierdurch wird eine Beeinflussung durch die asymmetrische Veränderung der Bodenzustandsgrößen im Nahbereich verhindert. Anschließend erfolgt die Installation der Zwischenbohlen (vgl. EAU, 2020).

Die Wahl des Einbringgeräts und der Rammführung für die Installation der Träger erfolgt zumeist auf Basis von unternehmens- und ortsspezifischen Erfahrungswerten (vgl. EAU, 2020). Die gängige Praxis ist die Einbringung mittels Vibration bis zu dichter Lagerung oder steifer Konsistenz und darüber hinaus mittels Schlagammung. Laut Berner und Moormann (2018) ist eine schwere Rammung bei der Einbringung in steifen Ton oder Lehm sowie dicht gelagertem Feinsand oder Kies zu erwarten. Hinweise zur Wahl der Geräteparameter liefern insbesondere H. Wang (1994); Viking (2006); H. König (2008); Massarsch u. a. (2017); sowie Berner und Moormann (2018), wie in Beuße und Grabe (2020c) näher erläutert.

Mit zunehmender Rammenergie bzw. Schwere der Rammpartikel steigt die Beanspruchung auf das Profil, sodass größere Schwingungen zu erwarten sind. Die Einbringung kann mittels Einbringhilfen (Spülen, Bohren, Fräsen, Sprengen, Schlossräumer oder angespitzter Bohlen) in schwierigem Baugrund unterstützt werden (vgl. EAU, 2020; ArcelorMittal, 2022a).

In Folge der dynamischen Anregung kommt es am Schaft des Rammguts zur Überwindung der Mantelreibung und im Nahbereich bei rolligen Böden je nach Lagerungsdichte zu Verdichtungen oder Auflockerungen (vgl. Henke, 2013).

Die Schlagammung ist hinsichtlich der Neigung zur Verspannung mit Pfropfenbildung zwischen dem Einpressen und der Vibrationsammung einzustufen, sodass je nach Bodenzustandsgrößen mit einer Erhöhung des Fußwiderstands zu rechnen ist (vgl. Stahlmann und Fischer, 2013). Unter welchen Kriterien eine Pfropfenbildung bei Trägern kombinierter Spundwände angesetzt werden darf und wie in diesem Fall die Mantelflächen für den Widerstand aus Mantelreibung anzusetzen sind, ist weiterhin Gegenstand der Forschung (vgl. Lammertz, 2008; Henke, 2013; Labenski u. a., 2016).

Da die Führung über das Schloss bei der Einbringung von Trägern im Pilgerschrittverfahren entfällt, nimmt der Einfluss der Rammführung auf die Profilschwingung und die Lageabweichung zu (vgl. Osthoff, 2018).

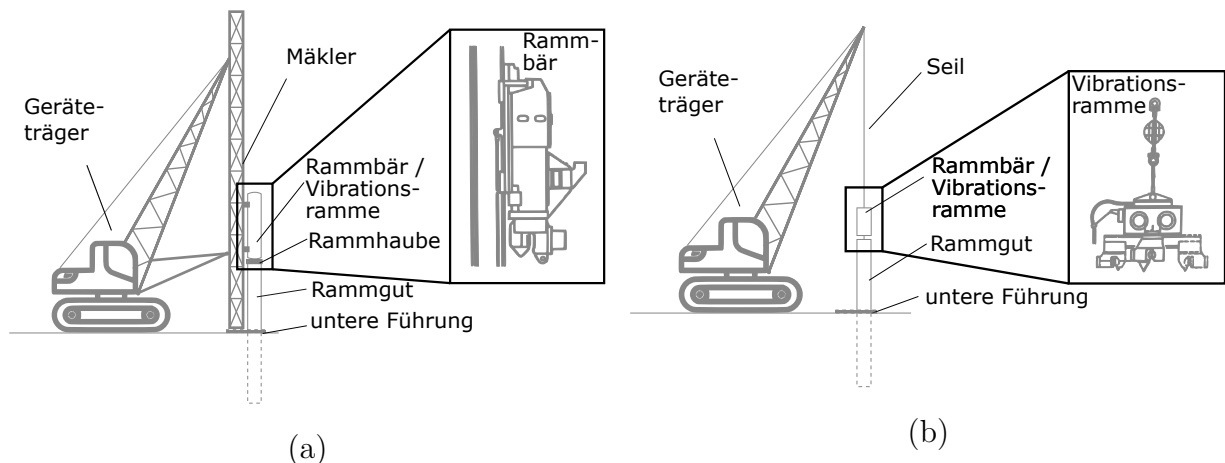
### 2.2.2 Rammführung

Die wesentliche Aufgabe der Rammführung besteht darin, das Rammgut lagegetreu einzubringen.

Als Arbeitsebene für die Einbringgeräte und die Rammführung sollten Hubinseln oder Rammgerüste auf Hilfspfählen verwendet werden. Die Position der Hubinsel bedarf einer permanenten Überwachung, da durch die Ramarbeiten die Position der Hubinsel verändert werden kann. Von der Verwendung von Arbeitspontons wird abgeraten, da sich diese bei Wellengang bewegen (vgl. EAU, 2020).

Zur Führung sollte das Rammgut in mindestens zwei verschiedenen Höhen geführt werden. Je größer der Abstand der beiden Ebenen ist, desto effizienter ist die Führung. Je nach Länge des Rammguts werden mehrere Zwischenführungen benötigt (vgl. EAU, 2020; ArcelorMittal, 2022a). Grundsätzlich wird zwischen der oberen - und der unteren Rammführung unterschieden.

Bei der **oberen Rammführung** ist zwischen zwei möglichen Gerätetypen zu differenzieren. Bei der Mäklerrammung wird die obere Ebene gemeinsam mit dem Rammbaren am Mäkler geführt. Dabei ist der Rammbar schienenartig mit dem Mäkler verbunden. Daher sollte dieser, wie in Abb. 2.2 (a) dargestellt, parallel zum Rammgut geführt werden. Bei der Freireiterrammung hängt der Rammbar oder die Vibrationsramme, wie in Abb. 2.2 (b) dargestellt, an einem Seil und kann frei schwingen und ist somit nicht geführt (vgl. Buja, 2001). Grundsätzlich ist sowohl die Schlag- als auch die Vibrationsrammung kombinierbar mit einer Freireiter- oder Mäklerführung.



**Abb. 2.2:** Obere Rammführung als Mäklerrammung (a) und Freireiterrammung (b) in Anlehnung an Buja (2001)

Die **untere Führung** wird in einer oder zwei Ebenen ausgeführt. Bei einer Ausführung in einer Ebene sollte die Rammführung möglichst nah an der Geländeoberkante montiert sein. Ein gängiges Ausführungsbeispiel ist die sogenannte Führungszange. Diese setzt sich aus zwei Stahlträgern zusammen und ist sowohl für Träger als auch für Zwischenbohlen anwendbar. Um ein horizontales Abweichen zu vermeiden, sollte die Führungszange durch eingerammte Träger oder Abstützungen fixiert werden.

Zusätzlich sollte die Führungszange über sechs Träger reichen und die bereits eingebrachten Träger um etwa 1,50 m überdecken. Der gegenseitige Abstand ist durch Abstandshalter zu gewährleisten. Dabei ist das freie Ende des Flansches bei Z-Profilen bzw. das freie Schloss bei U-Profilen mit einem Führungsklotz zu sichern, damit es nicht zu Verdrehungen innerhalb der Zange kommt (vgl. ArcelorMittal, 2022a).

Ebenso wird für die Führung der Träger eine Kammführung eingesetzt, wie exemplarisch in Abb. 2.3 dargestellt. Diese kann zu einer Seite geöffnet sein und wird durch Stahlträger als Abstandshalter wie bei der Führungszange hergestellt (vgl. ArcelorMittal, 2022a).



**Abb. 2.3:** Ausführung der Rammführung als Kammführung bei der Messung am Liegeplatz 23 in Rostock. Foto: Arge Neubau Liegeplatz 23 Seehafen Rostock

Bei größeren Wassertiefen kann der Träger unterhalb der Rammführung durch eine unter Wasser mitlaufende Parallelführung gesichert werden (vgl. EAU, 2020). Diese Parallelführung ist in der Baupraxis unter dem Patent DE 199 13 582 B4 nach Bender und Ricklefs (2000) bekannt. Ein Führungswagen oder -schlitten wird an dem benachbarten, bereits installierten Träger montiert und sichert fortschreitend die Führung des Rammguts während des Einbringvorgangs.

### 2.2.3 Lageabweichung

Wie in Abb. 1.1 beim 1. Liegeplatz am Predöhlkai Hamburg gezeigt, treten immer wieder unplanmäßige Lageabweichungen bei der Installation der Träger auf. Diese werden durch Faktoren wie die Biegesteifigkeit des Rammguts, eine exzentrisch auf das Rammgut einwirkende Kraft, Inhomogenitäten oder Hindernisse im Baugrund sowie Verspannungseffekte im Profil hervorgerufen.

Die geometrischen Abweichungen von Trägern müssen durch Längung, Stauchung und Verdrehung der Zwischenbohlen ausgeglichen werden. Die genannten Effekte führen zu einer Minderung der Tragfähigkeit und können zu Schlossschäden sowie -sprengungen durch Zwängungen sowie Reibungshitze führen (vgl. Osthoff, 2018).

Einen weiteren großen Einfluss auf die endgültige Lage der Träger hat der Verformungszustand vor der Einbringung, welcher geprägt von den vereinbarten Toleranzen ist. Hierzu gilt es, zwischen Liefer- und Einbautoleranzen zu unterscheiden. Die Liefertoleranzen sind in DIN EN 10248-2:1995 geregelt und ergeben sich aus Walz- und Fertigungstoleranzen. Für übliche Doppel-T-Träger sind in der Querschnittshöhe  $\pm 7\%$  und in der Gradheit  $\leq 0,2\% \cdot L_T$  einzuhalten. Das bedeutet bspw. für einen Träger der Länge  $L_T = 40$  m einen Grenzwert für die Gradheit von 80 mm. Laut Grabe und Osthoff (2018) kann es folglich zu unverträglichen Lageabweichungen für die Zwischenbohlen kommen, sodass striktere Toleranzen vertraglich vereinbart werden sollten.

Bei den Einbautoleranzen der Hersteller handelt es sich um geometrische Kriterien einzelner Träger, bei denen die Zwischenbohlen noch eingesetzt werden können. Nach ZTV-W LB214 heißt es, dass ab 10 % der Breite der Zwischenbohle als Lageabweichung eine Passbohle erforderlich sei. Das entspricht bei einer AZ 13-700 etwa 200 mm (vgl. Grabe und Osthoff, 2018). In der aktuellen ZTV-W LB214 wird auf die Einbautoleranzen nach DIN EN 12063:1999-05 verwiesen, wonach bei kombinierten Wänden bei einer Abweichung von mehr als 250 mm die Erbringung der Leistungsanforderungen nachzuweisen ist. In der Entwurfsfassung der DIN EN 10248-1:2020 werden für Tragelemente einer kombinierten Spundwand als maximale Abweichung maximal 50 mm sowie 1 % Abweichung von der Vertikalen festgelegt. Zu beachten ist, dass die zuvor genannten Kriterien keine Superposition der Längung, Stauchung und Verdrehung der Träger zueinander berücksichtigen.

#### 2.2.4 Numerische Modellierung des Einbringvorgangs

Die numerische Simulation der Pfahleinbringung unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit Kontinuumsmethoden findet ihren Ursprung in den 1980er Jahren. Smith und To (1988) entwickeln ein axialsymmetrisches Modell mit elasto-plastischem Stoffmodell für den Boden und Interface-Kontaktelementen, um die dynamische Anregung im Boden infolge einer Vibrations- oder Schlagrammung im Boden zu untersuchen. Mabsout und Tassoulas (1994) modellieren in einem axialsymmetrischen System mit viskosen Randelementen die Schlagrammung, wobei der Pfahl zu Beginn bereits 18 m im Boden eingebunden ist. Hierbei wird eine Aussparung für den Pfahl in der neutralen Achse verwendet, welche sich bei der Einbringung aufweitet. Damit wird der Grundstein für die Reißverschluss-Methode (engl. *zipper method*) bzw. Röhrentechnik gelegt, welche im Folgenden u. a. durch Cudmani (2001), Grabe und F. König (2004), Mahutka (2007), Hamann (2015) und Vogelsang (2017) angewandt wird. Darauf aufbauend wird die Methode in Henke (2008) und Henke (2013) mit einem Volumenkörper oder Schalenelementen im Spalt zur Rotationsachse angepasst. Henke simuliert damit die Installation von starren Spundbohlen sowie Doppel-T-Träger.

Aktuelle Entwicklungen des numerischen Codes *numgeo* von Machaček und Staubach (2021) zeigen die Anwendung einer Kontaktformulierung der Mortar-Methode sowie eine Optimierung der Elementtypen zur Mehrphasen-Modellierung bei der Simulation der Pfahleinbringung (vgl. für Anwendungsbeispiele Staubach und Machaček, 2019 sowie Staubach, Machaček und Wichtmann, 2022).

Im Vergleich zu den vorgestellten Arbeiten, basierend auf Lagrange-Formulierungen bei denen sich das Netz verzerrt, zeigen u. a. Qiu (2012) sowie Staubach, Machaček, Skowronek u. a. (2021) die Kopplung zwischen der Euler- und Lagrange-Formulierung in der CEL-Methode (engl. *Coupled Eulerian Lagrangian Method*) auf.

Unter Verwendung sogenannter ALE Methoden (engl. *Arbitrary Eulerian Lagrangian Methods*) können große Netzverzerrungen durch Kombination von Lagrange- und Euler-Schritten vermieden werden. Durch die Erweiterung der MM-ALE (engl. *Multi Material ALE*) wird die Anwendung mehrerer Materialien möglich (vgl. Aubram u. a., 2015).

Alternativ gibt es Entwicklungen in axialsymmetrischen Modellen unter Anwendung diskreter Methoden, wie der MPM (engl. *Material Point Method*), der SPH (engl. *Smoothed Particle Hydrodynamics Method*) sowie der DEM (engl. *Discrete Element Method*). Beispielsweise zeigt Stapelfeldt (2021) die Anwendung der MPM bei der Installation von Saugpfahl-Fundamenten (engl. *Suction Caissons*) im axialsymmetrischen Modell. Exemplarische Simulationen zur Pfahleinbringung mit SPH sind in Soleimani und Weißenfels (2021) und mit der DEM in Ciantia u. a. (2019) zu finden.

Eine übersichtliche Darstellung der zuvor erläuterten numerischen Methoden bei der Pfahleinbringung zeigen Kulak und Bojanowski (2011) sowie Bojanowski (2014).

Alternativ zu den kontinuumsmechanischen und diskreten Methoden gibt es mathematisch beschriebene Masse-Feder-Dämpfer-Ansätze. So zeigt Dierssen (1994) an einem eindimensionalen Modell Untersuchungen zum Vibrationsrammen. Dierssen stellt auf Basis eines mechanischen Modells zur Beschreibung des Fuß- und Mantelwiderstands in Abhängigkeit des Kontakts zwischen dem Pfahl und dem Boden bei der Pfahlbewegung (kavitatives und nicht kavitatives Rammen) und löst die Bewegungsgleichungen numerisch unter Verwendung der FDM (engl. *Finite Difference Methode*).

In der Baupraxis wird Rammprognose- bzw. Rammanalyse-Software ebenfalls auf Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie angewandt, um Hinweise auf die Rammbarkeit sowie die resultierende axiale Tragfähigkeit zu erzielen (vgl. bspw. EA-Pfähle, 2012 sowie Heins, 2018). Übliche kommerzielle Rammanalyse-Software, wie bspw. GRLWEAP oder ALLWAVE, modellieren dabei lediglich den Rammbaren und das Profil als eine Reihe von Massen und Federn. Es handelt sich hierbei um einen stark vereinfachten Ansatz zur Modellierung der dynamischen Wechselwirkung bei der Pfahleinbringung.

Nach dem jetzigen Stand der Technik und Wissenschaft liegen dem Autor dieser Arbeit keine Informationen über eine Methode zur Berücksichtigung des kompletten Einbringvorgangs mit Abbildung der Pfahlverformung, der Rammführung und der kraftgesteuerten Belastung vor.

## 2.3 Druckgewölbe im Boden

Terzaghi (1936) zeigt, dass sich beim Öffnen einer nach unten gerichteten Falltür in granularem Material bei statischer Belastung ein Gleichgewichtszustand einstellt, der einen Materialverlust durch die Falltür verhindert. Terzaghi führt diesen Zusammenhang auf die Aktivierung eines Reibungs- und Strukturwiderstands zurück, der infolge der Relativverschiebung mobilisiert wird.

Bei Stützwänden wird die Gewölbewirkung von Spangler (1973) thematisiert. Durch Y.-Z. Wang (2000) wird die vertikale Erddruckumlagerung im ebenen Fall der Stützwand im Vergleich zum Ansatz nach Coulomb gezeigt. Paik und Salgado (2003) stellen fest, dass der Erddruck auf Stützwände bei räumlicher Betrachtung meist unterlinear verläuft und abhängig vom Verformungszustand der Wand ist.

Unter dem *Silodruck* wird das Aufhängen von Material an der Silowandung verstanden (vgl. Janssen, 1895). Dieses greift die DIN 4085:2017-08 für den räumlichen Erddruck auf und verweist zur Berechnung auf Weißenbach (1985). Bei anderen geotechnischen Bauwerken, wie bei Trägerbohlwänden (vgl. EAB, 2012) sowie aufgeständerten Geokunststoffbewährten Verkehrsflächen (vgl. Heitz, 2006; EBGEO, 2010), wird ebenfalls eine Gewölbeausbildung zu den steiferen Bauelementen hin angesetzt.

Für Kaimauern weist Mardfeldt (2005) darauf hin, dass sich mögliche Gewölbe durch die Anordnung unterschiedlicher Bauteile im Boden gegenseitig beeinflussen. Diese räumlichen Effekte werden nach den numerischen Simulationen von Stein, Sychla u. a. (2013) vom Bauablauf beeinflusst.

Eine umfassende Arbeit zum räumlichen Erddruck auf vertikale starre Bauwerke liefert Tom Wörden (2010). Dieser zeigt, dass die Aktivierung des aktiven räumlichen Erddrucks von der Wandverformung (bspw. Parallelverschiebung oder Fußpunktdrehung), von der Lagerungsdichte sowie dem Verhältnis der Bauteilverschiebung  $u$  zur freien Wandhöhe  $h$  abhängt. Bei  $u/h \geq 18\%$  tritt der aktive räumliche Erddruck bei allen Variationen ein.

In Rui u. a. (2016) werden in Falltürversuchen die Form der Gewölbe und der Einfluss des Wandreibungswinkels erarbeitet. Numerisch wird die Gewölbewirkung bspw. mit der FEM unter Verwendung eines Lagrange-Ansatzes (vgl. Beilke u. a., 2016), der CEL-Methode (vgl. Qiu, 2012) sowie zumeist mit der DEM (vgl. George und Dasaka, 2021; Khatami u. a., 2021; Zhang u. a., 2023) abgebildet.

Der Einfluss der Gewölbewirkung zwischen Trägern kombinierter Spundwände ist derzeit nicht wissenschaftlich bestätigt. An Kaimauern wird allerdings mit den Arbeiten von Boley u. a. (2004), Mardfeldt (2005) und Qiu (2012) gezeigt, dass es zur Ausbildung eines Druckgewölbes zwischen den Kaipfählen mit einer folgenden Erddruckreduktion auf die kombinierte Spundwand kommt.

## 2.4 Tragverhalten und Bemessung

Unter dem Tragverhalten wird im Rahmen dieser Arbeit das Last-Verformungsverhalten der kombinierten Spundwand verstanden. Dazu zählen die Ermittlung der Belastung, der Widerstände und die Nachweisführung bei der Bemessung.

Die geotechnische Forschung der letzten 20 Jahre im Bereich von Kaimauern ist geprägt durch Themen wie die Interpretation von Messungen an Kaimauern (vgl. Gattermann, 1998), Änderungen in der Belastung und im Gesamttragverhalten (vgl. Stahlhut, 2000; Bergs, 2005), Untersuchungen zum Tragverhalten im Gebrauchszustand (vgl. Mardfeldt, 2005), herstellungsbedingte Einflüsse (vgl. Henke, 2008) und die Abschirmwirkung von Kaiplattenpfählen (vgl. Qiu, 2012). Ebenfalls werden in Leitz (2015) und Just (2020) Untersuchungen zur Optimierung der stahlbautechnischen Nachweise, insbesondere von Zwischenbohlen, durchgeführt.

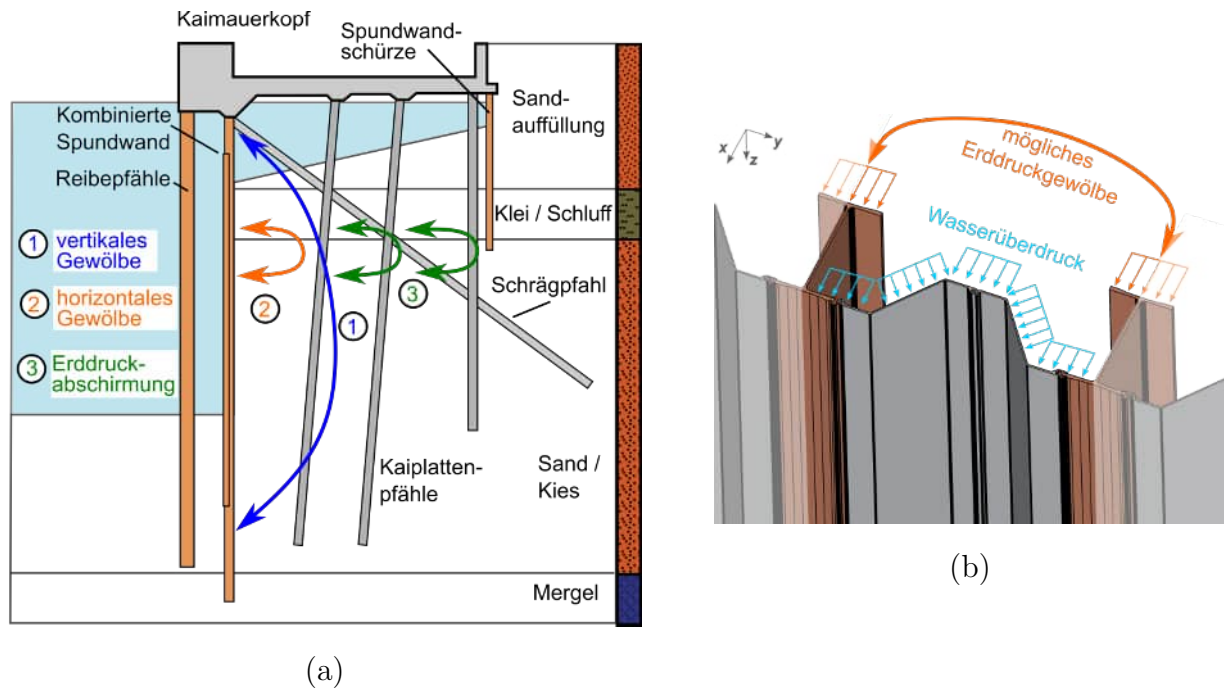
Die Bemessung von Kaimauern erfolgt in den Niederlanden vermehrt durch Verwendung der FEM (vgl. de Gijt und Broeken, 2013) sowie unter Berücksichtigung probabilistischer Methoden (vgl. de Gijt und Toorn, 2009; Wolters u. a., 2014; Mourillon u. a., 2017). Dabei zeichnet sich die Notwendigkeit anpassungsfähiger Strukturen ab, um dem stetigen Wandel der Anforderungen an Kaimauern weiterhin gerecht zu werden (vgl. Zwakhals u. a., 2012; Broos u. a., 2017; Roubos, 2019; Broos, 2021; Heitmann, 2022). Darüber hinaus erfolgt auf Basis der FEM die Bewertung des Zustands von Kaimauern, wie in P. Vogel u. a. (2021) sowie Feindt und Kocak (2022) unter Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie für Kaimauern (vgl. HPA, 2019) gezeigt wird.

Die analytische Bemessung erfolgt nach EAU (2020) unter Ansatz zweidimensionaler, analytischer Ersatzmodelle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, engl. *Ultimate Limit State*). Grundsätzlich ist für Uferbefestigungen nach DIN EN 1997-1:2014-03 das Versagen in den Grenzzuständen STR (Strukturversagen im Grenzzustand von Bauwerk und Bauteil), GEO-2 (Grenzzustand des Versagens vom Baugrund), GEO-3 (Nachweis der Gesamtstandsicherheit) zu prüfen.

### 2.4.1 Räumliches Tragverhalten

Kombinierte Spundwände sind infolge der unterschiedlichen Bestandteile der Kaimauer sowie der Belastung aus dem Erddruck räumlichen Einflüssen ausgesetzt. Wie in Abb. 2.4 (a) mit ① dargestellt, kommt es infolge einer Erddruckumlagerung bei rückverankerten, nachgiebigen Spundwänden in Kombination mit einer Rückverankerung zur Ausbildung eines **vertikalen Druckgewölbes** (vgl. Hettler, 2019).

Die Form der Erddruckbelastungsfigur hängt dabei vom Herstellungsverfahren ab. Bei Wasserbaustellen wirkt aufgrund der größeren Durchbiegung der Wand bei einer Hinterfüllung anteilig ein größerer Teil des Erddrucks im unteren Wandbereich (dreiecksförmige Verteilung). Im Vergleich dazu wird der aktive Erddruck nicht im gleichen Ausmaß bei einer Landbaustelle mobilisiert und es kommt zu einer größeren Erddruckkonzentration im Bereich der Verankerung (konstante oder trapezförmige Verteilung).



**Abb. 2.4:** Querschnitt einer Kaimauer (a) und angenommene Gewölbeausbildung bei kombinierten Spundwänden (b)

Diese werden berücksichtigt, indem der nach DIN 4085:2017-08 ermittelte Erddruck bei konsolidierten Bodenschichten mit den Figuren nach EAU (2020) umgelagert wird.

Nach EAU (2020) wird angenommen, dass sich bei einer mindestens mitteldicht gelagerten Hinterfüllung ein **horizontales Druckgewölbe** ausbildet, sodass die Träger den gesamten Erddruck aufnehmen (vgl. Abb. 2.4 (a) mit ②). Bei der in Abb. 2.4 (b) gezeigten Lastverteilung dienen die Zwischenbohlen lediglich der Aufnahme des Wasserüberdrucks und der Weitergabe der Lasten an die Träger.

Zusätzlich tritt nach Förster (1937) eine Abschirmwirkung durch die Kaiplattenpfähle auf. Infolge dieser wird der Erddruck auf die kombinierte Spundwand reduziert (vgl. Abb. 2.4 (a) mit ③). In Qiu (2012) wird die Arbeit von Förster (1937), Mardfeldt (2005) und Boley u. a. (2004) fortgeführt. In Modellversuchen und numerischen Simulationen wird festgestellt, dass der Effekt insbesondere durch die vorderste Pfahlreihe, den Pfahldurchmesser und den Abstand zwischen den Pfählen geprägt ist. Qiu (2012) schlägt die Ermittlung des reduzierten Erddrucks über die Berechnung des wirkenden trapezförmigen Gleitkeils nach Coulomb vor, um diese Faktoren zu berücksichtigen. In der Praxis hat sich das Verfahren nach HPA (2022) etabliert, welches von einer Erddruckabschirmung und einer damit einhergehenden Bodenverbesserung ausgeht. Hierzu wird ein Erhöhungsfaktor des effektiven Reibungswinkels eingeführt, welcher lediglich vom Geländesprung sowie der Querschnittsfläche der Kaiplattenpfähle in einem Block abhängt.

Ein weiterer Aspekt, der bei der Bemessung berücksichtigt werden muss, ist die signifikante Durchbiegung des Ankers bei der Hinterfüllung, wie von Gattermann (1998) und Henke (2008) gezeigt.

## 2.4.2 Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis

Untersuchungen von Mourillon u. a. (2017) und Broos (2021) zeigen beim *Amazonehaven* in den Niederlanden ein Bauteilversagen infolge Beulens der Rohrprofile innerhalb einer Tonschicht. Demzufolge ist die Durchführung von Stabilitätsnachweisen wie Kippen, Knicken und Beulen (vgl. Petersen, 2013) im Grenzzustand STR für die torsionsweichen, langen Träger kombinierter Spundwände nicht zu vernachlässigen.

Die Bemessung erfolgt in der Regel nach DIN EN 1993-5:2010-12 in Verbindung mit der DIN EN 1993-1-1:2010-12 als statischer Nachweis für den Endzustand unter Berücksichtigung der zuvor beschriebenen Einwirkungen. Der Stabilitätsnachweis erfolgt dabei zumeist nach dem *vereinfachten Verfahren*. Zu diesem ist mit der aktuellen Norm mit dem *allgemeinen Verfahren* eine globale Betrachtung der Stabilität hinzugekommen, welche den Einfluss aus Biegeknicken- und Biegedrillknicken mit einbezieht.

Wenn ein Träger auf Biegung und Druck beansprucht wird, ist der Nachweis gegen Biegedrillknicken für die zwei Hauptachsen nach Gl. 2.1 und Gl. 2.2 zu führen.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.2)$$

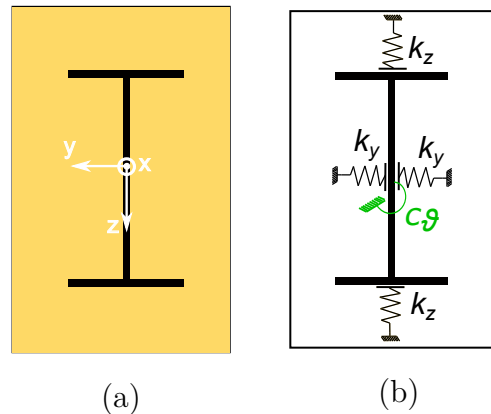
Dabei sind  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  und  $k_{zz}$  die Interaktionsfaktoren für die Kombination von Knicken und Torsion,  $\chi_{LT}$  der Biegedrillknickschlankheit und  $\chi_y$  bzw.  $\chi_z$  die bezogene Schlankheit. Außerdem sind  $\Delta M_{y,Ed}$  und  $\Delta M_{z,Ed}$  die Momente aus der Verschiebung der Querschnittsachsen. Nach Lohse u. a. (2016) darf der Biegedrillknicknachweis für gewalzte I-Querschnitte bei  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$  entfallen.

Neben dem *vereinfachten Verfahren* mit Abminderungsfaktoren und dem *allgemeinen Verfahren* gibt es weiterhin die Möglichkeit, den Stabilitätsnachweis über die Schnittgrößen nach der Theorie II. Ordnung zu führen. Dazu sind Imperfektionen in Form von Schiefstellungen oder Vorkrümmungen der Bauteile nach DIN EN 1993-1-1:2010-12 anzusetzen und die Wölbkrafttorsion ist zu beachten.

Für den Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis bleibt die stützende Wirkung der Tragelemente durch den Boden bisher unberücksichtigt, was zur Folge hat, dass der Stabilitätsnachweis bei der Bemessung einer kombinierten Wand maßgebend werden kann. Im Hochbau ist es hingegen üblich, die stabilisierende Wirkung von Bauteilen durch Ansatz einer Drehbettung bei der Berechnung der Torsionssteifigkeit von Stahlbauteilen zu berücksichtigen, indem die Torsionssteifigkeit durch den Ansatz einer Drehfeder erhöht wird (vgl. Lohse u. a., 2016).

### 2.4.3 Drehbettung von Doppel-T-Trägern

Schallück und Grabe (2011) idealisieren die Interaktion zwischen dem Boden und den Trägern kombinierter Spundwände mittels rotatorischer und lateraler Federn. Dabei wird die Träger-Boden-Wechselwirkung durch eine Drehfeder mit der Steifigkeit  $c_{\vartheta}$  und den seitlichen, nur auf Druck belasteten Bettungsfedern mit den Steifigkeiten  $k_y$  und  $k_z$  idealisiert, wie in Abb. 2.5 dargestellt.



**Abb. 2.5:** Darstellung eines von Boden umgebenen Trägers (a) und des idealisierten, statischen Systems (b)

Für aufgespülte Sande kann die Drehfedersteifigkeit nach Gl. 2.3 ermittelt werden (vgl. Schallück und Grabe, 2011 und FOSTA P813, 2012). Der Ansatz ist abhängig von der Trägergeometrie, dem Spannungszustand sowie der Lagerungsdichte des Sands. Dabei sind die Anfangsdrehbettung in 10 m Tiefe  $c_{\vartheta,0} = 50.000 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  für Karlsruher Sand, die Trägergrößen  $B$  und  $H$  [m] sowie  $z^*$  [m] einzusetzen.

$$c_{\vartheta}(t, I_D, (B + H)) = c_{\vartheta,0} \cdot \left( \frac{B + H}{1,40} \right)^{1,87} \cdot 0,15 \left( \frac{z^*}{1 \text{ m}} \right)^{0,8} \cdot (0,89 + 0,34 \cdot I_D^2) \quad (2.3)$$

Bei teilweiser Einbindung, bspw. oberhalb der Hafensohle, ist ein Abminderungsfaktor bei landseitiger Anordnung der Zwischenbohlen von 0,7 und bei wasserseitiger Anordnung von 0,8 zu berücksichtigen. Unter Verwendung der ermittelten Drehfedersteifigkeit für Sande wird in Anlehnung an die Ermittlung im Hochbau eine Erhöhung der Torsionssteifigkeit für die Berücksichtigung im Biegedrillknicknachweis vorgeschlagen.

Bei den bestehenden Untersuchungen zur Drehbettung fehlen Erkenntnisse für bindige Böden. Ebenso fehlt die Möglichkeit, die Drehbettung für Träger in geschichtetem Baugrund anzusetzen. Darüber hinaus ist in der Hamburger Bauweise der Kaimauern unterhalb des Kaimauerkopfes ein ungebetteter Bereich vorhanden, der nach dem jetzigen Stand der Technik zum Biegeknicke- und Biegedrillknicknachweis nicht berücksichtigt wird.

Außerdem haben die Zwischenbohlen nur einen untergeordneten Einfluss auf die laterale Bettung, da sich diese zu stark verformen müssen, bevor sie eine haltende Wirkung aufbauen können (vgl. FOSTA P813, 2012; Leitz, 2015).

### 2.4.4 Laterale Bettung von Doppel-T-Trägern

Doppel-T-Träger werden nach DIN EN 12699:2015-07 als Fertigrammpfähle klassifiziert, welche den Boden bei der Einbringung vollständig verdrängen. Nach EA-Pfähle (2012) wird das laterale Tragverhalten dieser schlanken, biegeweichen Pfähle in der Regel mit dem Bettungsmodulverfahren ermittelt. Dazu wird der Pfahl als elastisch gebetteter Balken betrachtet, bei welchem die Pfahl-Boden-Interaktion mit Federelementen abgebildet wird (vgl. J. Dankert und H. Dankert, 2013). Die Steifigkeit dieser Federelemente wird auch als Bettungskonstante  $k$  bezeichnet, wie in Abb. 2.5 gezeigt. Die Federsteifigkeit kann entweder über Pfahlprobelastungen oder mit Hilfe von Erfahrungswerten vergleichbarer Böden bestimmt werden. Die EA-Pfähle (2012) geben für die charakteristische laterale Bettungskonstante von Pfählen  $k_{s,k} = E_{s,k}/D$  mit der Steifeziffer bzw. dem Elastizitätsmodul unter ödometrischer Kompression  $E_{s,k}$  sowie dem Pfahldurchmesser  $D$  an. Da die Bettungskonstante spannungs- und dehnungsabhängig ist, ist dieser Ansatz nur als Näherungsansatz zur iterativen Lösung der DGL des elastisch gebetteten Balkens zu verstehen. Diese kann nach Kolymbas (2019) analytisch erfolgen. Alternativ wird von Titze (1970) ein graphischer Lösungsansatz der DGL präsentiert.

Erfahrungsgemäß wächst die Bettungskonstante  $k$  nach Terzaghi (1954) in rolligen Böden mit der Tiefe  $z$  und korreliert mit dem Spitzendruck  $q_c$ . Bei einer mitteldichten Lagerung ist  $k = k_R \cdot z \approx 6,5 \cdot z \text{ MN/m}^2$  und muss im gesättigten Zustand um 40 % reduziert werden.

Für bindige Böden kann  $k$  nach Sherif (1974) konstant angenommen und über die undrained Kohäsion mit  $k = 160 \cdot c_u$  abgeschätzt werden. Bei einer steifen Konsistenz liegt  $k$  bei etwa  $8,0 \text{ MN/m}^2$ .

### 2.4.5 Belastbarkeit von Zwischenbohlen

Nach dem *vereinfachten Nachweis* der DIN EN 1993-5:2010-12 entfällt der Nachweis der Lasteinleitung in die Träger bei einem rechnerischen Wasserüberdruck von bis zu  $40 \text{ kN/m}^2$ , wenn der Erddruck vornehmlich auf die Träger wirkt. Dabei muss die Wandstärke der Zwischenbohle mindestens  $10 \text{ mm}$  betragen. Ebenso darf der maximale Abstand der Träger bei Z-Profilen  $1,5 \text{ m}$  und bei U-Profilen  $1,8 \text{ m}$  betragen. Dieser Ansatz findet in der Praxis nach EAU (2020) Anwendung, wobei die Nachweisführung bei Wasserstandsdifferenzen von mehr als  $4 \text{ m}$  zumeist schwierig ist. Bei Wasserstandsdifferenzen zwischen  $4,0 \text{ m}$  und  $10,0 \text{ m}$  ist die Streckgrenze des Stahls mit bis zu maximal  $10 \%$  per Interpolation zu reduzieren (vgl. DIN EN 1993-5:2010-12).

In Pucker (2011) wird gezeigt, dass der aufnehmbare Wasserüberdruck u. a. von der Einbaurichtung sowie der Lage und Geometrie der Spundwandschlösser abhängt. Für die schwächste Profilkombination mit innen angeordnetem Schloss ergibt sich nach Pucker ein aufnehmbarer Wasserdruck von maximal  $w_{u,\max} = 85 \text{ kN/m}^2$ .

Leitz (2015) führt experimentelle und numerische Untersuchungen an Zwischenbohlen mit Wandstärken zwischen  $8,5 \text{ mm}$  und  $11,2 \text{ mm}$  durch. Es werden aufnehmbare Wasserdrücke mit Versuchsrandbedingungen zwischen  $96,2 \text{ kN/m}^2$  und  $171,7 \text{ kN/m}^2$  ermittelt.

Die Untersuchungen von Grabe und Osthoff (2016) zeigen, dass die Tragfähigkeit von Zwischenbohlen gegenüber Wasserüberdruck infolge einer 15 mm Streckung bis zu 50 % reduziert wird. Diese Reduktion kann als Gewölbefaktor in Abhängigkeit des Zwischenbohlenprofils und der Streckung ermittelt werden. Eine weitere Verdrehung der Träger um 5° führt nach Osthoff (2018) zu einer zusätzlichen Reduktion um 10 %.

Als Versagensmodi werden nach Just (2020) einerseits die Ausbildung von Fließgelenken im Schloss und andererseits die Ausbildung eines Fließgelenks bzw. einer Fließzone im Blech ermittelt. Daraus werden Streckgrenzwerte für übliche Profile bestimmt. Außerdem wird eine Bemessungsgleichung für die Bestimmung des aufnehmbaren Wasserüberdrucks in Abhängigkeit der Streckung vorgeschlagen. Der aufnehmbare Wasserüberdruck ist demnach je nach gestreckter Figur mit bis zu 40 % zu reduzieren. Bei wasserseitiger Anordnung der Zwischenbohlen ändert sich das Versagensverhalten signifikant, welches sich durch ein mögliches schlagartiges Versagen der Zwischenbohlen zeigt. Diese Interaktion zwischen Biegung und Druck ist nach Just (2020) nicht hinreichend untersucht.

In FOSTA P1327 (2021) wird darauf hingewiesen, dass die Wasserdrucktragfähigkeit von der Ausnutzung des Trägers, dem Material und der Geometrie der gesamten kombinierten Spundwand abhängt. Für die Überlagerung von Biegung, Normalkraft und axialer Belastung wird der Gewölbefaktor der Streckgrenze optimiert und in Abhängigkeit der Stahlgüte angegeben.

Die von Just (2020) ermittelten Widerstandswerte sind in abgeminderter Form (Faktor 1,41) in ArcelorMittal (2022b) dargestellt. Die angegebenen Werte sind abhängig vom Träger- und Zwischenbohlenprofil sowie den jeweiligen Stahlsorten. Der Widerstandsbereich kann für die Träger HZ 880M, HZ 1080M und HZ 1180M bei einer Blechstärke von mindestens 10 mm nach Tab. 2.1 angegeben werden.

**Tab. 2.1:** Maximal aufnehmbarer Wasserüberdruck bei landseitiger Anordnung der Zwischenbohlen nach ArcelorMittal (2022b) bei einer Blechstärke von mindestens 10 mm

Zwischenbohle	Stahlgüte		aufnehmbarer Wasserüberdruck $w_{u,max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Zwischenbohle	Träger	
AZ 14-770-10/10	S240 GP	S430 GP	45,4
AZ 28-700	S430 GP	S460 GP	142,0

Insgesamt zeigen die Forschungsarbeiten, dass der bestehende Grenzwert für den aufnehmbaren Wasserüberdruck mit 40 kN/m<sup>2</sup> teilweise deutlich unterhalb der in der Forschung ermittelten Grenzwerte liegt. Allerdings ist aufgrund der komplexen Interaktion von Biegung und Normalkraft im verformten Zustand von weiteren Abhängigkeiten auszugehen. Bei der Belastung der Zwischenbohlen kann eine zusätzliche Belastung aus dem Erddruck nach Abs. 2.4.1 derzeit nicht ausgeschlossen werden.

## 2.5 Fazit

Der dargestellte Stand der Technik und Wissenschaft im Bereich kombinierter Spundwände zeigt, dass weiterhin unklar ist, wie unplanmäßige Lageabweichungen infolge der Einbringung erfolgreich vermieden werden können. Auch aus wissenschaftlicher Betrachtung liegt derzeit keine Methode vor, um den dynamischen Rammvorgang eines elastischen Profils inklusive Rammführung mechanisch oder numerisch abzubilden. Zur grundlegenden Untersuchung des Einflusses des Einbringvorgangs auf die Lageabweichung und die Bemessung fehlt es also sowohl an Untersuchungen als auch an einer geeigneten Methode.

Bezüglich des räumlichen Tragverhaltens zeigt der Wissensstand, dass zwar fundierte Erkenntnisse zu vertikalen Druckgewölben bei nachgiebigen Spundwänden existieren. Ebenso gibt es umfangreiche Arbeiten zur Abschirmung des Erddrucks durch die hintergelagerten Kaiplattenpfähle von Ufereinfassungen. Allerdings gibt es für das analytisch angenommene horizontale Druckgewölbe keine Untersuchungen bei kombinierten Spundwänden. Ob sich ein solches Druckgewölbe zwischen den Trägern kombinierter Spundwände einstellt bzw. wie sich die Lasten aus dem Erddruck hierbei aufteilen, ist zu überprüfen.

Das Stabilitätsversagen beim Biegedrillknicken von ungebetteten Doppel-T-Trägern ist ein im Stahlbau umfangreich untersuchtes Thema. Für im Boden gebettete Träger liegen hingegen nur wenig Untersuchungen vor, sodass eine Berücksichtigung der Drehbettung im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis nicht Stand der Technik ist. Es existieren erste Untersuchungen für die Beschreibung der Träger-Boden-Interaktion kombinierter Spundwände mit einer Drehfeder in aufgefüllten Sanden. Forschungsbedarf besteht jedoch bei der Ermittlung der Drehfedersteifigkeit in bindigen Böden und dem Einfluss des geschichteten Baugrunds auf den Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis.

# 3 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist es, Grundlagen zur Bemessung und Ausführung von kombinierten Spundwänden zu erarbeiten. Dazu werden folgende Forschungsfragen definiert:

1. Wie kann die lagegetreue Einbringung sichergestellt werden, um Schäden zu vermeiden?
2. Wie kann die Erddruckverteilung realitätsnah berücksichtigt werden, um mögliche Systemreserven auszunutzen?
3. Wie kann der Widerstand im Boden gegen Biegedrillknicken auch bei bindigem Boden berücksichtigt werden, um eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen?

Die Forschungsfragen werden am Beispiel einer wasserseitigen, mäklergeführten Schlagrammung im Bauprozess einer kombinierten Spundwand in Abb. 3.1 dargestellt und nachfolgend näher erläutert.

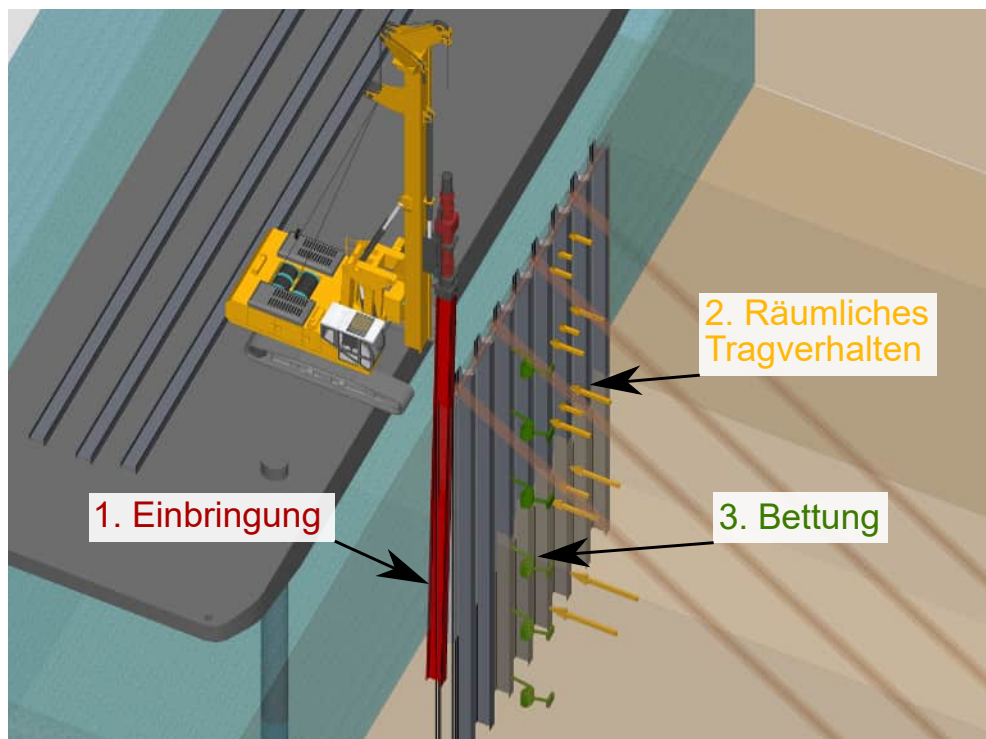


Abb. 3.1: Schematische Darstellung der zu untersuchenden Forschungsfragen am Beispiel einer wasserseitigen, mäklergeführten Schlagrammung eines Trägers

### 1. Einbringung von Trägern

Bei der Bemessung kombinierter Spundwände wird von der ideellen Lage der Träger im Endzustand ausgegangen. Umso wichtiger ist daher die lagegetreue Installation der Träger, um unplanmäßige Belastungen infolge von Lageabweichungen oder Verformungen zu vermeiden. Dabei ist der Einfluss des Einbringverfahrens, wie in Abs. 2.5 beschrieben, derzeit nicht hinreichend untersucht. Zur Beantwortung der zuvor genannten ersten Forschungsfrage, wie die lagegetreue Installation sichergestellt werden kann, werden folgende Unterfragen definiert und in Kap. 5 behandelt:

- 1.1 Kann der Einfluss der Rammführung auf die Endlage messtechnisch erfasst werden?
- 1.2 Können die dynamischen Vorgänge bei der Rammung eines elastischen Profils inklusive Rammführung mechanisch abgebildet werden, um daraus Grundlagen zur Bemessung zu erarbeiten?
- 1.3 Welchen Einfluss haben die Art und Steifigkeit der Rammführung sowie die Trägerneigung auf die Lageabweichung?

### 2. Räumliches Tragverhalten

Die in der Praxis gängige Modellvorstellung kombinierter Spundwände geht davon aus, dass die Belastung aus dem Erddruck von den Trägern - und der Wasserüberdruck von den Zwischenbohlen aufgenommen wird. Die Verteilung wurde gemäß Abs. 2.5 jedoch bisher nicht wissenschaftlich untersucht. Zur Beantwortung der zweiten Forschungsfrage, wie die Erddruckverteilung realitätsnah berücksichtigt werden kann, sind in Kap. 6 folgende Unterfragen zu beantworten:

- 2.1 Gelingt es im Modellversuch das Tragverhalten einer vereinfachten Ufereinfassung an einem Systemabschnitt in einem Versuchskasten abzubilden?
- 2.2 Gelingt eine mechanische Ähnlichkeit zwischen dem Modell und dem Prototyp?
- 2.3 Kann numerisch eine vertikale und horizontale Gewölbewirkung auf der kombinierten Spundwand nachgewiesen werden?
- 2.4 Wie kann die Lastverteilung zwischen den Trägern und Zwischenbohlen analytisch beschrieben werden?

### 3. Bettung von Trägern

Wie in Abs. 2.5 gezeigt, wird derzeit die Träger-Boden-Interaktion im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis für bindige Böden nicht hinreichend erfasst. Zur Beantwortung der dritten Forschungsfrage, wie bei dem Stabilitätsnachweis der Widerstand bindiger Böden berücksichtigt werden kann, um eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen, sind in Kap. 7 folgende Unterfragen zu beantworten:

- 3.1 Wie kann die Drehbettung eines Doppel-T-Trägers in bindigen Böden ermittelt werden?
- 3.2 Wie kann die Drehbettung mit einer Formel bestimmt werden?
- 3.3 Wie kann die Drehbettung im Stabilitätsnachweis berücksichtigt werden und wann darf dieser entfallen?

# 4 Methoden

Zur Beantwortung der Forschungsfragen werden, wie nachfolgend erläutert, sowohl experimentelle als auch numerische Methoden verwendet.

## 4.1 Einbringung von Trägern

Der Einfluss des Einbringvorgangs auf die Lageabweichung von Doppel-T-Trägern kombinierter Spundwände wird zunächst messtechnisch und anschließend in einem numerischen Ersatzmodell untersucht.

### 4.1.1 Feldmessung

Der Einfluss der Interaktion zwischen dem Einbringgerät, der Rammführung, dem Träger und dem Boden auf die Endlage wird in Abs. 5.1 mit einer Messung der Einbringung eines Trägers identifiziert. Hierzu wird der Träger messtechnisch ausgestattet mit

- piezoresistiven, triaxialen Beschleunigungssensoren,
- vollständig gekapselten Dehnmessstreifen,
- Neigungssensoren,
- exzentrisch angeordneten Vierkantrohren zur Inklinometermessung.

Ferner werden auch das Rammgerät sowie die Rammführung mit triaxialen Beschleunigungssensoren ausgestattet, um dynamische Wechselwirkungen bei der Einbringung aufzuzeigen. Die Anfangsverformung des Trägers wird hängend vor der Einbringung mittels einer Inklinometermessung ermittelt. Durch eine erneute Inklinometermessung am Ende werden die Verformung, die Verdrehung und die Lageabweichung des Trägers bestimmt.

Anhand von Markierungen auf dem Träger wird eine Pixelverfolgung mittels Highspeedkamera angewandt, um die Trägerbewegung während der gesamten Messung zu ermitteln.

Durch diese messtechnische Kombination soll die Frage zum Einfluss der Rammführung auf die Endlage beantwortet werden. Die Methode der Feldmessung wird gewählt, da aufgrund der realen Bedingungen ohne eine Skalierung wie bei Modellversuchen, die realen spannungsabhängigen Interaktionsprozesse zwischen dem Träger, der Rammführung und dem Boden beim Einbringvorgang untersucht werden können. Dabei werden piezoresistive Beschleunigungssensoren verwendet, weil diese ein weniger träges Sensorverhalten als Mikrosystem-Sensoren (MEMS) aufweisen und so den dynamischen Prozess der Trägerinstallation erfassen können.

Dieser Sensortyp hat sich ebenso wie die Anwendung von Inklinometermessungen bei Uferauffassungen bereits in der Forschung bei anderen Messungen zur Einbringung von Pfählen etabliert (vgl. Gattermann, 1998; Henke, 2008; Osthoff, 2018; Stein, Gattermann u. a., 2020).

### 4.1.2 Numerisches Ersatzmodell

Anhand des messtechnisch ermittelten Verschiebungsverlaufs bei der Einbringung wird ein numerisches Ersatzmodell basierend auf rheologischen Ansätzen zur Beschreibung der Träger-Boden-Interaktion mit gekoppelten Feder-Dämpfer-Elementen entwickelt. Dazu wird mittels der Finite Elemente Methode je Rammschlag ein zweidimensionales Modell bestehend aus Balkenelementen sowie Feder-Dämpfer-Elementen aufgebaut. Dabei wird das Verformungsverhalten um die biegeweiße Achse betrachtet, da dieses für eine Lageabweichung maßgebend ist. Dies ermöglicht eine recheneffiziente Abbildung des Einbringvorgangs eines elastischen Profils zusammen mit der Rammführung. Für die Übertragung der Zustandsgrößen der Federn und Dämpfer sowie Balkenelemente wird eine Python-Funktion erstellt, die diese Aufgabe im numerischen Code Abaqus 2020 übernimmt.

Mit Hilfe dieses Modells wird der Einfluss der Rammführung auf die Lagegenauigkeit aufgezeigt und ein Programm zur Festlegung der erforderlichen Rammkonfigurationen in Abhängigkeit der Randbedingungen entwickelt. Diese numerischen Untersuchungen werden in Abs. 5.2 durchgeführt.

Die Methode des numerischen Ersatzmodells mit Feder-Dämpfer-Elementen wird gewählt, da die numerische Simulation des Einbringvorgangs mit kontinuumsmechanischen oder diskreten Ansätzen aufgrund der komplexen Interaktion eines verformbaren Pfahls, der Rammführung und dem Boden derzeit nicht möglich ist (vgl. Abs. 2.2.4).

## 4.2 Räumliches Tragverhalten

Das Tragverhalten kombinierter Spundwände unter der räumlichen Belastung wird experimentell in Modellversuchen und anschließend mit numerischen Methoden untersucht werden.

### 4.2.1 Modellversuche

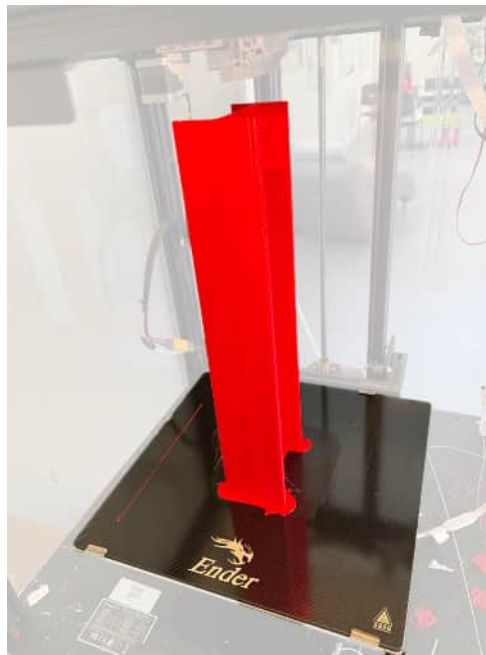
Ein 1g-Modellversuch mit zwei Doppel-T-Trägern, den Z-förmigen Zwischenbohlen und einem Anker sowie einem Kaipplattenpfahl wird in Abs. 6.2 entwickelt. Die Querschnitte werden dazu im Maßstab 1 : 10 skaliert. Zur möglichst realistischen Abbildung des realen Biegeverhaltens im Prototyp müssen die Elemente der kombinierten Spundwand mit ihrer realen Geometrie skaliert werden, sodass die Funktionsweise der Schlösser sichergestellt wird. Fertigungstechnisch stellt diese Anforderung eine große Herausforderung dar, welche nicht mit einer Umformung von Blechen realisierbar ist. Daher werden die Elemente der Ufereinfassung aus Kunststoff im 3D-Druck im Verfahren der Schmelzschichtung (FDM, engl. *Fused Deposition Modeling*) hergestellt wie der Abb. 4.1 zu entnehmen ist. Im FDM Verfahren wird das Filament bzw. der zur druckende Rohstoff im Extruder durch ein Heizblock erhitzt und dann durch eine Düse in Linien auf das beheizte Druckbett gepresst, wo es durch einen Lüfter abgekühlt wird aushärtet.



**Abb. 4.1:** Kombinierte Spundwand, welche im Maßstab 1 : 10 im 3D-Druck mit dem Verfahren der Schmelzschichtung hergestellt wurde (a) und Detail der Schlossverbindung (b)

Durch die Anpassung der Druckdichte bzw. des Füllheitsgrads vom Polylactid (PLA) der 3D-gedruckten Bauteile, kann die Materialsteifigkeit eingestellt werden. Das wird anhand von Dreipunktbiegeversuchen gezeigt.

Die fertigungstechnische Herausforderung hierbei ist der Druck von bis zu 350 mm hohen Bauteilen, welche sich während des Drucks nicht von der Druckplatte des 3D-Druckers lösen dürfen. Realisiert wird dies durch die Modifizierung der Einstellungen eines FDM-3D Druckers, sodass einerseits die Druckgeschwindigkeit und -temperatur über die Bauteilhöhe angepasst wird. Andererseits wird zur Sicherstellung der Druckbetthaftung sowie des Temperaturflusses auf dem Druckbett ein Rand mit 20 umrandenden Kunststofflinien in vier Lagen um das Profil herum erzeugt, wie in Abb. 4.2 zu erkennen ist. Der Abstand zum Bauteil wird mit 0,1 mm definiert, wodurch keine bleibende oberflächliche Einschränkung durch ein Verschmelzen zwischen Bauteil und Umrandung vorliegt.



**Abb. 4.2:** 350 mm langes Trägerelement von einer kombinierten Spundwand, hergestellt im Maßstab 1:10 im 3D-Druck mit dem Verfahren der Schmelzschichtung. Zur Sicherstellung der Druckbetthaftung wird um das Profil herum auf dem Druckbett ein Rand aus Kunststofflinien erzeugt.

Die Ähnlichkeit zwischen dem Modell und dem Prototyp wird dabei über Skalierungs- bzw. Modellgesetze beschrieben sowie bewertet. Auf dessen Grundlage kann darüber hinaus die Anzahl der Einflussgrößen, die eine Gewölbewirkung dominieren, reduziert werden.

Die Messung der Dehnung an den Profilen wird zur Rückrechnung der Biegelinie sowie der Biegespannung infolge des Erddrucks verwendet. Die Dehnungsmessung erfolgt hierbei mittels Glasfasern, welche in 3D-gedruckte Nuten auf den Kunststoffprofilen geklebt werden. Die Methode wird anhand von Vierpunktbiegeversuchen validiert. Darüber hinaus wird eine Methode entwickelt, bei welcher die Ermittlung des auf den Träger einwirkenden Drucks über integrierte Elemente auf dem Flansch mittels Glasfasermessung realisiert wird.

Es werden Einflussgrößen wie die Biegesteifigkeit der Träger, die Einbringung des Kaiplattenpfahls, die Aufbringung einer Zusatzlast sowie die Rückverankerung untersucht. Mittels dieser Versuche soll die mögliche Entstehung eines vertikalen und horizontalen Druckgewölbes untersucht werden. Hierzu wird die experimentelle Methode der  $1g$ -Modellversuche gewählt, da die Versuchsdurchführung in einer Reihe von Feldversuchen zu aufwendig ist und eine Versuchsdurchführung in  $ng$ -Modellversuche in einer Zentrifuge aufgrund der Skalierung der Schlossgeometrie der kombinierten Spundwand nicht möglich ist. Zur Herstellungsmethode der Modellbauteile wird das FDM-3D-Druckverfahren gewählt, da hierdurch die komplexe Profilgeometrie abgebildet und die Materialsteifigkeit durch Anpassung der Bauteildichte gesteuert werden können.

### 4.2.2 Numerische Simulationen

Da die Versuche im Modellmaßstab aufgrund von limitierenden Randbedingungen nur qualitative Ergebnisse liefern können, folgen Untersuchungen mittels numerischer Methoden in Abs. 6.3. Der Systemabschnitt des Modellversuchs wird in einem dreidimensionalen Finite Elemente Modell in Plaxis 3D V22 abgebildet. Hierzu wird die kombinierte Spundwand unter Ausnutzung der Modellsymmetrie mit Schalenelementen modelliert, die über Verbindungselemente miteinander gelenkig gekoppelt werden. Anhand der Nachrechnung von Modellversuchen wird das Modell validiert.

Darauf aufbauend werden mit numerischen Simulationen im Prototypmaßstab mögliche Einflussgrößen des räumlichen Tragverhaltens untersucht. Auf Basis der Ähnlichkeitstheorie werden dimensionslose Einflussfaktoren hergeleitet. Diese werden durch die Parametrisierung des Modells mit einer Python-Programmierung variiert. Auf Grundlage der Parametervariation wird in Abs. 6.4 ein vereinfachter Ansatz für die Erddruckverteilung über den Separationsansatz nach Bernoulli entwickelt. Die tatsächliche räumliche Belastung wird im Vergleich bestehender Untersuchungen bewertet.

Mittels dieser Methodik soll die Frage nach der tatsächlichen Lastverteilung auf kombinierten Wänden geklärt werden. Dabei wird die Anwendung von kontinuumsmechanischen Ansätzen mit der Finite Elemente Methode gewählt, da sich diese bereits zur Abbildung des makroskopischen Verhaltens von Ufereinfassungen in der Forschung bewährt hat (vgl. beispielsweise Mardfeldt, 2005; Stein, Sychla u. a., 2013; Leitz, 2015).

## 4.3 Bettung von Trägern

Die Fragestellung zur Bettung von Trägern kombinierter Spundwände wird in Modell- sowie Feldversuchen und numerischen Simulationen untersucht.

### 4.3.1 Modellversuche

Zur Untersuchung der Einflussgrößen des Widerstands bei der Verdrillung eines Trägers in bindigem Boden werden  $1g$ -Modellversuche mit einem Maßstab von 1 : 20 in Abs. 7.1 durchgeführt. Dabei werden der Profilquerschnitt ebenso wie die Konsistenz und die Belastungsgeschwindigkeit variiert. Über die linearisierte Steigung des Torsionsmoments gegenüber der Verdrehung wird die Drehfedersteifigkeit bezogen auf die Profilhöhe im Modellversuch bestimmt. Mittels dieser Modellversuche werden grundlegende Einflussgrößen ermittelt.

Da die Variation von Randbedingungen im kleinmaßstäblichen Modellversuch von deutlich geringerem Aufwand ist als in großmaßstäblichen Feldversuchen, eignet sich diese Methode insbesondere für erste Untersuchungen als Vorarbeit für Feldversuche und numerische Simulationen.

### 4.3.2 Feldversuche

Zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit und lateralen Federsteifigkeit im Prototyp wird in Abs. 7.2 ein Träger vor einer Ufereinfassung installiert und anschließend verdrillt wie auch lateral belastet. Die Aufbringung des Torsionsmoments erfolgt mit einer Presse über einen Hebelarm und ein Kugelgelenk. Der Träger wird dabei in seiner Schwerpunktsachse fixiert, um Querkrafteinflüsse zu vermeiden.

Für die laterale Belastung wird die Presse nach Durchführung der Verdrillung in einer Weichschicht sowie im geschichteten Boden umgebaut. Der Träger wird messtechnisch ausgestattet mit

- einer Kraftmessdose zur Ermittlung des Reaktionsmoments bzw. der Reaktionskraft,
- Seilzugsensoren zur Überprüfung des Pressenwegs,
- Tachymeterprismen und GPS-Sensoren zur Ermittlung der Bewegung an der Oberkante des Trägers,
- exzentrisch angeordneten Vierkantrohren mit Ketteninklinometern zur Ermittlung der Verformung,
- sechs kombinierten Erd- und Porenwasserdrucksensoren.

Mit dem messtechnisch ermittelten Last-Verformungsverhalten werden anschließend über die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Biege- bzw. Torsionsbalkens die laterale sowie rotatorische Federsteifigkeit ermittelt. Die Lösung der Differentialgleichung erfolgt hierbei analytisch und darüber hinaus numerisch, um das Verformungsverhalten im Versuch bestmöglich wiederzugeben.

Damit sollen die Fragen, wie die Drehfedersteifigkeit eines Doppel-T-Trägers in bindigem Boden ermittelt werden kann und wie hoch diese ist, geklärt werden. Mit dem Wissensstand der kleinmaßstäblichen Modellversuche wird darauf aufbauend die Methode von großmaßstäblichen Feldversuchen gewählt, da hier die tatsächlichen Einflüsse der spannungsabhängigen Steifigkeit im Boden berücksichtigt werden können.

### 4.3.3 Numerische Simulationen

Anhang der Feldversuche wird ein dreidimensionales numerisches Modell auf Grundlage der Finite Elemente Methode entwickelt und validiert, wie in Abs. 7.3 beschrieben. Das Materialverhalten des weichen bindigen Bodens wird dabei mit dem viskohypoplastischen Stoffmodell abgebildet, um die Interaktion zwischen dem Träger und Boden hinreichend zu beschreiben. Dabei wird der im Boden gebettete Teil des Trägers mit verformbaren Kontinuums-elementen abgebildet. Darüber liegend wird ein Abschnitt des Trägers unverformbar abgebildet, welcher der Aufbringung der Verdrehung dient und einen unverwölbten Abschnitt in der Schnittebene an der Geländeoberkante widerspiegelt. Die zwei Träger-elemente werden über Knotenverbindungen gekoppelt, wodurch der Berechnungsaufwand im Vergleich zur Abbildung des gesamten Versuchsaufbaus reduziert werden kann. Der Modellaufbau, die Berechnung und die Auswertung der Trägerverformung sowie des Reaktionsmoments erfolgen parametrisiert über die Python-Schnittstelle in Abaqus/Standard 2020.

In einer Parameterstudie werden der Trägerquerschnitt, die Konsistenz des bindigen Bodens, die Einbindetiefen und die Belastungsgeschwindigkeit untersucht. Ebenso wie in den Feldversuchen erfolgt mit diesen Ergebnissen die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit. Darauf aufbauend wird unter Anwendung des Separationsansatzes nach Bernoulli für gängige Randbedingungen in Abs. 7.4 ein Drehfederansatz entwickelt.

Mit diesem Bettungsansatz werden die Anwendung im Nachweis gegen Biegeknicken und Biegedrillknicken in Abs. 7.5 gezeigt sowie Grenzkriterien zur Nachweisführung abgeleitet. Hierdurch soll abschließend beantwortet werden, wie die Drehfedersteifigkeit in bindigem Boden mit einer Formel beschrieben und im Stabilitätsnachweis berücksichtigt werden kann. Gewählt wird die Finite Elemente Methode mit kontinuumsmechanischen Ansätzen, da hier die makroskopische Pfahl-Boden-Interaktion, wie beispielsweise in der Forschung von Schallück und Grabe (2011) sowie Heins und Grabe (2017) gezeigt, lateral und rotatorisch untersucht werden kann.



# 5 Einbringung von Trägern

Deformierte oder von ihrer geplanten Lage abweichende Träger erschweren im besten Fall die Einbringung der Zwischenbohlen und können im schlimmsten Fall zum Systemversagen führen (vgl. Abs. 2.2.3). Es gibt nur vereinzelt Empfehlungen, wie das Einbringgerät sowie die Rammführung passend zum Boden und der einzubringenden Träger zu wählen sind. Daher wird das Ziel verfolgt, einzelne Einflussgrößen zu identifizieren und zu bewerten, um mit der richtigen Wahl der Kombination aus Rammgerät und -führung sowie der Geräteparameter den Träger lagegetreu zu installieren. Hierzu wird zunächst die Einbringung eines Trägers messtechnisch begleitet. Anschließend wird ein numerisches Ersatzmodell entwickelt, um die Einbringung eines verformbaren Trägers mit der Interaktion zur Rammführung abzubilden und die Einflussgrößen zu identifizieren. Darauf aufbauend wird ein Prognosemodell entwickelt, welches die Lageabweichung ermitteln und eine geeigneten Rammführung bestimmen kann.

Das methodische Vorgehen zur Optimierung der Einbringung ist in Abb. 5.1 dargestellt. In Abs. 5.4 werden die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst.

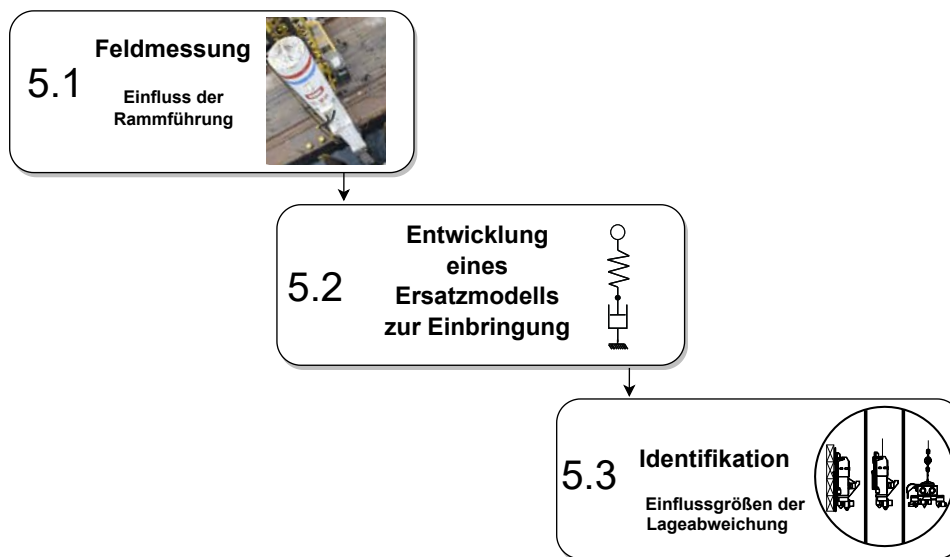


Abb. 5.1: Ablaufschema zur Untersuchung der Einbringung von Trägern

## 5.1 Feldmessung

Die Einbringung eines etwa 30 m langen Trägers mit Vibrations- und anschließender Schlagrammung wird am Liegeplatz 23 (LP 23) im Rostocker Überseehafen im Februar 2019 messtechnisch begleitet. Dabei werden die Beschleunigungen, die Dehnungen und die Neigungen an dem Träger aufgezeichnet. Zusätzlich werden die Beschleunigungen an der Rammführung und am Einbringgerät gemessen, um deren Einfluss auf das Bewegungsverhalten des Trägers zu bestimmen. Die resultierende Verformung und die Lage des Trägers im Endzustand werden ermittelt. Die erzielten Ergebnisse sind bereits teilweise in Beußé und Grabe (2020b) publiziert und werden nachfolgend vorgestellt.

### 5.1.1 Randbedingungen

Die einfach rückverankerte Wand wird als kombinierte Spundwand, bestehend aus Trägern des Typs HZ 1180MA - 12 (Stahlsorte S 430 GP) und der Zwischenbohlen des Typs AZ 20-700 (Stahlsorte S 355 GP) in einer Neigung von 1 : 18 vor die Bestandskaie gebaut. Die Einbringung erfolgt von mehreren Pontons aus, die einen Kran mit Vibrationsramme sowie ein Rammgerät mit Schwingmäkler tragen, wie in der Luftaufnahme in Abb. 5.2 dargestellt. Ein seitenfüllendes Bild ist in Anhang I dargestellt.



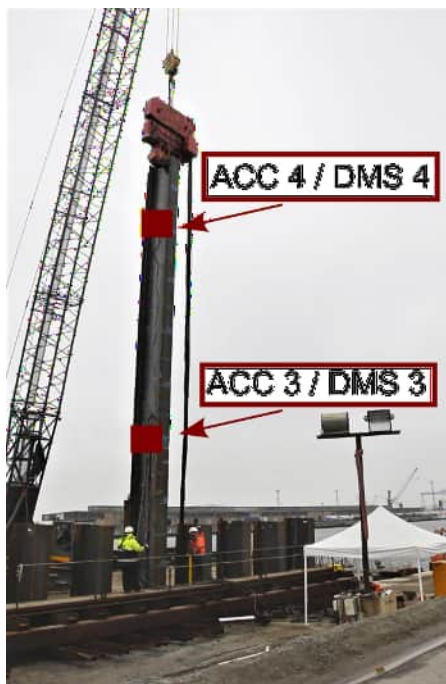
**Abb. 5.2:** Luftaufnahme mit dem Ponton zur Vibrationsrammung (links), der Sensor-  
montage (Mitte) und dem Ponton zur Schlagrammung (rechts). Foto: J. Beußé

Aufgrund der anstehenden dicht gelagerten Sande werden im Bereich der Kaimauertrasse Austauschbohrungen vorgenommen. Unterhalb der Sande steht ab -26 mHN Geschiebemergel an. Nach Herstellung des Bodenaustauschs mit einem weitgestuften Sand (Körnung von 0 - 4 mm) bis auf einen Meter oberhalb der geplanten Absetztiefe des Trägers von etwa -28 mHN erfolgt das Stellen des Trägers in der Rammführung (vgl. Abb. 2.3).

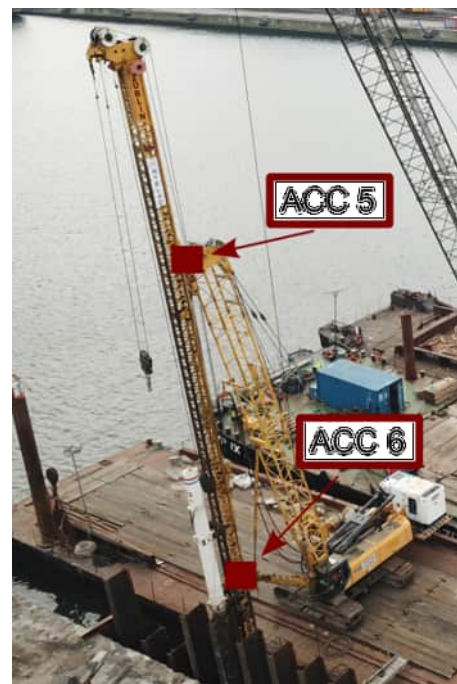
Anschließend wird der Träger von einem Ponton aus bis auf drei Meter oberhalb der geplanten Absetztiefe vibrierend eingebracht und danach schlagend auf Endtiefe gerammt. Zur Vibrationsrammung wird eine Hochfrequenz-Vibrationsramme des Typs PTC 30 HFV mit einem Sennebogen Seilbagger 3300E verwendet. Der Vibrator erzielt eine maximale Frequenz von 38 Hz bei einer maximalen Zentrifugalkraft von 1.600 kN. Das statische Moment kann zwischen 0 und 27 kgm variiert werden, um das Durchlaufen der Resonanzfrequenzen des Gesamtsystems „Vibrator-Träger-Boden“ beim An- und Ablaufen zu verhindern.

Die Schlagrammung erfolgt mit dem Sennebogen Raupenseilbagger S 655 R - HD, welcher mit dem Schwingmäkler Nyblad und dem hydraulischem Freifallbaren IHC Hydrohammer S-90 ausgestattet ist. Dieser hat eine maximale Schlagenergie von 90 kNm und wird mit einer Schlagrate von 46 Schlägen pro Minute verwendet. Das Hammergewicht beträgt dabei 9,65 t.

Die Vibrations- und Schlagrammung ist während der Messung in Abb. 5.3 sowie Abb. 5.4 dargestellt. Dabei sind die sichtbaren Messpunkte mit den Dehnungsmessstreifen (DMS) und Beschleunigungsaufnehmern (ACC) markiert, deren Anordnung nachfolgend erläutert wird.



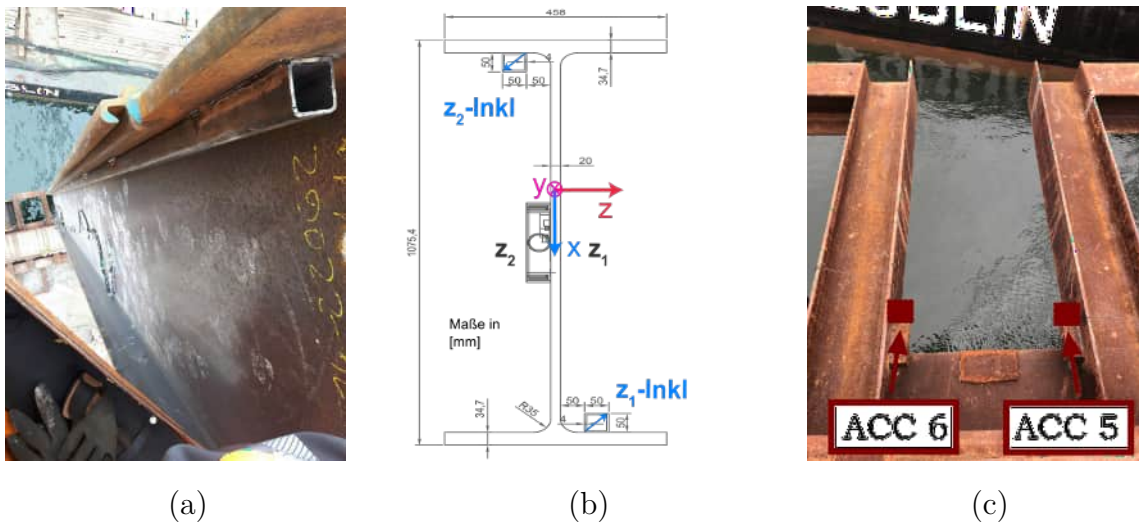
**Abb. 5.3:** Vibrationsrammung (Beuße und Grabe, 2020b)



**Abb. 5.4:** Schlagrammung (Beuße und Grabe, 2020b)

### 5.1.2 Messkonzept

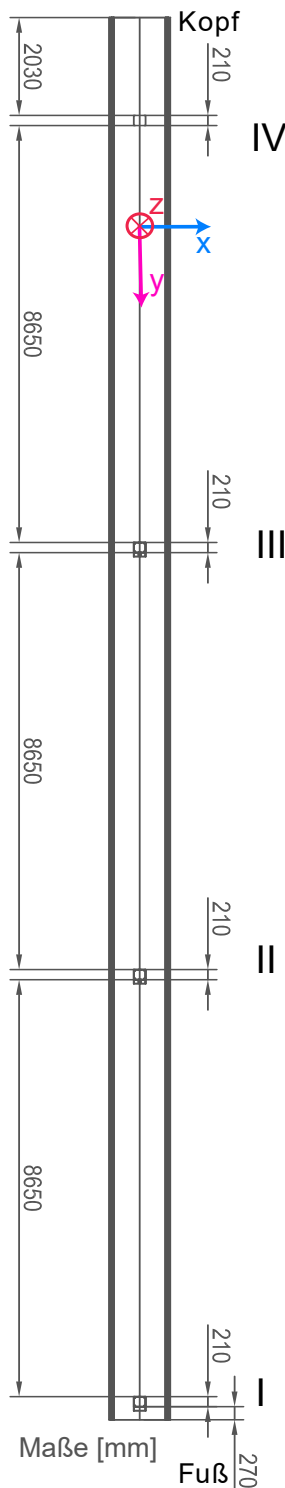
Vor der Rammung wird die fertigungsbedingte Imperfektion des Trägers bzw. die Vorkrümmung ermittelt. Da sich der Träger infolge des Eigengewichts in liegender Position verformt, erfolgt die erste Inklinometermessung nach dem Stellen des Trägers aus einem Personenbeförderungskorb heraus, wie in Abb. 5.5 (a) gezeigt. Die Sondenbefahrung erfolgt in zwei exzentrisch vom Schwerpunkt angeordneten, vierkantigen Profilrohren, wie in Abb. 5.5 (b) dargestellt. Nach der Einbringung erfolgen weitere Inklinometermessungen, wodurch die endgültige Verformung bzw. herstellungsbedingte Imperfektion und die Lage bestimmt werden. Zu jeder Inklinometermessung erfolgt das geodätische Einmessen des Trägerkopfs, um die absoluten Lageabweichungen ermitteln zu können.



**Abb. 5.5:** Versuchsträger vor der Vibrationsrammung (a), Querschnitt des Profiltyps HZ 1180MA mit den Inklinometerrohren in den Achsen  $z_1$ -Inkl und  $z_2$ -Inkl (b) sowie Rammführung mit den zwei Beschleunigungssensoren ACC 5 und ACC 6(c) (Beuße und Grabe, 2020b)

Die Anordnung der Messpunkte I bis IV auf dem Steg des Trägers sowie das globale Koordinatensystem sind in Abb. 5.6 dargestellt. Die einzelnen Bezeichnungen zur Auswertung sowie die Kenndaten der verwendeten Sensoren sind dem Anhang D zu entnehmen.

Im Wesentlichen werden in jedem Messpunkt die Beschleunigung sowie die Dehnung gemessen. Die Beschleunigungen werden mit triaxialen, piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmern mit einem maximalen Messbereich von  $\pm 2.000 g$  gemessen. Die Abb. 5.5 (c) zeigt die Anordnung der Sensoren ACC 5 und 6 zur Messung der Beschleunigungen an der Rammführung während der Vibrationsrammung. Während der Schlagrammung werden diese Sensoren zur Messung der Beschleunigungen an der Mäkleraufhängung des Rammgeräts verwendet, wie mit ACC 5 und 6 in Abb. 5.4 markiert.



**Abb. 5.6:** Seitenansicht des Versuchsträgers mit den Messpunkten I bis IV (Beuße und Grabe, 2020b)

Für die Messungen der Dehnungen werden vollständig gekapselte, wasserdichte Dehnmessstreifen (DMS) auf den Träger geschweißt.

Die Sensoren sind mit Stahlkästen vor dem Boden und Wasser geschützt. Zwischen den Schutzkästen werden Stahlrohrprofile mit einer darüber liegenden Zugentlastung zur Kabelführung an den Träger angeschweißt, wie detaillierter in Beuße und Grabe (2020c) dargestellt.

Außerdem wird der Einbringvorgang der Highspeedkamera DEWESoft DS-Cam-600 aufgezeichnet, um visuell den Bewegungsverlauf des Trägers zu ermitteln.

Der Ablauf der Einbringung und die relevanten Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

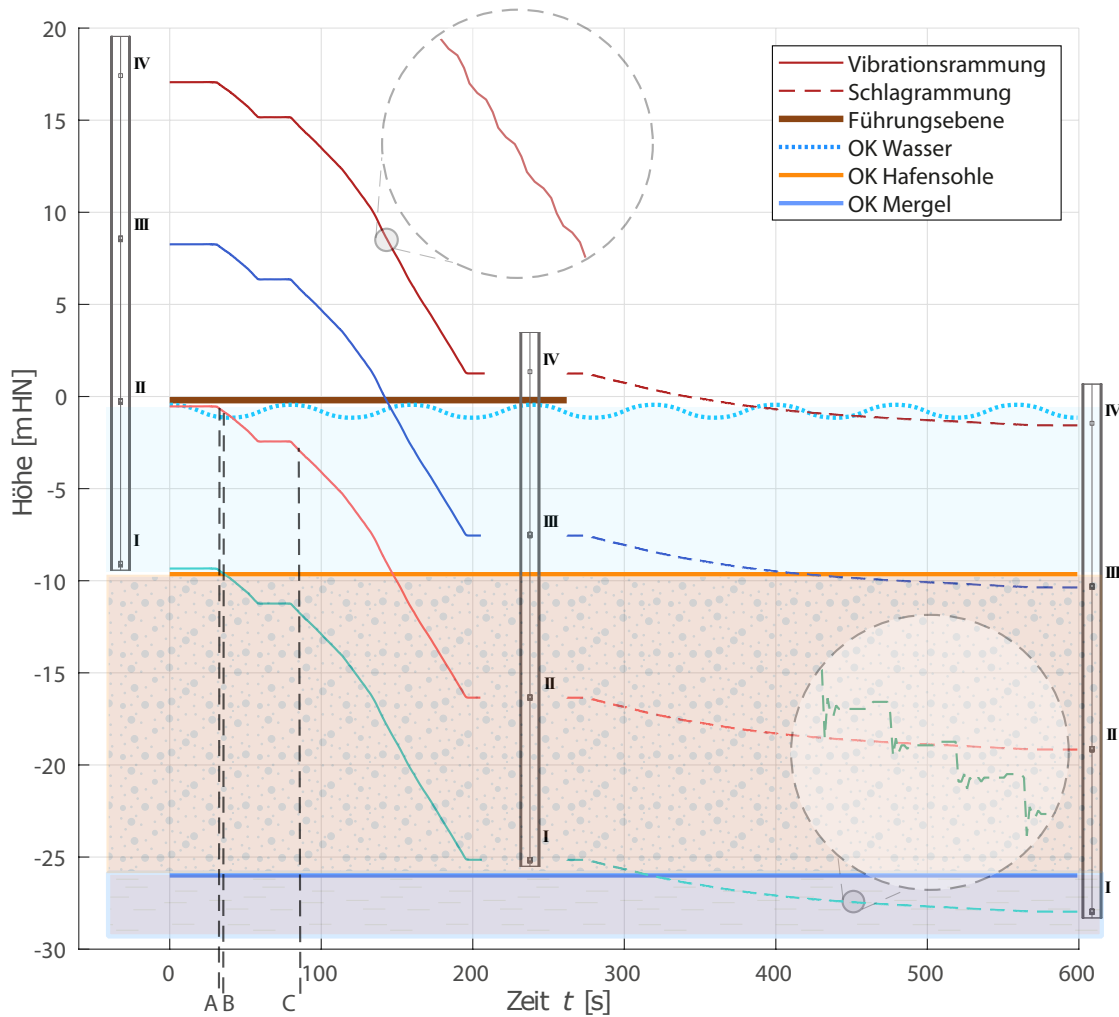
### 5.1.3 Ergebnisse

#### Ablauf und Rammfortschritt

Der Rammfortschritt wird mittels Pixelverfolgung aus der Videoaufzeichnung der Highspeedkamera ausgewertet, wie in Beuße und Grabe (2020c) näher erläutert. Der Verlauf der vertikalen Verschiebungen ist für die vier Sensorebenen zusammen mit der Höhenlage der Rammführung sowie dem maßgebenden Bodenprofil in Abb. 5.7 abgebildet.

Zwischen dem Ende der Einbringung mittels Vibration bei ca. 200 s und dem Nachrammen liegen durch den Abbau der Rammführung und dem Wechsel der Pontons etwa 2 h. Es ergibt sich eine Einbindetiefe mittels Vibration von 15,8 m in 262 s und mittels Schlagrammung von 2,8 m in 337 s. Zu erkennen ist das Pausieren des Vibrators während der Neigungsüberprüfung zwischen 60 s und 80 s.

Die Vibration führt zu einem harmonischen Verlauf der vertikalen Verschiebung. Im Gegensatz dazu stellt sich infolge der impulsartigen Anregung bei der Schlagrammung ein stufenförmiger Verlauf der vertikalen Verschiebung ein, dessen Form mit zunehmender Tiefe auf eine Abnahme der Rammeffizienz bzw. Vergrößerung des zu überwindenden Widerstands schließen lässt. Ebenfalls in Abb. 5.7 markiert sind drei Zeitpunkte A, B und C, auf welche im Weiteren zum Einfluss der Rammführung eingegangen wird.



**Abb. 5.7:** Vertikale Verschiebung des Trägers in Abhängigkeit von der Installationszeit. Es werden drei Zeitpunkte A, B und C für die Bewertung der Rammführung markiert (Beußé und Grabe, 2020b)

### Dehnungen

Bei der Auswertung der DMS entspricht eine positive Dehnung einer Verlängerung bzw. Aufweitung des Trägers. Folglich geht mit einer negativen Dehnung eine Stauchung bzw. Komprimierung des Trägers einher.

Während der **Vibrationsrammung** nehmen die Dehnungen in axialer Richtung von oben nach unten sowie mit zunehmender Einbindetiefe ab (vgl. Abb. D.5 in Anhang D). Dieses Verhalten lässt sich durch die Dissipation von Energie sowie der zunehmenden Bettung des umliegenden Bodens erklären.

Die elastischen Dehnungen oszillieren infolge der Anregung harmonisch mit einer Amplitude von etwa  $15 \cdot 10^{-6} \text{‰}$  am Kopf und  $15 \cdot 10^{-8} \text{‰}$  am Fuß des Trägers. Im Zuge der Vibration stellt sich keine signifikante plastische Endverformung ein.

Der Dehnungsverlauf lässt auf keine unerwarteten Schichtwechsel im Boden schließen, sodass von einem hinreichenden Austausch im Zuge der Austauschbohrungen ausgegangen werden kann. Die Dehnungen in Stegrichtung entsprechen in etwa 20 - 30 % der axialen Dehnungen, was mit der Querdehnzahl von Stahl korreliert. Insbesondere beim An- und Abfahren des Vibrators zur Kontrolle der Trägerneigung kommt es zu einer Zunahme der Trägersaufweitung.

Am Trägerfuß wird eine bleibende Aufweitung am Ende der Vibrationsrammung von etwa  $1 \cdot 10^{-7} \%$  gemessen.

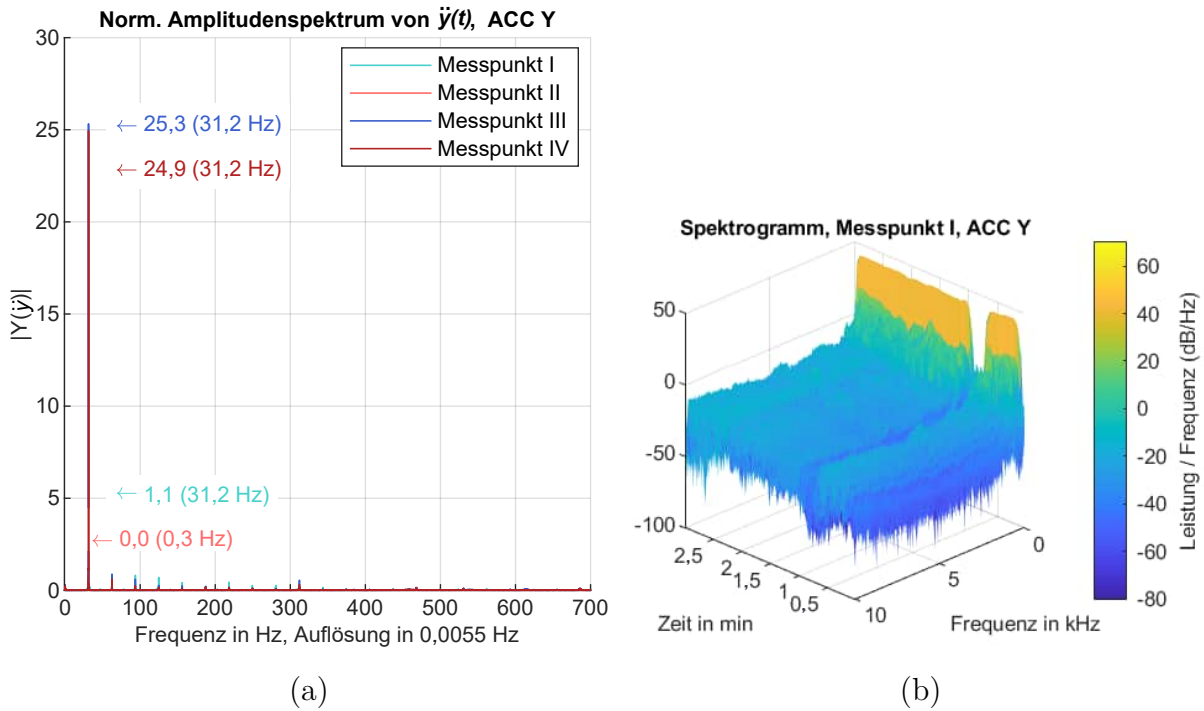
Bei der **Schlagrammung** korrelieren die axialen Dehnungen im Träger mit der impulsartigen Anregung, sodass schlagartige Längenänderungen aufgezeichnet werden, die deutlich größer sind als während der Vibrationsrammung und sich je nach Einbindetiefe verändern (vgl. Abb. D.6 in Anhang D).

Am Messpunkt IV weitet sich das Profil am Trägerkopf um 0,01 ‰. An den Messpunkten II und III kommt es zu einer Stauchung von 0,007 ‰ sowie 0,01 ‰. Mit Ausnahme von Messpunkt I, an dem der DMS aufgrund ausgegebener Werte nach der Einbringung mittels Vibration offensichtlich defekt ist (vgl. Darstellung zur Sensoraktivität in Anhang D), liegen die Dehnungsamplituden bei etwa  $6 \cdot 10^{-2} \%$ . Der Träger dehnt bzw. staucht sich gemäß den parallel zum Steg gemessenen Dehnungen um etwa 0,025 ‰. Die bleibende Stauchung hat sich an den unteren Messpunkten II und III nach der Schlagrammung unwesentlich vergrößert.

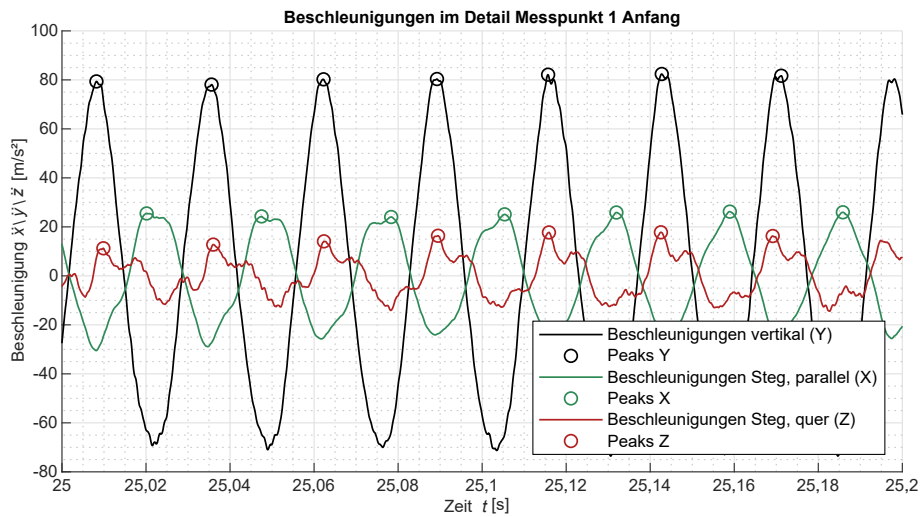
### Beschleunigungen

Für die **Vibrationsrammung** ist das normierte Amplitudenspektrum der vertikalen Beschleunigungen  $\ddot{y}$  an den vier Messpunkten aus der Fast-Fourier-Transformation (FFT) in Abb. 5.8 (a) dargestellt. Dabei wird der Betrag des Realteils der FFT ausgewertet. Die Resonanzfrequenz des Gesamtsystems „Vibrator-Träger-Rammführung-Boden“ liegt mit 31,2 Hz im Bereich der geplanten Anregerfrequenz von 30 Hz. Durch die zeitabhängige Anwendung der FFT auf die Einzelsignale als Spektrogramm werden in Abb. 5.8 (b) die maßgebenden Frequenzbereiche ausfindig gemacht. Während der Vibrationsrammung sind insbesondere die niederfrequenten Schwingungen unter 1 kHz dominant. Ein Einfluss aus Oberschwingungen ist nicht zu erkennen.

Der Ausschnitt der Beschleunigungen am untersten Messpunkt I in Abb. 5.9 zu Beginn der Einbringung zeigt, dass sich die harmonische, axiale Anregung des Vibrators auf den Träger überträgt. Diese Beschleunigungen liegen im Mittel während der Vibrationsrammung bei etwa  $150 \text{ m/s}^2$  und nehmen kurzzeitig bis auf etwa  $400 \text{ m/s}^2$  zu. Die Querschwingungen parallel zum Steg entsprechen etwa 20 % und quer zum Steg etwa 30 % der axialen Schwingungen. Zu Beginn der Vibrationsrammung schwingt der Träger am Fuß in den Querrichtungen phasenversetzt zu den axialen Schwingungen. Dieser Phasenversatz ist mit zunehmender Bettung durch den Boden nicht mehr vorhanden.



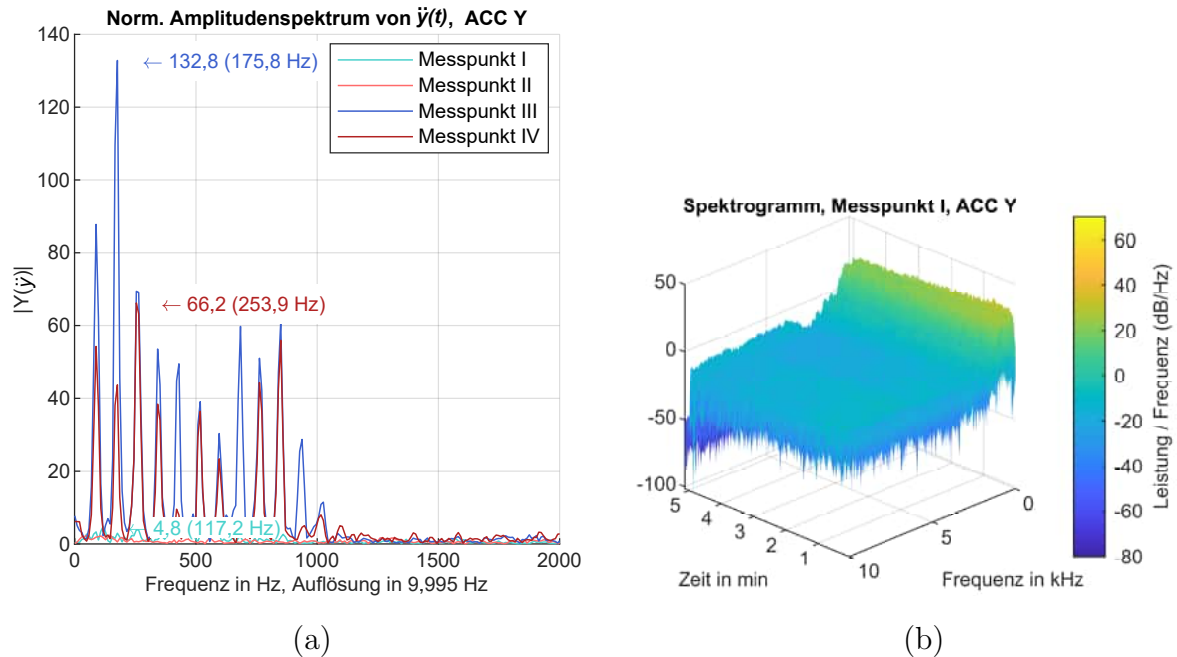
**Abb. 5.8:** Normiertes Amplitudenspektrum der vertikalen Beschleunigungen (a) sowie Spektrogramm mit zeitlicher Abhängigkeit für das Signal am Messpunkt I (b) bei der Vibrationsrammung (Beuße und Grabe, 2020b)



**Abb. 5.9:** Ausschnitt der Beschleunigungen zu Beginn der Vibrationsphase am Messpunkt I

Bei der Anwendung der FFT auf die vertikalen Beschleunigungssignale  $\ddot{y}$  der über den gesamten Zeitraum der **Schlagrammung** dominiert die Schlagfrequenz von 0,9 Hz. Allerdings werden integrationsbedingt die Amplitudenspektren der einzelnen Schläge nicht hinreichend abgebildet, weshalb weitere Analysen für Einzelschläge erfolgen.

Die Darstellung des normierten Amplitudenspektrums der vertikalen Beschleunigungen für einen Rammschlag an den vier Messpunkten mittels FFT ist in Abb. 5.10 (a) gezeigt. Dabei sind deutlich die Oberschwingungen des Gesamtsystems anhand der im gleichen Abstand phasenverschobenen Peaks zu erkennen. Durch die Spektralanalyse in Abb. 5.10 (b) wird bestätigt, dass oberhalb von 2 kHz keine signifikanten Ereignisse auftreten.

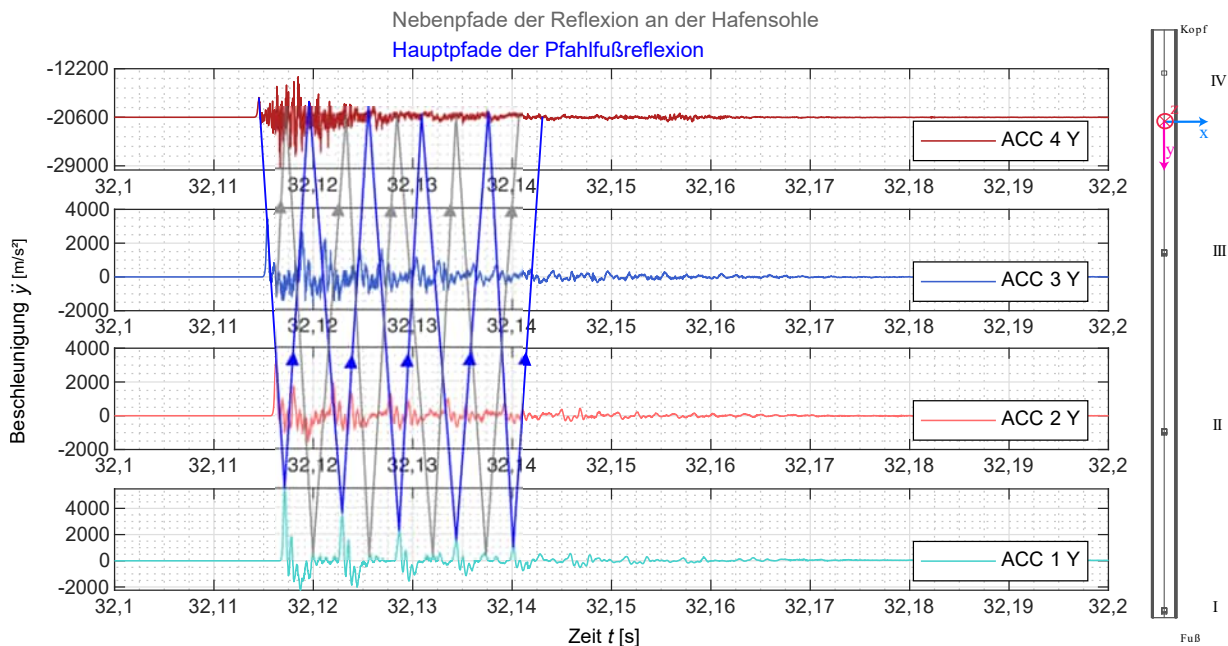


**Abb. 5.10:** Normiertes Amplitudenspektrum der vertikalen Beschleunigungen (a) sowie Spektrogramm mit zeitlicher Abhängigkeit für das Signal am Messpunkt I (b) bei der Schlagrammung (Beußé und Grabe, 2020b)

Die Beschleunigungen in axialer Richtung sind für einen charakteristischen Rammschlag in Abb. 5.11 dargestellt und zeigen die Wellenausbreitung im Träger. Die aus dem Phasenversatz und der bekannten Lauflänge zwischen den Sensoren errechnete Ausbreitungsgeschwindigkeit liegt bei etwa 5.200 m/s. Diese deckt sich mit der äquivalent aus den DMS-Signalen errechneten Ausbreitungsgeschwindigkeit und liegt in der für Baustahl erwarteten Größenordnung von 5.172 m/s.

Darüber hinaus ist die Dämpfung der Schwingungen durch den Widerstand des Bodens (Fußwiderstand und Mantelreibung) in der Abnahme der Beschleunigungen nach einem Rammschlag zu erkennen. Die vertikalen Beschleunigungen sind sowohl in Belastungsrichtung als auch in entgegengesetzter Richtung stark ausgeprägt (vgl. Abb. D.2 in Anhang D). Hieraus lässt sich auf eine Reflexion der durch den Träger laufenden Wellen am Fuß sowie an der Schichtgrenze der Hafensohle schließen.

Hinsichtlich der nach oben gerichteten Beschleunigungen infolge reflektierter Wellen ergeben sich für die unteren drei Messpunkte Werte bis etwa 5.000 m/s<sup>2</sup>. Am obersten Messpunkt IV werden weniger kontinuierliche Signale aufgezeichnet, welche Beschleunigungen bis zu 12.000 m/s<sup>2</sup> aufweisen. In Verschiebungsrichtung liegen die Beschleunigungen im Mittel bei 2.000 m/s<sup>2</sup> bis 5.000 m/s<sup>2</sup> in den unteren drei Messebenen.



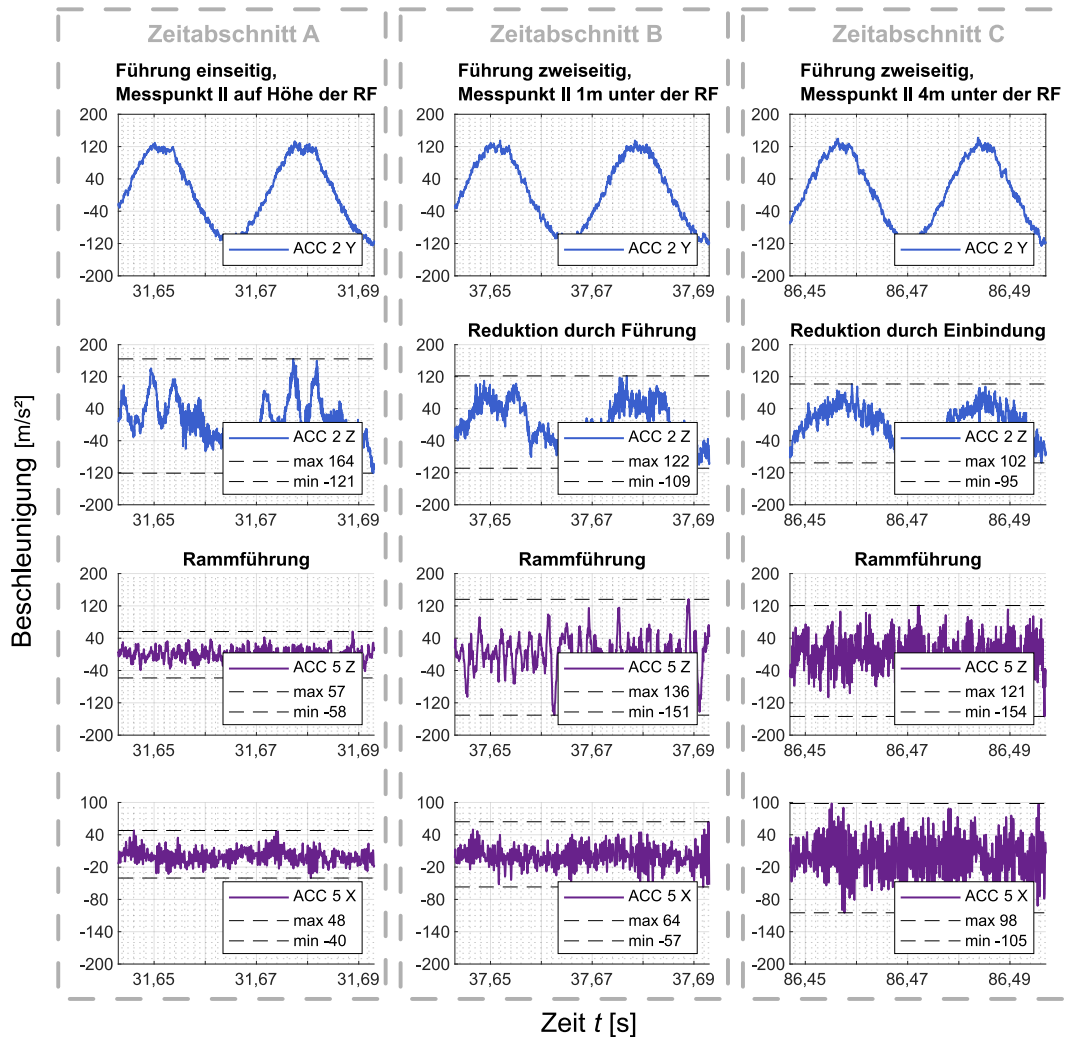
**Abb. 5.11:** Charakteristisches Beschleunigungssignal eines Rammschlags zu Beginn der Rammung (Beuße und Grabe, 2020b)

Am Messpunkt IV ergeben sich zeitweise Beschleunigungen bis zu  $28.500 \text{ m/s}^2$ , was in etwa  $2.900 g$  entspricht. Bereichsweise werden auch an den Messpunkten II und III Beschleunigungen in vergleichbarer Größenordnung gemessen, was vereinzelt zur Übersteuerung des Sensors führt. Eine Überschreitung des Bruchwerts der Sensoren von  $5.000 g$  oder Veränderungen am Messsignal nach diesen Ereignissen sind nicht festzustellen. Die Beschleunigungen parallel zum Steg sind dabei größer als quer zum Steg und entsprechen etwas 10 bis 20 % der axialen Beschleunigungen. Der Querschwinggehalt nimmt mit zunehmender Einbindetiefe ab und ist etwa 10 % geringer als bei der Vibrationsrammung.

### Einfluss der Rammführung

Da sich der Träger während der **Vibrationsrammung** in der Rammführung zwischen den Stahlträgern der Kammführung maximal 7 mm bewegen kann, besteht kein durchgehender Kontakt zu allen Seiten der Führung (vgl. Abb. 2.3). Wenn gemäß Videoaufzeichnung ein Kontakt zwischen der Rammführung und dem Träger vorhanden ist, kommt es erwartungsgemäß zu einem Anstieg der Beschleunigungen an der Rammführung auf maximal  $600 \text{ m/s}^2$ . In Längsrichtung des Trägers sind die Beschleunigungen etwa 40 % geringer. Qualitativ ist der Verlauf der Beschleunigungen in allen Raumrichtungen gleich, sodass von einer Anregung der gesamten Rammführung auszugehen ist.

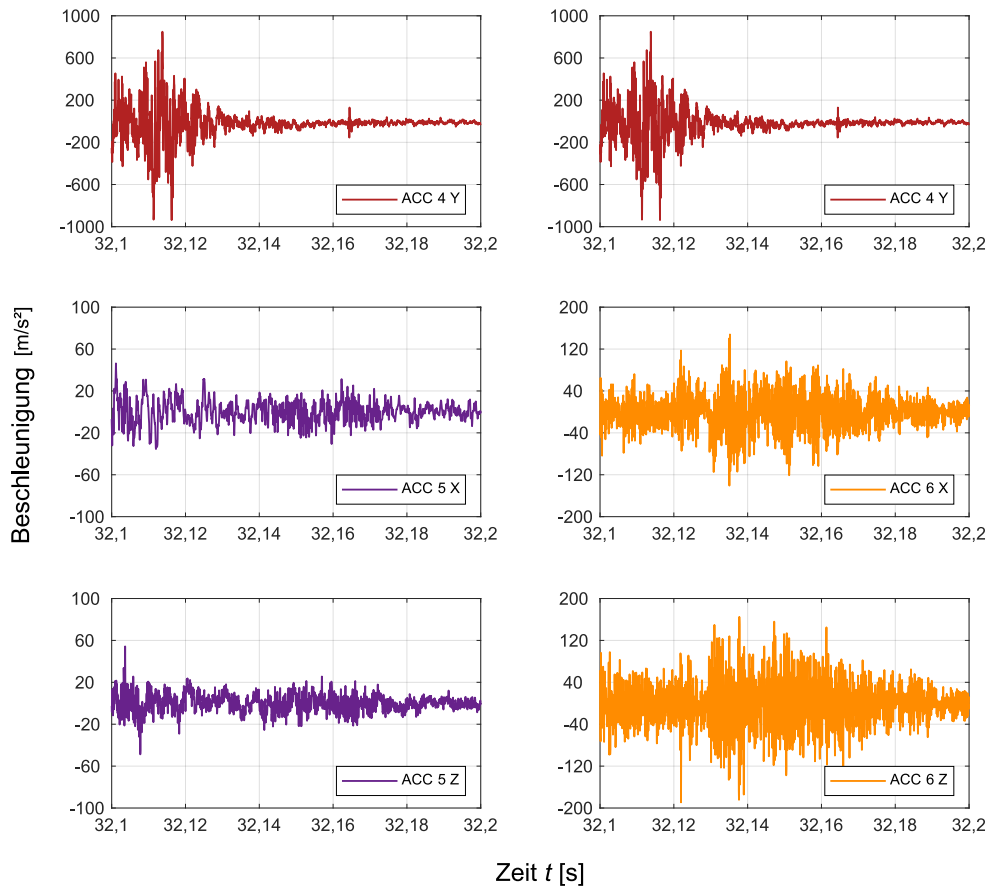
Zur Klassifizierung des Einflusses der Rammführung werden die Beschleunigungen in der  $xz$ -Ebene am rechten Träger der Rammführung (vgl. Abb. 5.5 c) sowie die axialen und zum Steg orthogonalen Beschleunigungen im Träger in Abb. 5.12 dargestellt. Dabei werden drei Zeitabschnitte betrachtet, welche in der Darstellung der axialen Trägerbewegung in Abb. 5.7 markiert sind.



**Abb. 5.12:** Ausschnitt der Beschleunigungen zu Beginn der Vibrationsphase am Träger und der Rammführung zu den drei Zeitabschnitten A, B und C nach Abb. 5.7

Zu Beginn der Vibrationsrammung werden mit dem *Zeitabschnitt A* ein zeitlicher Bereich bei einseitiger Führung am Flansch sowie der direkt folgende *Zeitabschnitt B* mit Kontakt zum seitlichen Träger der Rammführung ausgewählt (vgl. Abb. 5.7). Bei dem Vergleich zeigt sich, dass sich bei zweiseitiger Führung die Beschleunigungen quer zum Steg im Träger um bis zu 40% reduzieren. Einher damit geht eine Verdopplung der Beschleunigungen in der Rammführung in Querrichtung. Mit zunehmender Einbindetiefe nehmen die Beschleunigungen in Querrichtung im Träger wieder zu, was mit dem Abstand des Messpunkts von der Rammführung und der verringerten Führung korreliert. Ist der Träger bereits weiter eingebunden, wie im betrachteten *Zeitabschnitt C* bei einem Abstand zur Rammführung von 4 m, so reduzieren sich die Querschwingungen weiter, was auf die zunehmende seitliche Bettung durch den Boden zurückzuführen ist. Damit wird der mechanisch zu erwartende Einfluss der Rammführung als Element, welches die Beschleunigungen im Träger reduziert, bestätigt.

Bei der **Schlagrammung** erfolgt die Rammführung lediglich über den Mäkler und die Rammhaube des Rammbaren. Der Einfluss dieser Führung ist auch in den Beschleunigungen an dem Mäkler des Rammgeräts (vgl. Abb. 5.4) zu erkennen, die neben dem axialen Beschleunigungssignal am Kopf des Trägers in Abb. 5.13 aufgetragen sind.



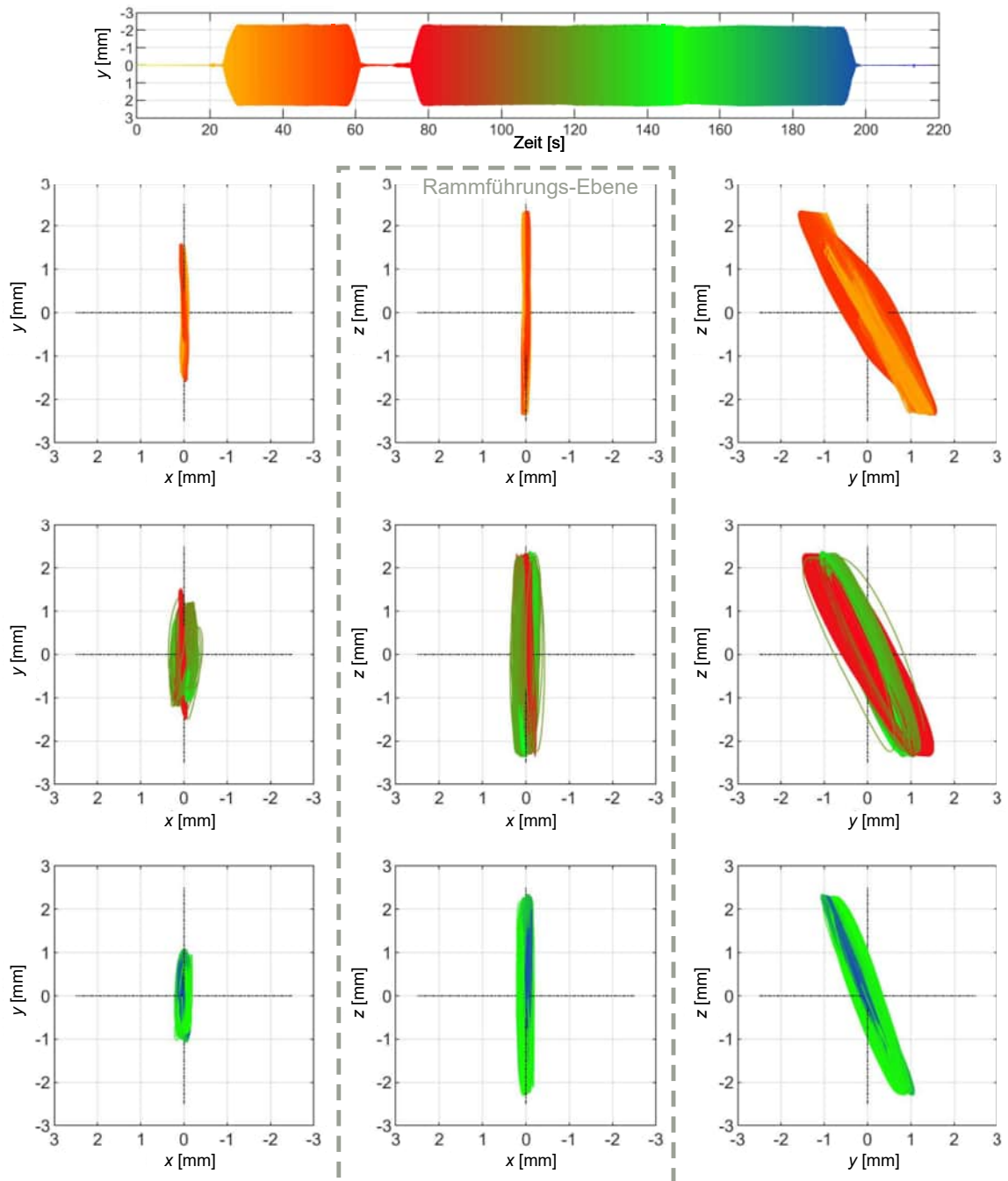
**Abb. 5.13:** Beschleunigungen während der Rammphase am Rammgerät (Beuße und Grabe, 2020b)

Der Mäkler erfährt infolge der impulsartigen Belastung Beschleunigungen, die mit bis zu  $150 \text{ m/s}^2$  auf Höhe des Rammbaren in ähnlicher Größenordnung wie die Beschleunigungen an der Rammführung während der Vibrationsrammung liegen. Die Beschleunigungen an der oberen Halterung des Mäklers (ACC 5) betragen etwa die Hälfte derer nahe des Rammbaren (ACC 6).

### Schwingwege

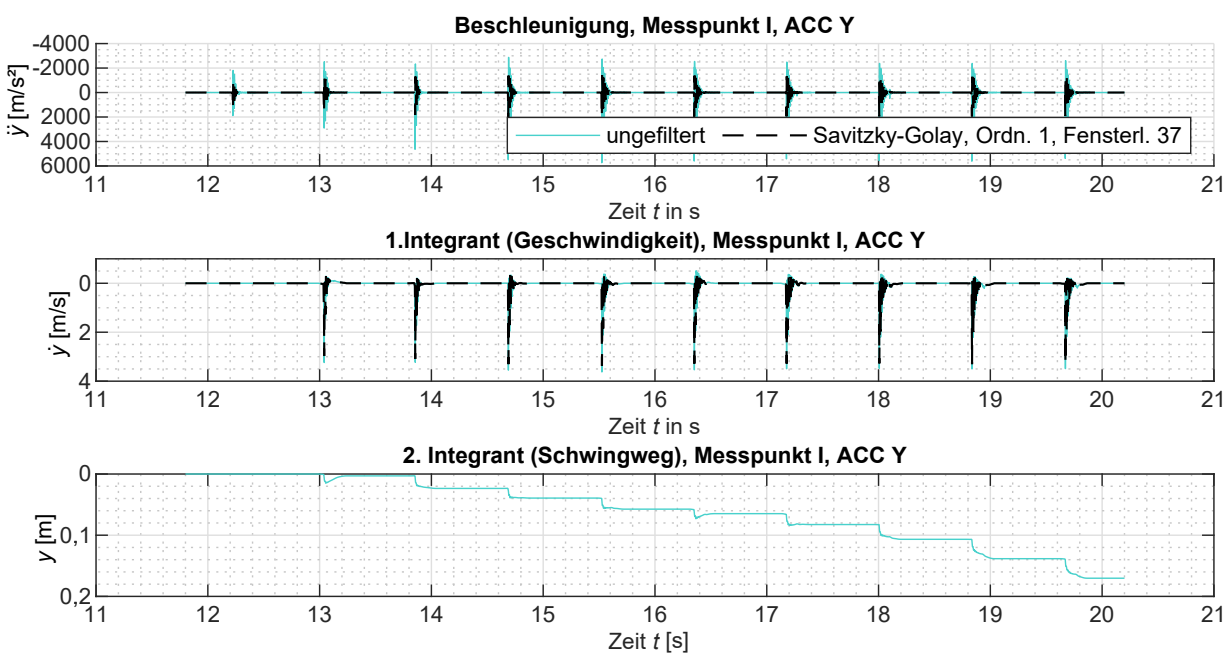
Um die Schwingwege des Trägers während der **Vibrationsrammung** unterhalb der Wasseroberfläche zu bestimmen, werden die Beschleunigungssignale zunächst mit einem Tiefpassfilter ( $< 1 \text{ kHz}$ ) bearbeitet. Im Weiteren werden die Signale im kumulativen Trapezverfahren zweifach integriert, um aus den Beschleunigungen die Schwingwege zu berechnen. Durch schrittweise Aufsummierung der Schwingwege ergeben sich die Bewegungsplots für den Messpunkt II in Abb. 5.14.

Mit 1 mm bis 3 mm sind die Schwingwege vergleichbar mit den von Osthoff (2018) bei der Vibration von Zwischenbohlen gemessenen Werten und können durch die Auswertung der Videoaufzeichnung in Abb. 5.7 bestätigt werden. Im Vergleich dazu nehmen die Schwingwege im letzten Drittel der Einbringung allerdings ab, was auf die größere Biegesteifigkeit des Trägers zurückzuführen ist.



**Abb. 5.14:** Schwingwege in Abhängigkeit von der Zeit am untersten Messpunkt II in den drei Ebenen ( $xy$ : links,  $xz$ : Mitte,  $yz$ : rechts) (Beuße und Grabe, 2020b)

Da bei der **Schlagrammung** die Beschleunigungsanteile nicht harmonisch wie bei der Vibrationsrammung sondern komprimiert auf diskrete Zeitabschnitte vorliegen, werden die Signale abschnittsweise über jeden Rammschlag integriert. Dazu werden die Maxima der Signale mit  $\geq 2.000 \text{ m/s}^2$  ausgelesen. Der jeweilige Integrationsabschnitt wird mit  $0,05 \text{ s}$  vor - und  $0,2 \text{ s}$  nach dem Maximum festgelegt, um das Hauptsignal eines jeden einzelnen Schlags zu erfassen. Nachfolgend werden die Signalabschnitte jeweils mit dem Savitzky-Golay-Filter (vgl. Savitzky und Golay, 1964) mittelwertbereinigt und zweifach integriert. Das erzielte Ergebnis wird als Schwingweg interpretiert. Dieses Vorgehen sowie der vernachlässigbare Einfluss der Filterung kann für den Messpunkt I der Abb. 5.15 für die ersten zehn Schläge entnommen werden.



**Abb. 5.15:** Vertikale Beschleunigung  $\ddot{y}$ , integrierte Geschwindigkeit  $\dot{y}$  und integrierter Schwingweg  $y$  für die ersten zehn Rammschläge am untersten Messpunkt I (Beuße und Grabe, 2020b)

Für den Vergleich des mittels Integration der Beschleunigungssignale bestimmten Rammfortschritts mit der Videoaufzeichnung wird das Vorgehen für die anderen Messpunkte äquivalent angewandt. Wie für Ausschnitt der ersten 100s in Anhang D gezeigt, ergibt die doppelte Integration am Messpunkt I eine axiale Verschiebung von etwa  $0,12 \text{ m}$  bei  $22 \text{ s}$ . Diese ist bedingt durch eine kurzfristige Sensorübersteuerung, sodass von einer direkten Verbindung der folgenden Verschiebungskurve und dem Ursprung auszugehen ist. Insgesamt wird im Vergleich zu der Videoauswertung bei den über Integration ermittelten Verschiebungen  $y$  eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt.

Trotz geringer Querschwingempfindlichkeit der Sensoren führt die simultane Übertragung des geschilderten Vorgehens auf die horizontalen Beschleunigungen zu unrealistischen Verschiebungen bzw. Schwingwegen. Begründen lässt sich dieses Phänomen durch das deutliche Nachschwingen der Träger in Stegrichtung und quer dazu, sodass die axiale Verschiebung nicht allein durch den jeweiligen Einzelschlag dominiert wird.

Dieses Verhalten kann nicht hinreichend bei der hohen Rammenergie bei der Schlagrammung mittels Beschleunigungssensoren zur Ermittlung von Verschiebungen abgebildet werden.

Im Gegensatz dazu lassen sich die Beschleunigungen an den Messpunkten V und VI an dem Mäkler integrieren und liefern qualitativ plausible Schwingwege, wie im Anhang D ausgewertet. Infolge dieser bewegt sich der Mäkler des Rammgeräts in Stegrichtung je Schlag bis zu 7,5 cm von dem Rammgut weg und schwingt dann wieder zurück.

### Verformungen

Die Inklinometermessung in den zwei Achsen  $z_{1\text{-Inkl}}$  und  $z_{2\text{-Inkl}}$  (vgl. Abb. 5.5) wird zunächst zur Ermittlung der Verformung des Trägers im Anfangs- und Endzustand herangezogen. Die messtechnische Genauigkeit liegt bei 0,2 mm/m Verschiebung (vgl. Anhang D).

Der gemessene Verformungszustand im Anfangszustand wird mit dem unverformten Zustand, als interpolierte Gerade zwischen Kopf- und Fußpunkt, verglichen. Repräsentativ sind in Abb. 5.16 (a) die Verformung im anfänglichen und unverformten Zustand sowie in der Endlage dargestellt. In  $x$ -Richtung des Rohrs  $z_{1\text{-Inkl}}$  (Biegung um die starke Achse) ergeben sich maximale Abweichungen bis zu 1,4 cm. In  $z$ -Richtung (Biegung um die schwache Achse) sind die Abweichungen größer und ergeben eine lokale, maximale Verformung von ca. 1,5 cm, was in etwa  $1/1.500 \cdot L_T$  entspricht. In der Messachse  $z_{2\text{-Inkl}}$  stellen sich in ähnlicher Größenordnung Abweichungen von unter 1,0 cm ein, wie für beide Achsen detailliert in Beuße und Grabe (2020b) gezeigt.

Im Endzustand haben sich die Verformungen in  $x$ -Richtung bzw. in Richtung der starken Achse nur geringfügig verändert. Im Gegensatz dazu kommt es infolge der Einbringung in der Achse  $z_{1\text{-Inkl}}$  nach den ersten Metern eindeutig zu einer plastischen Verformung in negativer  $z$ -Richtung. Diese beträgt maximal 1 cm bei einer Einbindetiefe von 15 m.

Die Ergebnisse zeigen, dass sowohl eine fertigungs- als auch eine herstellungsbedingte Imperfektion gemessen wird.

### Lageabweichung

Die messtechnisch ermittelte Lage weicht von der Solllage ab, wie nachfolgend in Abb. 5.16 (b) gezeigt. Zur Ermittlung der Lageabweichung wird die Lage am Trägerkopf als planmäßig angenommen und zum Fuß hin in der geplanten Neigung von 1 : 18 extrapoliert. Durch die Abweichung am Fuß in  $x$ -Richtung von 22 cm stellt sich eine Neigung von 1 : 21 ein. In  $z$ -Richtung (orthogonal zur lotrechten Rammachse) beträgt die Lageabweichung am Fuß des Trägers maximal 5 cm und es resultiert im Mittel eine Neigung von 1 : 530.

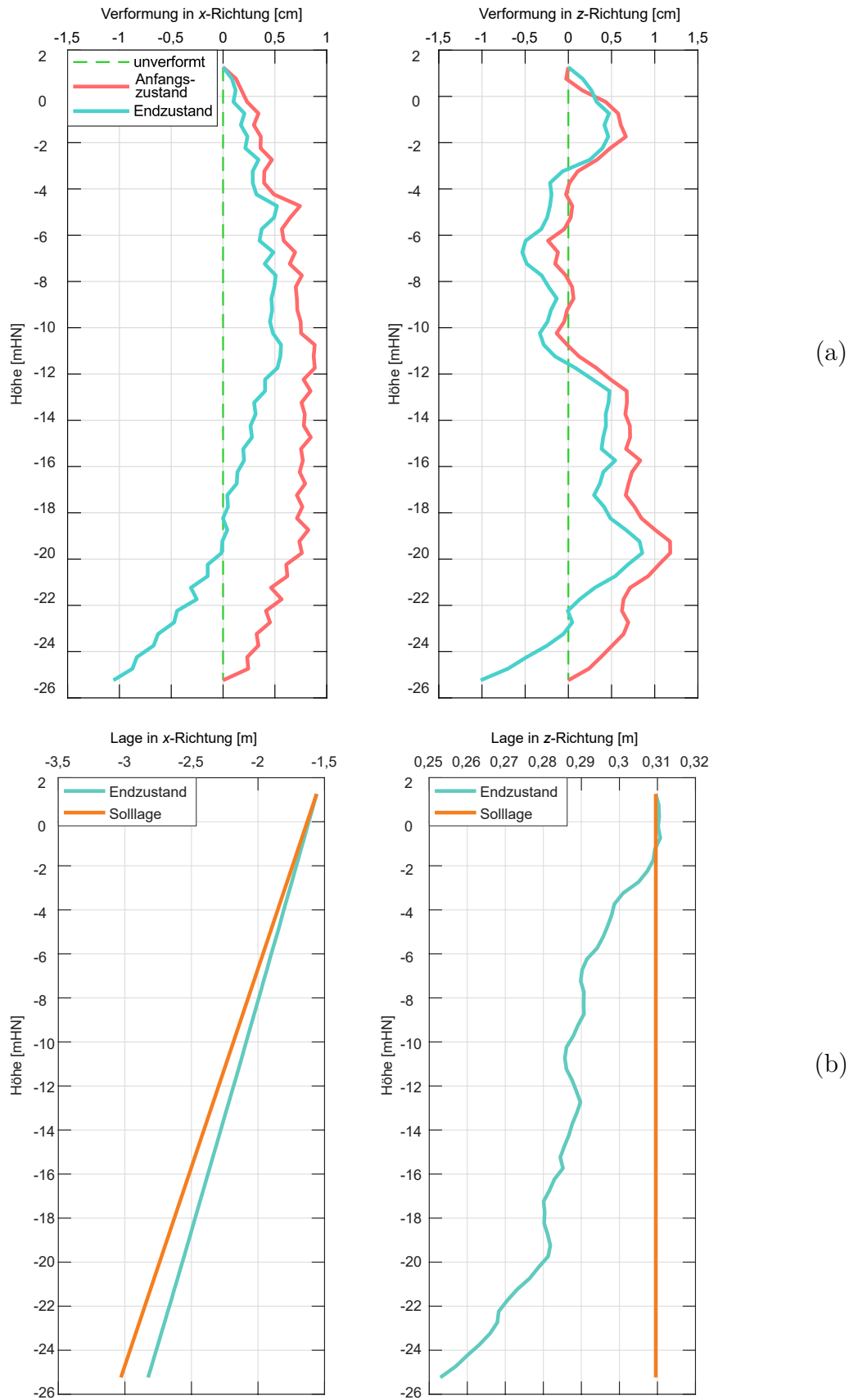
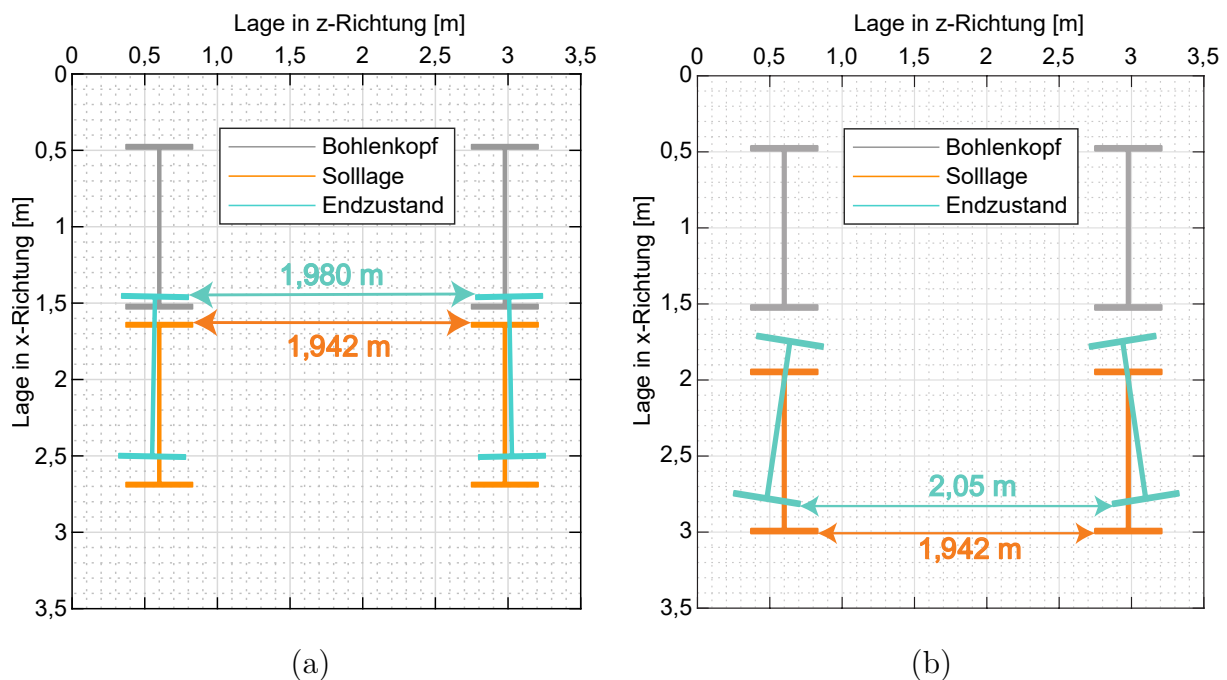


Abb. 5.16: Inklinometermessung an dem eingebrachten Träger in der Messachse  $z_{1-1nkl}$  im Anfangs- und Endzustand (a) sowie ermittelte Lageabweichung (b)

Verdeutlicht wird die resultierende Lage des Trägerfußes auf der Absetztiefe der Zwischenbohlen durch die Darstellung in Abb. 5.17 (a). Dabei wird unter der Annahme der gleichen Verformung des benachbarten Trägers dieser gespiegelt dargestellt, um die mögliche Veränderung des Zwischenbohlenmaßes zu visualisieren. Im Vergleich zur Solllage ergibt sich eine Differenz vom Systemmaß von etwa 4 cm in Längsrichtung, was innerhalb der Einbautoleranzen der Zwischenbohlen liegt (vgl. Abs. 2.2.3). In seitlicher Richtung kann die Abweichung je nach tatsächlicher Lage des benachbarten Trägers größer sein, sodass der tatsächliche Einfluss auf das Tragverhalten nicht bewertet werden kann. Das zeigt auch die deutlich größere Verdrehung und Lageabweichung mit bis zu 23 cm auf Höhe der Unterkante der Träger in Abb. 5.17 (b).



**Abb. 5.17:** Position vom Trägerkopf (grau), vom Bohlenfuß in Solllage (orange) sowie im Endzustand (blau) in (a) auf Höhe Unterkante Zwischenbohlen sowie auf Höhe der Unterkante der Träger (b)

### 5.1.4 Fazit

Auf Basis der zuvor gezeigten Messdaten ist zur Bewertung der Herstellungseinflüsse festzuhalten, dass

1. die Schlagrammung im Vergleich zur Vibrationrammung zu einer bis 70-fachen axialen Beschleunigungen im Träger führt.
2. beim Kontakt zur Rammführung sowie mit zunehmender Bettung im Boden die lateralen Beschleunigungen und Schwingwege im Träger reduziert werden.
3. der Träger vor der Installation bereits vorverformt ist und sich dieser im Zuge der Einbringung weiter verformt sowie von der geplanten Lage abweicht.

## 5.2 Ersatzmodell zur Einbringung von Pfählen (EEP)

Die exemplarische Messung in Kap. 5.1 zeigt, dass selbst bei vorherigem Bodenaustausch in der Rammtrasse die Verwendung einer Rammführung in nur einer Ebene eine deutliche Lageabweichung (Verschiebung und Verdrehung) sowie eine herstellungsbedingte Imperfektion zur Folge hat. Folglich ist mit einer exzentrischen Belastung des Trägers zu rechnen. Systematisch ist zu erwarten, dass bei einer weniger steifen Rammführung oder einem biegeweicheren Träger die Lageabweichung zunimmt. Nachfolgend wird daher numerisch untersucht, welchen Einfluss die vorgenannten Randbedingungen auf die Verformung und die Lage eines gerammten Trägers haben.

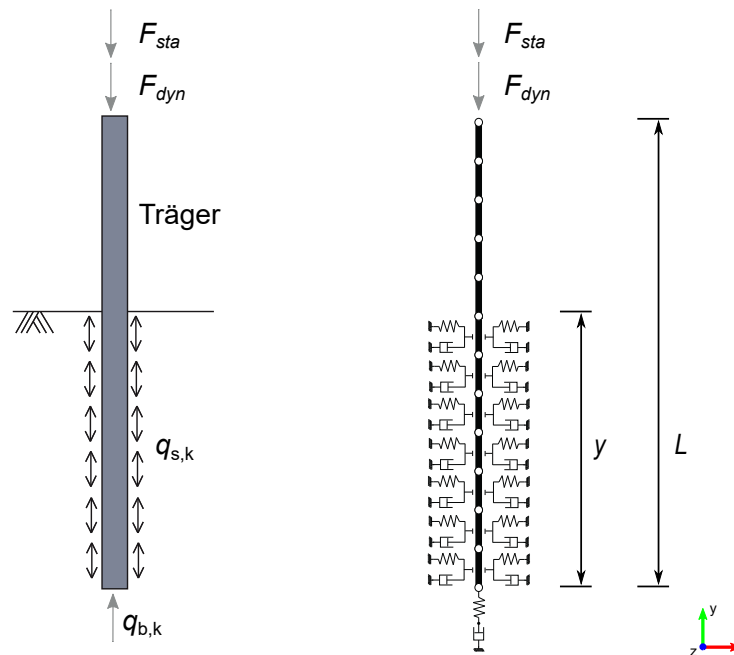
Dreidimensionale numerische Simulationen der in Abs. 5.1 gezeigten Trägerinstallation ohne Rammführung und Vorkrümmung sind auf Grundlage der Kontinuumsmechanik mit der Finite Elemente Methode (FEM) in FOSTA P1327 (2021) publiziert. Hier wird die Auflockerung im Nahbereich des Trägers bzw. die Verdichtung am Trägerfuß im Boden deutlich. Aufgrund des hohen Berechnungsaufwands hat es sich als nicht praktikabel erwiesen, die Installation des verformbaren Trägers inklusive der Elemente der Rammführung kraftgesteuert zu simulieren. Das zeigt auch der derzeitige Forschungsstand in Abs. 2.2.4.

Daher wird nachfolgend ein numerisches Ersatzmodell entwickelt, bei welchem die Träger-Boden-Interaktion mit gekoppelten Feder-Dämpfer-Elementen abgebildet wird. Das Modell wird als *Ersatzmodell zur Einbringung von Pfählen (EEP)* bezeichnet und wird in seiner ersten Version in Beußé und Grabe (2021) vorgestellt. Nachfolgend werden zunächst das Randwertproblem sowie die Berechnungsmethode vorgestellt. Es werden einzelne Rammschläge der Messung am Liegeplatz 23 (vgl. Abs. 5.1) berechnet, um das Modell zu validieren. Anschließend werden mögliche Einflussfaktoren wie die initiale Einbindetiefe vor Beginn der Schlagrammung, die Neigung des Trägers in Solllage sowie unterschiedliche Rammführungsvarianten untersucht.

### 5.2.1 Randwertproblem

Das Ziel ist die Abbildung des Installationsvorgangs von Trägern in Boden. Dabei sind der Pfahlfußwiderstand  $q_{b,k}$  und die Mantelreibung  $q_{s,k}$  abzubilden. Diese ändern sich in Abhängigkeit der Einbindetiefe sowie infolge der Aufbringung der statischen und dynamischen Kraftanteile ( $F_{\text{sta}}$  und  $F_{\text{dyn}}$ ), die vom Einbringgerät aufgebracht werden (vgl. Abs. 2.2.1). Daraus folgt das in Abb. 5.18 dargestellte Randwertproblem (RWP). Zur Lösung dieses Randwertproblems wird der Träger mit Strukturelementen auf Basis der Timoschenko-Balken-Theorie diskretisiert. Die seitliche Bettung des Trägers wird durch kombinierte Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet. Die Berücksichtigung der Mantelreibung erfolgt zusammen mit der Abbildung des Fußwiderstands in einem kombinierten Feder-Dämpfer-Element unterhalb des Trägerfußes. Die Einbindetiefe  $t$  des Trägers wird über die Anzahl der Feder-Dämpfer-Elemente gesteuert.

Das RWP wird mit der nachfolgend entwickelten Methode mit einer dynamischen Verformungsanalyse durch das FE-Programm Abaqus 2020 mit explizitem Lösungsalgorithmus gelöst.



**Abb. 5.18:** Randwertproblem der Trägerinstallation (links) und diskretisierte Balken mit Feder Dämpfer-Elementen (rechts) aus Beuße und Grabe (2021)

## 5.2.2 Berechnungsmethode

Die Berechnungsmethode basiert auf der Abbildung der Profil-Boden-Interaktion mit gekoppelten Feder-Dämpfer-Elementen. Das dreidimensionale RWP wird hierbei auf zwei Dimensionen vereinfacht, indem das Bewegungsverhalten in Richtung der biegeweichen Achse untersucht wird. Diese Vereinfachung gilt zur Untersuchung der maßgebenden Lageabweichung als gerechtfertigt, da die Messung in Abs. 5.1 zeigt, dass in Richtung der biegesteiferen Achse die Trägerverformung und die Lageabweichung einen deutlich geringen Einfluss haben.

Um eine kontinuierliche Simulation des Einbringvorgangs mit dieser Kontaktidealisierung zu erzielen, werden tiefenabhängig einzelne gekoppelte Simulationen durchgeführt. Dazu werden für die Elemente des Ersatzmodells vorausgesetzt:

1. die tiefenabhängige Steifigkeit des Bodens,
2. bei den lateralen Elementen:
  - a) die Abbildung der nichtlinearen Steifigkeit sowie
  - b) die Berücksichtigung der Dämpfung in Abhängigkeit der Tiefe,
3. beim axialen Element:
  - a) die tiefenabhängige Steifigkeit bei Kompression,
  - b) die Berücksichtigung der Dämpfung aus der Mantelreibung und dem Fußwiderstand in Abhängigkeit der Tiefe.

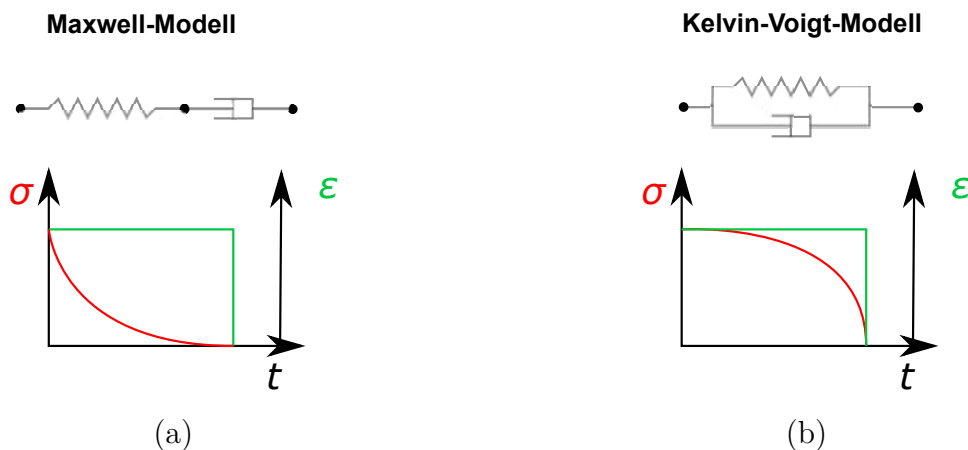
Hierzu werden die nachfolgend erläuterten rheologischen Modelle verwendet.

### Rheologische Modelle

Zur Abbildung des Trägerfußes wird eine Reihenschaltung von Feder- und Dämpferelementen verwendet, welche auch als Maxwell-Modell bekannt ist. Hierdurch wird nach Altenbach (2015) ein elasto-viskoses Materialverhalten simuliert, sodass die materielle Dämpfung des Bodens berücksichtigt wird. Dabei bleiben die Spannungen  $\sigma$  für alle Elemente gleich und die Dehnungen  $\varepsilon$  summieren sich auf, wie in Abb. 5.19 (a) dargestellt.

Das laterale Tragverhalten wird mit einer Parallelschaltung der Grundelemente modelliert, wodurch ein visko-elastisches Materialverhalten abgebildet wird. Das resultierende, kombinierte Element wird auch als Kelvin-Voigt-Modell bezeichnet (vgl. Altenbach, 2015). Im Gegensatz zur Reihenschaltung werden die Spannungen  $\sigma$  addiert und die Dehnungen  $\varepsilon$  bleiben gleich, sodass keine irreversiblen Verformungen abgebildet werden, wie schematisch in Abb. 5.19 (b) dargestellt. Die Elemente wirken über Verbindungselemente nur bei Belastung auf Druckkontakt, da Boden i. d. R. keine Zugspannung aufnehmen kann.

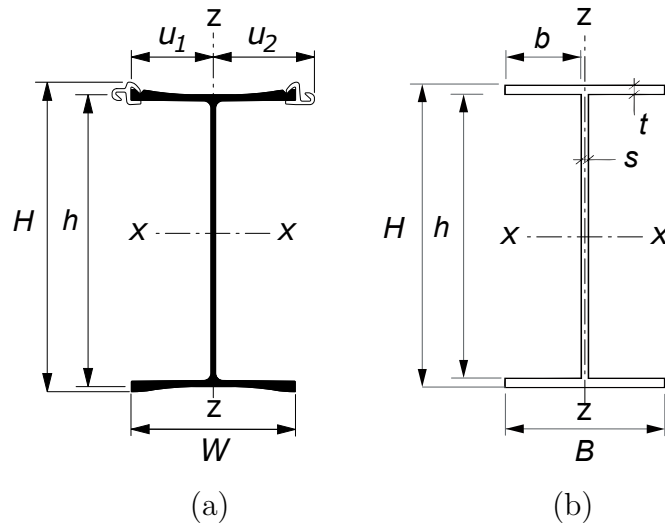
Nach Kolymbas (2019) ist zu erwarten, dass die Vereinfachung nicht für stark überkonsolidierte Böden geeignet ist.



**Abb. 5.19:** Rheologisches Modell des Maxwell-Modells (a) sowie des Kelvin-Voigt Modells (b) als Reihen- sowie Parallelschaltung von Feder- und Dämpferelementen

### Geometrie und Materialverhalten

Zunächst wird der Träger vom Typ HZ 1180MC mit einer Länge von 29 m idealisiert, wie in Abb. 5.20 dargestellt (vgl. Abs. 5.1). Anschließend wird zur zweidimensionalen Vereinfachung beliebiger Doppel-T Querschnitte ein äquivalenter Vollkreisquerschnitt berechnet, dessen Durchmesser  $d_{equ}$  nach Gl. 5.1 unter Äquivalenz der Trägheitsmomente der Querschnitte um die Hauptachse  $z$  ermittelt wird. Durch den äquivalenten Kreisquerschnitt wird dann das Biegeverhalten des Trägers als zweidimensionaler Balken in Richtung der biegeweichen Achse abgebildet. Die Breite  $B$  des Flansches, die Höhe  $H$  des Trägers sowie das Innenmaß des halben Flansches  $b$  und das Innenmaß der Trägerhöhe  $h$  sind der Abb. 5.20 zu entnehmen.



**Abb. 5.20:** Realer Trägerquerschnitt vom Typ HZ 1180MC (a) und vereinfachter Querschnitt des simulierten Trägers (b) (Beuße und Grabe, 2021)

$$d_{equ} = \sqrt[4]{\frac{16}{3\pi} (BH^3 - bh^3)} = 0,58 \text{ m} \quad (5.1)$$

Der Träger wird mit 29 linearen Balkenelementen mit jeweils zwei Knoten je Element (Typ B21) diskretisiert. Unter Berücksichtigung der fertigungsbedingten Toleranz werden die Ursprungskordinaten der Balkenelemente ermittelt. In Richtung der schwachen Achse ergibt sich dadurch 9 m oberhalb des Trägerfußes eine maximale Imperfektion im Stich von 1,9 cm, wie in Abb. 5.16 dargestellt. Eine mögliche Anfangsneigung des Pfahls wird durch eine Drehung des globalen Koordinatensystems berücksichtigt. Ebenso kann eine Kraftneigung als Winkeländerung zwischen dem Koordinatensystem der aufgebracht Last und dem globalen Koordinatensystem angesetzt werden.

Aufgrund der geringen Verformungen je Iteration wird das Materialverhalten mit einem linear-elastischen Materialansatz für den Stahl mit  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$  und  $\nu = 0,3$  modelliert.

### Modellierung der Rammführung

Wie in Abs. 2.2.2 vorgestellt, werden in der Praxis als obere Rammführung (RF) die Mäklführung und die Freireiterführung verwendet. Diese beiden Varianten werden über die Vorgabe von Randbedingungen am obersten Knoten des Pfahls modelliert. Als untere RF werden im Modell die Kammführung in einer Ebene, die Käfigführung als untere Rammführung (RF) in zwei Ebenen sowie die Parallel- bzw. Schlittenführung abgebildet. Diese werden in folgenden Tiefen angesetzt:

1. eine einzelne, untere Führungsebene: 14 m oberhalb des Fußes
2. eine zweifache, untere Führungsebene: 14 m und 16 m oberhalb des Fußes
3. eine Parallel- bzw. Schlittenführung: 4 m oberhalb der Hafensohle

Die Modellierung der Rammführung soll einerseits eine Rollenführung wie bei einer Parallelführung abbilden. Andererseits soll die übliche Führung in einer Kamm- oder Käfigführung durch begrenzende Elemente modelliert werden. Daraus ergibt sich die Anforderung einer unterschiedlichen Steifigkeit der Rammführung im Modell.

Als Variante 1 wird die Führung mit einer unteren Rammebene, als Variante 2 mit zwei unteren Rammebenen sowie als Variante 3 die Führung mit einer Parallel- bzw. Schlittenführung modelliert, wie in Abb. 5.21 dargestellt. Dabei werden die drei Varianten mit einer Mäkler- oder Freireiterführung über eine zusätzliche Wegrandbedingung am Kopf des Profils modelliert.

Die Steifigkeit der Rammführung wird mit zwei Steifigkeiten modelliert. Zum einen werden bei der als „weiche Führung“ bezeichneten Modellierung Festkörper mit einem Abstand von 7 mm zum Träger angeordnet, um eine klassische Führung mit Begrenzung durch Stahlelemente zu simulieren.

Zum anderen wird bei der als „steife Führung“ bezeichneten Modellierung mit einem Feder-Dämpfer-Element eine Rollenführung simuliert. Die Kennwerte werden hierzu mit einer hohen Federsteifigkeit  $k_{xx} = 500.000 \text{ kN/m}^2$  sowie Dämpfungskonstante  $c_{xx} = 10.000 \text{ kNs/m}$  angenommen.

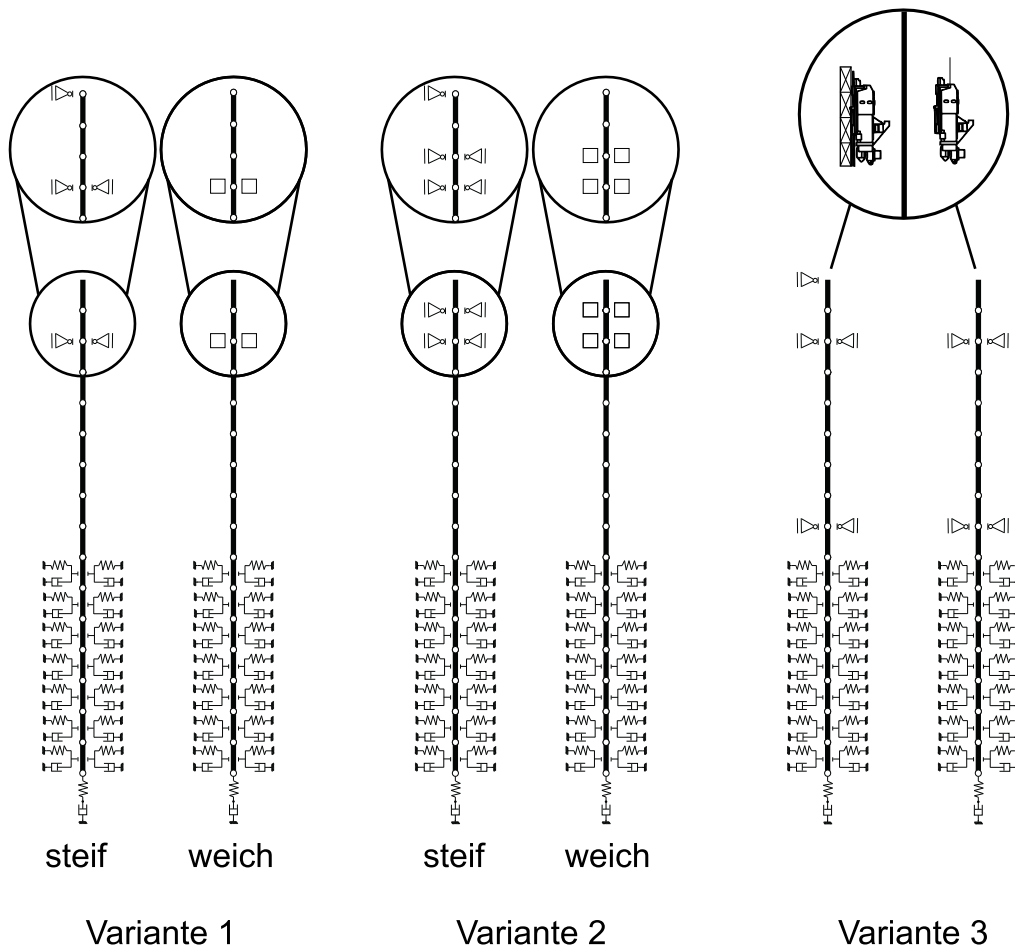
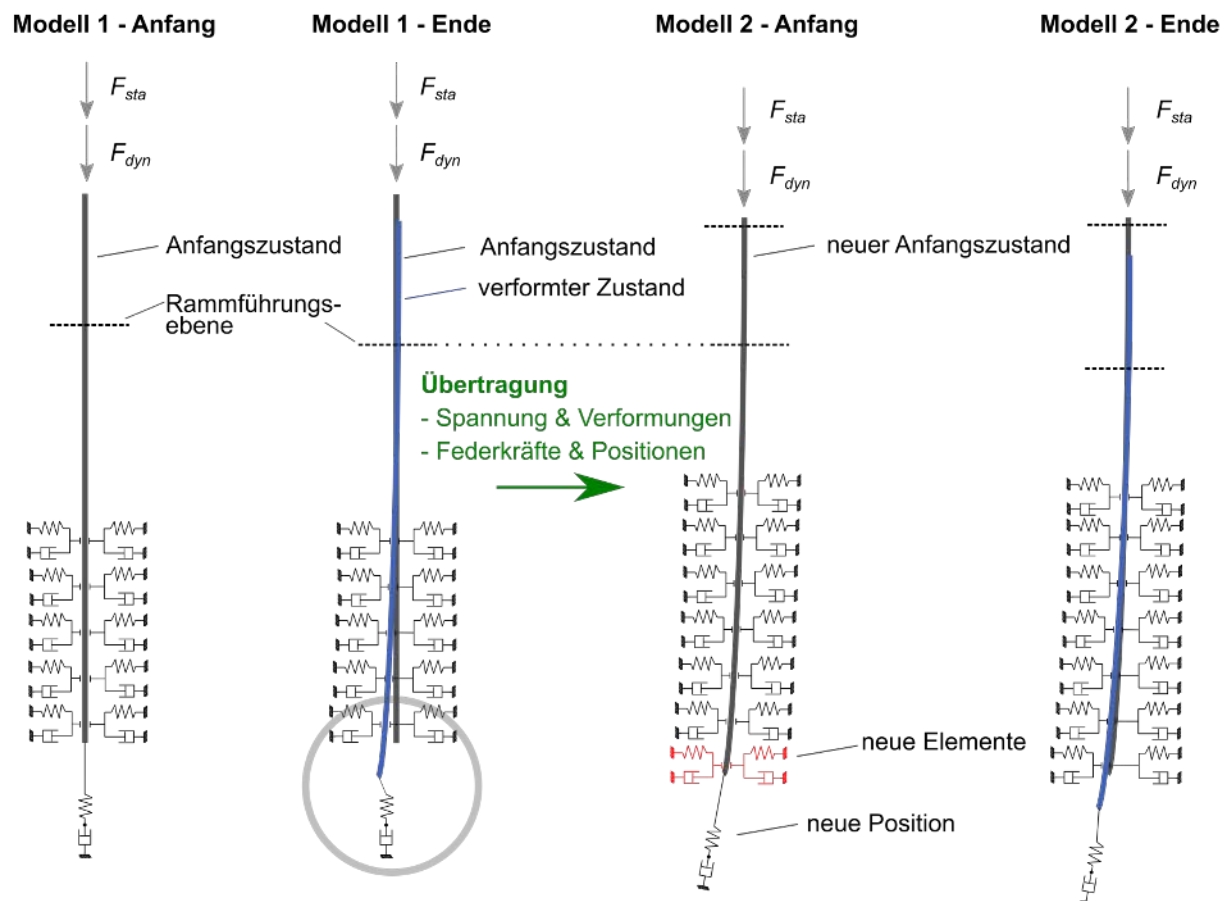


Abb. 5.21: Modellierung der untersuchten Rammführungen

### Kontinuierliche Einbringung durch Kopplung einzelner Simulationen

Die iterative Abbildung des Einbringvorgangs basiert auf der Übertragung zwischen einzelnen numerischen Modellen für jeden Rammschlag. Zu Beginn jeder Simulation werden die Anfangsbedingungen und die Kennwerte der Feder-Dämpferelemente ermittelt. Nachfolgend werden die Positionen jedes einzelnen Knotens des Balkens sowie der Feder- und Dämpferelemente auf ein neues Modell übertragen. Weiterhin müssen zur kontinuierlichen Abbildung des Einbringvorgangs die Verformungen und die Spannungen in den Elementen sowie die Federkräfte in Abhängigkeit der letzten Simulation als Anfangsbedingung vorgegeben werden.

In Abhängigkeit der Einbindetiefe werden am Fuß des Trägers weitere laterale Feder-Dämpfer-Elemente hinzugefügt. Der Prozess ist in Abb. 5.22 dargestellt und innerhalb einer Schleifenprogrammierung in Python umgesetzt. Zusätzlich wird das axiale Fußelement in seiner Position parallel zum untersten Element des Trägers ausgerichtet, da es andernfalls zum Versagen des Federelements kommt, wie der überhöhten Darstellung am Fuß in Abb. 5.22 entnommen werden kann.



**Abb. 5.22:** Visualisierung des Simulationsablaufs mit Übertragung der Zustandsgrößen zwischen zwei Simulationen

### Prognosemodell

Die effiziente Modellierungstechnik des EEP ermöglicht die Aufstellung eines Prognosemodells zur Festlegung von Einbringparametern und der notwendigen Rammführung kombinierter Spundwände, wie in Abb. 5.23 dargestellt. Durch die Anpassung der Einbringfaktoren (Rammführung sowie Gerätewahl und -parameter) kann die wirtschaftlichste Einbringtechnik ermittelt werden. Die Iteration wird abgebrochen, sobald die prognostizierte Lageabweichung innerhalb der gewählten Einbautoleranz liegt.

### Prognosemodell zur Einbringung

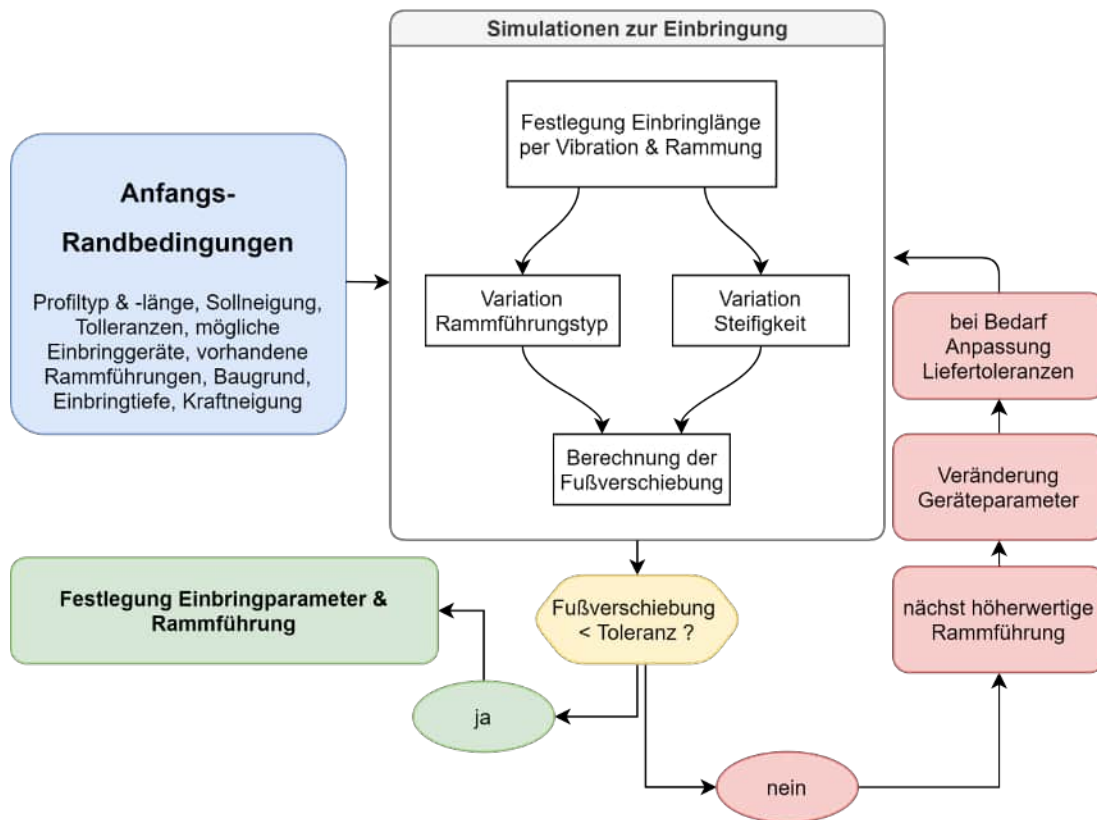
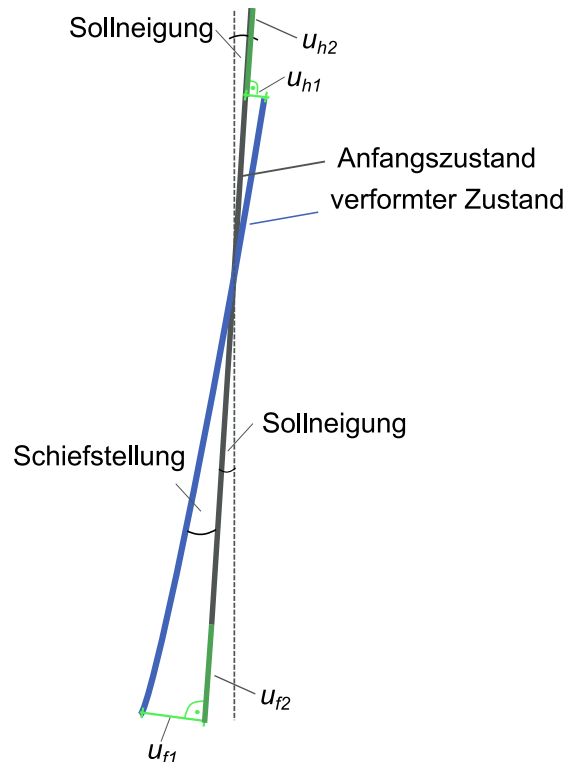


Abb. 5.23: Prognosemodell zur Festlegung von Einbringparametern und der notwendigen Rammführung kombinierter Spundwände (Beuße und Grabe, 2021)

### Bewertungskriterium

Zur Auswertung werden die axialen und lateralen Verschiebungen am Kopf und Fuß des Trägers jeder einzelnen Simulation betrachtet und fortlaufend aufsummiert. Als Bewertungskriterium für die Lageabweichung werden die horizontale Kopf- und Fußverschiebung neben dem axialen Rammfortschritt definiert. Die horizontale Fußverschiebung  $u_{f1}$  wird orthogonal und abzüglich der Verschiebung, resultierend aus der Anfangsneigung bzw. planmäßig vorgesehenen Neigung, nach Abb. 5.24 berechnet.



**Abb. 5.24:** Horizontale Kopfverschiebung  $u_{h1}$  und Fußverschiebung  $u_{f1}$  orthogonal zur Solllage als Bewertungskriterium der Lageabweichung (Beuße und Grabe, 2021)

Die Berechnung erfolgt schrittweise über die Fußverschiebung aus der Simulation, welche durch Multiplikation mit der Drehmatrix in Abhängigkeit von der Anfangsneigung die repräsentative laterale Fußverschiebung  $u_{f1}$  ergibt. Gleichmaßen wird die Kopfverschiebung  $u_{h1}$  orthogonal zum Träger definiert. Der Rammfortschritt ergibt sich aus der axialen Fußverschiebung  $u_{f2}$ . Die maximale Fußverschiebung in Endlage wird als Lageabweichung interpretiert und mit der vorgegebenen Einbautoleranz verglichen.

### 5.2.3 Umsetzung

Die Umsetzung des vorgestellten Prognosemodells erfolgt mit einer grafischen Oberfläche in Python(engl. *frontend*), die als Schnittstelle die Schleifenprogrammierung in Python und Abaqus 2020 (engl. *backend*) verknüpft.

#### **Berechnung in Python in Kombination mit Abaqus 2020 (engl. *backend*)**

Die Simulationen zur Lösung des in Abs. 5.2.1 gezeigten Randwertproblems erfolgt in Abaqus/Explicit 2020. Zur Automatisierung des Modellaufbaus und der Auswertung wird die Python-Schnittstelle in Abaqus 2020 verwendet. Der Kern der Berechnungsmethode ist die Übertragung von Zustandsgrößen, die für Balkenelemente nicht zur Verfügung steht (vgl. Dassault Systèmes, 2020) und daher entwickelt wird. Die Python Funktion ZUSTANDSUEBERTRAGUNGBEAM ermittelt die Anfangsbedingungen in jeder neuen Simulation in Abhängigkeit der relativen Abstände der neuen Knotenkoordinaten zum Endzustand der vorherigen Simulation. Zur Verarbeitung der Ergebnisse aus der vorherigen Simulation werden Teilfunktionen der Python Bibliothek für Abaqus *abapys* nach Zobel (2020) verwendet. Das Konzept der entwickelten Funktion ist zusammen mit dem verwendeten Code 1 in Anhang E.1 dargestellt.

#### **Grafische Benutzeroberfläche in Python (engl. *frontend*)**

Das Python Paket *tkinter* liefert die Möglichkeit, eine grafische Benutzeroberfläche (GUI, engl. *Graphical User Interface*) mit integrierter Ein- und Ausgabe zu erzeugen. Für die Verwendung des EEP wird die GUI mit Eingabefeldern für die notwendigen Einstellungen für den Pfahl, den Boden, die Einbring- und Berechnungsmethode und die Rammführungen ausgestattet. Zusätzlich beinhaltet die GUI neben einer Grafik der verfügbaren Variablen auch die Eingabe einer Toleranz für die Lageabweichung, welche einzuhalten ist. Die entwickelte GUI ist in Abb. 5.25 dargestellt.

In einer Matrixoperation werden direkt die notwendigen Ergebnisse der Trägerverformung in Abaqus 2020 ermittelt und an Python übergeben, verarbeitet sowie anschließend als interaktive Diagramme (Scrollen, Bearbeiten und Speichern direkt im Fenster möglich) ausgegeben. Hierdurch wird die in Beußé und Grabe (2021) vorgestellte Auswertung in MATLAB durch eine deutlich effizientere Lösung ersetzt. Als Ergebnis wird die nach Abs. 5.2.2 berechnete Lageabweichung mit der vorgegebenen Toleranz verglichen.

Bei Auswahl der *Methode I* erfolgt die Berechnung der Lageabweichung und der Trägerbewegung für die vorgegebenen Randbedingungen. Hier sind beliebige Neigungen, Profilquerschnitte, Sand oder Ton als Bodenschicht, unterschiedliche Rammführungen oder auch Hindernisse möglich. Ebenso kann zunächst die Vibration vor einer schlagenden Nachrammung gerechnet werden.

Mit der *Methode II* kann die Kombination aus dem Rammgerät mit den notwendigen Geräteparametern und der Rammführung, die zur Einhaltung der vorgegebenen Toleranz erforderlich ist, durch eine Variation nach dem Prognosemodell in Abb. 5.23 ermittelt werden. Mit der *Methode III* kann bei bekannter Rammführung das erforderliche Rammgerät bestimmt werden.

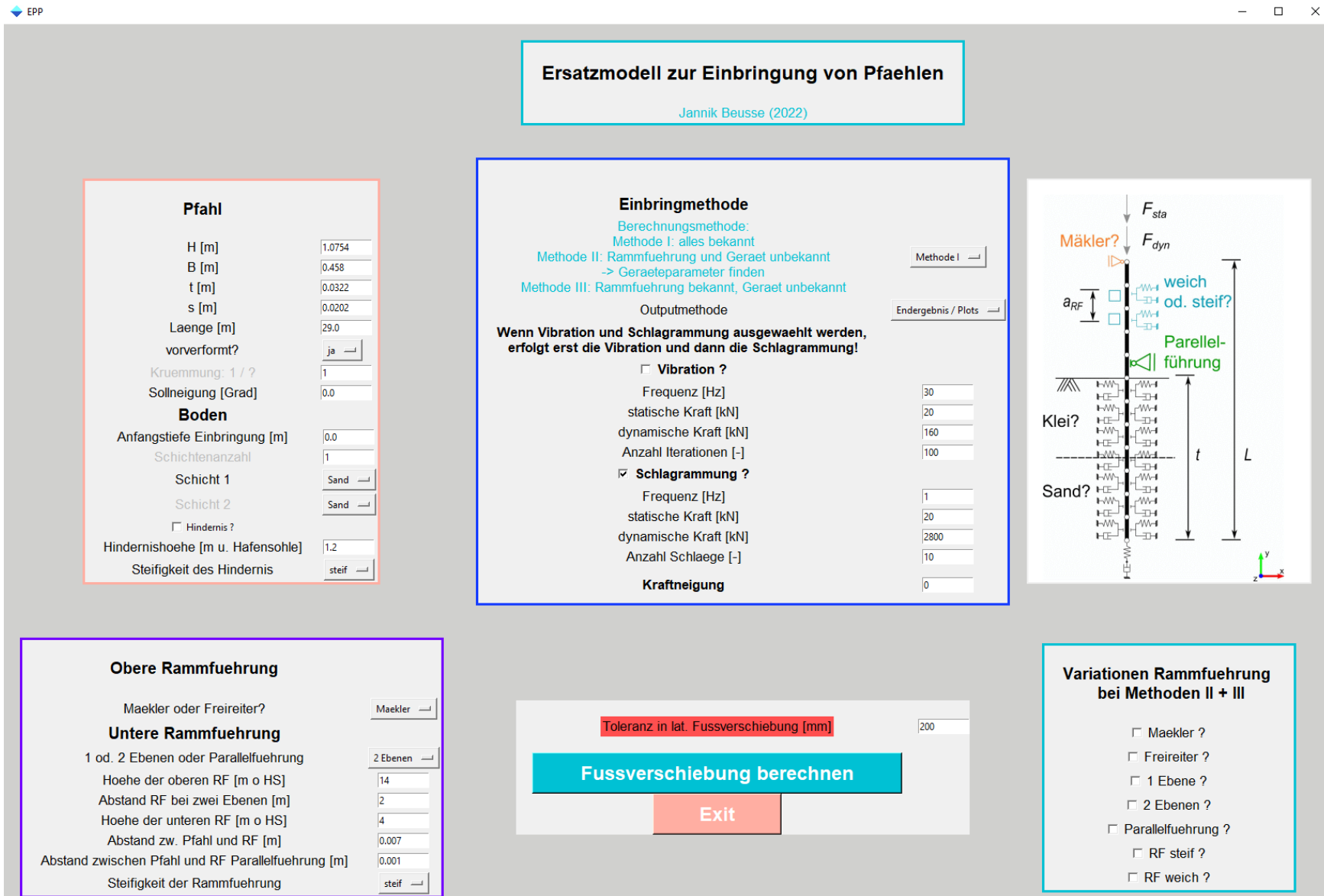
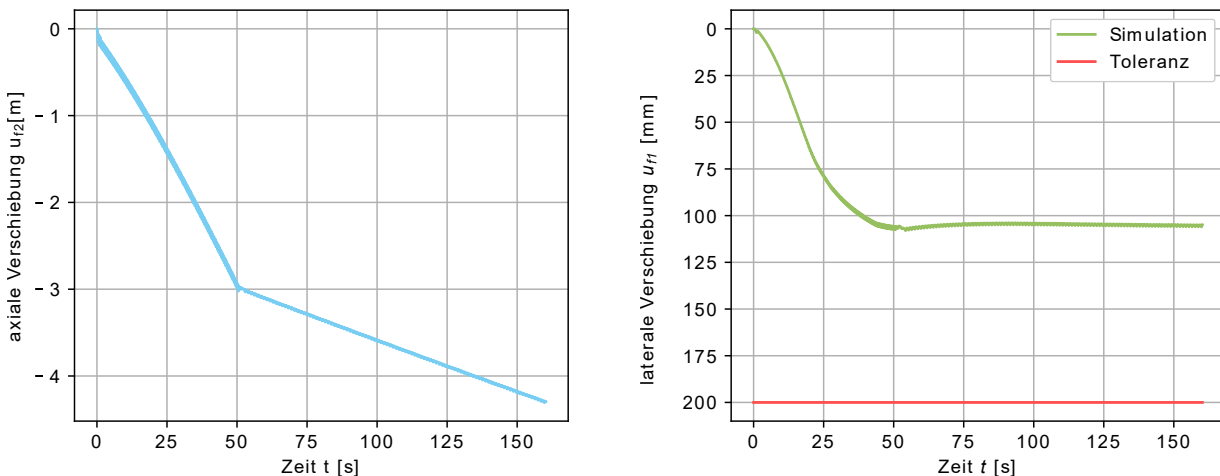


Abb. 5.25: Grafische Benutzeroberfläche des Ersatzmodells zur Einbringung von Pfählen (EEP)

### Vibration und/oder Schlagrammung

Für die Simulation einer Vibrationsrammung anstelle einer Schlagrammung ist die Anpassung des gekoppelten Feder-Dämpfer-Elements am Fuß des Trägers notwendig. Daher wird in das EEP der Ansatz nach Dierssen (1994), der von einem bilinearen Federmodell ausgeht, implementiert. Hierzu wird das Fußelement an die Bewegung des untersten Knotenpunkts des Trägers gekoppelt, sodass die Feder lediglich bei einer nach unten gerichteten Bewegung aktiv ist.

Darüber hinaus ist es möglich, zunächst eine Vibrationsrammung für eine beliebige Anzahl an Iterationen bzw. eine beliebige Dauer und mit einer anschließenden Schlagrammung zu simulieren. Die Simulationen erfolgen weiterhin kontinuierlich, wie beispielhaft in Abb. 5.26 für 100 Iterationen der Vibrationsrammung gefolgt von 100 Rammschlägen, dargestellt. Als obere Rammführung wird eine Mäklerführung und als untere Rammführung eine Ebene mit Führungsrollen simuliert bei einer Trägerneigung von  $0^\circ$ . Die Diagramme sind die Ausgabe der GUI und zeigen einerseits die axiale Fußverschiebung. Andererseits wird die laterale Verschiebung am Kopf und Fuß zusammen mit der vorgegebenen Toleranz dargestellt.



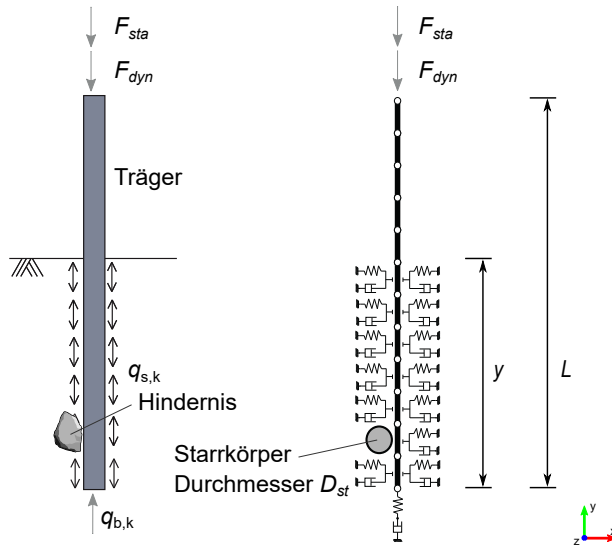
**Abb. 5.26:** Simulation der Vibrations- und anschließender Schlagrammung (jeweils 100 Iterationen) mit dem EEP bei einer Starttiefe von  $y_{ini} = 1$  m als axialer und lateraler Verschiebungsverlauf

### Bodenschichten

Durch Vorgabe der Schichtenreihenfolge und deren Mächtigkeit kann für einen Sand und Ton die Simulation in einem geschichteten Baugrund durchgeführt werden. Wie die Parameterermittlung in Abs. 5.2.5 zeigt, können mit geringem Aufwand weitere Böden implementiert werden.

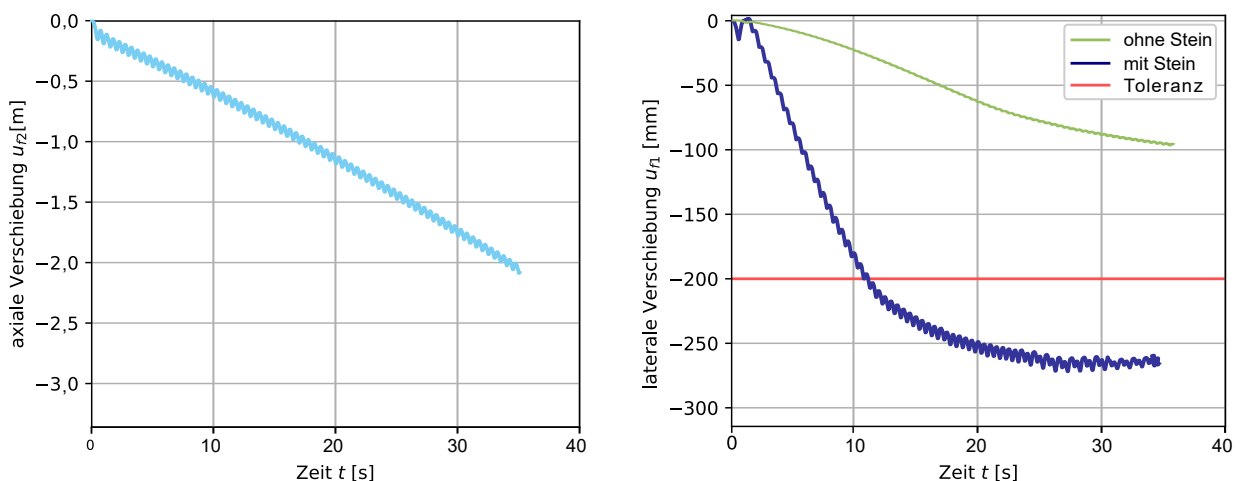
**Hindernis**

Das EEP beinhaltet zwei unterschiedliche Ansätze zur Berücksichtigung eines Hindernisses, als steifen Feder, wie bei der Modellierung der Rammführung, oder als Starrkörper. Beim ersten Ansatz durch Vorgabe einer einzelnen Feder kann die tatsächliche Auswirkung inklusive der Reibung bspw. bei einem großen Stein nicht abgebildet werden.



**Abb. 5.27:** Randwertproblem der Trägerinstallation (links) und diskretisierte Balken mit Feder Dämpfer-Elementen (rechts) mit einem Hindernis modelliert als Starrkörper mit dem Durchmesser  $D_{st}$

Daher wird mit dem zweiten Ansatz ein ortsfester Starrkörper mit dem Durchmesser  $D_{st}$  in beliebiger Tiefe vorgegeben, zwischen welchem der Kontakt zu den Balkenelementen auf Basis der *Penalty*-Kontaktmethode berechnet wird, wie in Abb. 5.27 dargestellt. Das zeigt beispielhaft die Simulation einer Vibrationsrammung mit einem Hindernis 1 m unterhalb der Hafensohle als axiale und laterale Verschiebung des Trägers in Abb. 5.28. Als obere Rammführung wird eine Mäklerführung und als untere Rammführung eine Ebene mit Führungsrollen simuliert bei einer Trägerneigung von  $0^\circ$ . Zu erkennen ist, dass ohne die Modellierung des Steins die vorgegebene Toleranz von 200 mm eingehalten wird. Bei der Simulation des Steins steigen die lateralen Fußverschiebungen signifikant an und der Träger wird abgelenkt.



**Abb. 5.28:** Simulation der Vibrationsrammung mit und ohne Hindernis (jeweils 100 Iterationen) mit dem EEP bei einer Starttiefe von  $y_{ini} = 1$  m als axialer und lateraler Verschiebungsverlauf

### 5.2.4 Möglichkeiten und Grenzen

Das numerische Ersatzmodell berücksichtigt bereits viele Aspekte, die erforderlich sind, um den Einbringprozess verformbarer Träger unter Berücksichtigung der Rammführung zu simulieren. Dennoch stößt die entwickelte Modellierungstechnik des Ersatzmodells an Grenzen, wie die Vor- und Nachteile des Modells in Tab. 5.1 zeigen.

**Tab. 5.1:** Vor- und Nachteile des Ersatzmodells

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> <li>• zeiteffiziente, kontinuierliche Simulation durch Zustandsübertragung</li> <li>• tiefenabhängige Steifigkeit und Dämpfung des Bodens</li> <li>• nichtlineare, laterale Federsteifigkeit</li> <li>• variable Rammführung</li> <li>• Berücksichtigung von Imperfektionen</li> <li>• mögliche Abweichung der angreifenden Kraft von der neutralen Achse</li> <li>• kraftgesteuerte Vibrations- &amp; Schlagrammung</li> <li>• mögliches Hindernis in variabler Tiefe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Widerstand aus der Mantelreibung integriert in dem Fußfederelement</li> <li>• Wahl der Parameter ohne vergleichbare Messung bei anderen Randbedingungen</li> <li>• Zustandsgrößen des Bodens und bspw. Pfropfenbildung nicht darstellbar</li> <li>• Framework benötigt Kenntnisse in Abaqus 2020 und Python</li> </ul>

Mit dem Stand der Forschung in Abs. 2.2.4 wird die vorgestellte Methode als geeignet bewertet, um den Einfluss des Einbringvorgangs und der Rammführung zu untersuchen.

### 5.2.5 Parameterbestimmung

#### Ermittlung der Steifigkeit des Bodens

Die tiefenabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls  $E_s$  [kPa] unter ödometrischer Kompression bei einer Erstbelastung wird mit den Erfahrungswerten nach von Soos und Engel in Witt (2017, S.142-143) über die Parameter  $v_e$  und  $w_e$  berechnet. Für einen kiesigen Feinsand wird  $E_s$  mit Gl. 5.2 sowie für einen mittelplastischen, normalkonsolidierten Ton mit Gl. 5.3 abgeschätzt. Dabei wird die Spannung in der Tiefe  $y$  berechnet über die Wichte des Bodens  $\gamma$  mit  $\sigma(y) = \gamma \cdot y$  [kN/m<sup>2</sup>].

$$E_{s,\text{Sand}}(y) = v_e \cdot \sigma_{\text{ref}} \left( \frac{\sigma(y)}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{w_e} = 400 \cdot 100 \cdot \left( \frac{\sigma(y)}{100} \right)^{0,7} \quad (5.2)$$

$$E_{s,\text{Ton}}(y) = v_e \cdot \sigma_{\text{ref}} \left( \frac{\sigma(y)}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{w_e} = 30 \cdot 100 \cdot \left( \frac{\sigma(y)}{100} \right)^{0,95} \quad (5.3)$$

Bei der Parameterbestimmung der seitlichen Elemente und des axialen Elements wird über den Elastizitätsmodul die dazugehörige Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  im Boden nach Gl. 5.4 bestimmt. Der Schubmodul  $G_s$  des Bodens wird in Abhängigkeit der Querkontraktionszahl  $\nu$  und des Elastizitätsmoduls des Bodens  $E_s$  berechnet. Mit  $\rho_s$  wird die Dichte des Bodens eingesetzt.

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} = \sqrt{\frac{E_s}{\rho_s \cdot 2(1 + \nu)}} \quad (5.4)$$

### Parameterbestimmung der lateralen Elemente

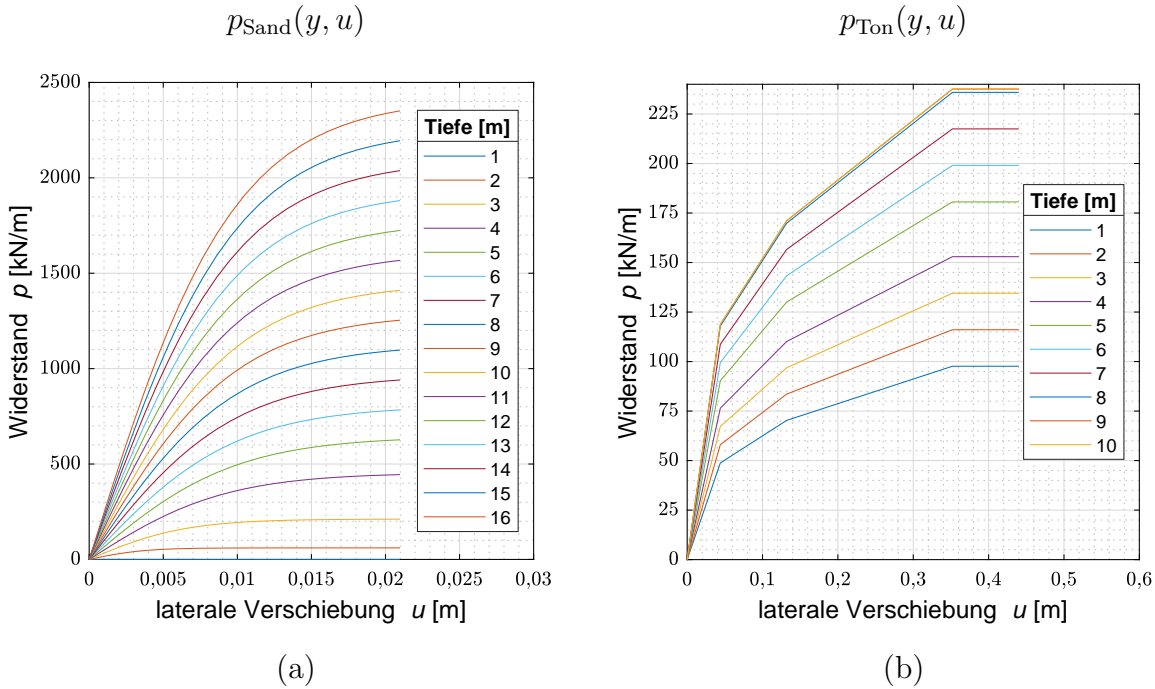
Die Ermittlung der lateralen Federeigenschaften für das Kelvin-Voigt-Modell erfolgt mit Hilfe der  $p$ - $y$ -Methode nach API RP2A-WSD (2000). Hierbei wird der Boden eines horizontal am Kopf belasteten Pfahls mit Federelementen abgebildet. Die Steifigkeit der Federn wird mit dem Bettungsmodulverfahren berechnet (vgl. EA-Pfähle, 2012). Das Verfahren wird für den kiesigen Feinsand (Modell API Sand) sowie den mittelplastischen Ton (Modell API Clay) durchgeführt. Bei dem Modell API Clay wird abschnittsweise der aufgebrachte Widerstand nach Matlock (1970) ermittelt. Es ergeben sich die in Abb. 5.29 dargestellten nichtlinearen Federkennlinien, welche mit dem Programm PileLAT Vers. 2.3.2 ermittelt werden.

Um die Federkennlinien mit einer Formel abzubilden, werden diese mit einer Funktion in Abhängigkeit der Tiefe  $y$  [m] der jeweiligen Feder für die Verschiebung  $u$  [m] approximiert. Die Approximationen werden in MATLAB mit der Methode der kleinsten Quadrate innerhalb des 95 % Quantils erzeugt. Die für den Sand und Ton ermittelte Gl. 5.5 und Gl. 5.6 werden in das Modell implementiert.

$$p_{\text{Sand}}(y, u) = \frac{y}{10} \cdot \left( 6,23 \cdot 10^9 \cdot u^4 - 1,72 \cdot 10^8 \cdot u^3 - 3,35 \cdot 10^6 \cdot u^2 + 1,56 \cdot 10^5 \cdot u \right) \quad (5.5)$$

$$p_{\text{Ton}}(y, u) = \frac{y}{10} \cdot \left( -7,51 \cdot 10^5 \cdot u^6 + 1,26 \cdot 10^6 \cdot u^5 - 8,17 \cdot 10^6 \cdot u^4 + 2,60 \cdot 10^5 \cdot u^3 - 4,30 \cdot u^2 + 3973,00 \cdot u \right) \quad (5.6)$$

Die Dämpfungskonstante  $c_r$  der lateralen Dämpfer-Elemente wird nach Gazetas und Dobry (1984) in Abhängigkeit der Tiefe mit Gl. 5.7 berechnet. Gemäß der Untersuchungen von Gazetas und Dobry liefert das Modell mit Gl. 5.7 eine gute Übereinstimmung der dynamischen Antwort des lateral gebetteten Pfahls im Vergleich zu Messungen und 3D-Simulationen bei Durchmessern zwischen 0,35 m und Einbindelängen bis zu 34 m. Bei dem Modell ist  $a_0 = 2 \cdot f \cdot r / v_s$  der Frequenzfaktor mit der Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  im Boden nach Gl. 5.4, welche die Dichteabhängigkeit repräsentiert. Der Profiltradius  $r = d_{\text{equ}}/2$  [m] sowie die Belastungsfrequenz  $f$  [Hz] sind ebenfalls Teil der Gleichung.



**Abb. 5.29:** Kennlinien der lateralen Federelemente in den Tiefen 1 m bis 16 m für Sand (a) und in den Tiefen 1 m bis 10 m für Ton (b) nach der  $p - y$ -Methode

$$\begin{aligned} \frac{c_r}{4r\rho_s v_s} &= 2 \left(\frac{\pi}{4}\right)^{3/4} a_o^{-1/4} && \text{bei } y \leq y_r = 2,5 \cdot d \\ \frac{c_r}{4r\rho_s v_s} &= \left[1 + \left(\frac{3,4}{\pi(1-\nu)}\right)^{5/4}\right] \left(\frac{\pi}{4}\right)^{3/4} a_o^{-1/4} && \text{bei } y > y_r = 2,5 \cdot d \end{aligned} \quad (5.7)$$

### Parameterbestimmung des axiales Elements

Das kombinierte Feder-Dämpfer-Element am Fuß des Balkens repräsentiert den Pfahlfußwiderstand und die vertikalen Anteile aus der Mantelreibung. Aufbauend auf die Arbeit von Barnov (1967) hat Novak (1974) die Bewegungsgleichung eines im Boden gebetteten Pfahls unter harmonischer Belastung bei Einhaltung des elastodynamischen Gleichgewichts gelöst. Novak schlägt die Lösung zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion von Fundamenten vor. Die Grenze der Anwendbarkeit der Lösung der DGL liegt bei  $L/r \leq 25$ , was bei einer Pfahllänge von  $L = 30$  m einem maximalen Radius von  $r = 1,2$  m entspricht. Bei üblichen Querschnitten der Träger ist der maximale äquivalente Radius nach  $r = 0,29$  m beim Profil HZ 1180MC (vgl. Gl. 5.1), sodass der Ansatz als gerechtfertigt gilt.

Die Federsteifigkeit  $k_{yy,t}$  und die Dämpfungskonstante  $c_{yy,t}$  werden nach Novak (1974) über Gl. 5.8 und Gl. 5.9 berechnet.

$$k_{yy,t} = \frac{E_p \cdot A}{r} \cdot f_{18,1} \quad (5.8)$$

$$c_{yy,t} = \frac{E_p \cdot A}{v_s} \cdot f_{18,2} \quad (5.9)$$

Dabei sind  $E_p$  der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials,  $A$  die Querschnittsfläche und  $r$  der Radius des Pfahls. Die Funktionswerte von  $f_{18,1}$  und  $f_{18,2}$  werden nach Novak (1974) für ein Schlankheitsverhältnis von  $L/r = 100$  mit  $L$  als Pfahllänge nach Gl. 5.10 und Gl. 5.11 berechnet. Dabei ist  $v_s$  in Scherwellengeschwindigkeit im Boden und  $v_p$  die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Pfahl.

$$f_{18,1} = -6,75 \left( \frac{v_s}{v_p} \right)^2 + 0,45 \left( \frac{v_s}{v_c} \right) + 0,0061 \quad (5.10)$$

$$f_{18,2} = 1,4 \left( \frac{v_s}{v_p} \right) - 0,0083 \quad (5.11)$$

Für die zusätzliche Berücksichtigung der Dämpfung aus der Mantelreibung wird dieser Anteil  $c_{yy,s}$  nach dem TNO-Verfahren (vgl. EA-Pfähle, 2012) mit  $c_{s,\text{Sand}} = 10 \text{ kN/m}^2/(\text{m/s})$  und  $c_{s,\text{Ton}} = 50 \text{ kN/m}^2/(\text{m/s})$  nach Gl. 5.12 bestimmt. Dabei ist  $A_s$  die Mantelfläche des einbindenden Trägers mit der Einbindetiefe  $t$ .

$$c_{yy,s} = A_s \cdot c_s \cdot t \quad (5.12)$$

Angenommen wird die Superposition der beiden Dämpfungsanteile nach Gl. 5.13.

$$c_{yy,\text{ges}} = c_{yy,t} + c_{yy,s} \quad (5.13)$$

Anhand der gemessenen Beschleunigungen in Abs. 5.1.3 wird die Dämpfungskonstante bei einer Einbindetiefe von 15,8 m unter Anwendung der Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers mit  $c_{yy,\text{mess}} = 1.724,9 \text{ kNs/m}$  berechnet (vgl. Herleitung in Anhang E.2). Der Ansatz nach Novak (1974) ergibt in der Tiefe von 15,8 m eine Dämpfungskonstante von  $c_{yy,t} = 2.100 \text{ kNs/m}$  und wird nachfolgend bei der tiefenabhängigen Parameterbestimmung verwendet. Mit dem Ansatz von Gl. 5.13 macht die Mantelreibung bei der Einbindetiefe von 15,8 m einen Dämpfungsanteil von 22 % an  $c_{yy,\text{ges}}$  aus.

Die zuvor genannten Federsteifigkeiten und Dämpfungskonstanten werden in Abhängigkeit der aktuellen Einbindetiefe für jede einzelne Simulation berechnet.

### Anfangsbedingungen und Lastgeschichte

Zu Beginn der Simulationen wird mit Federelementen die Einbindung des Trägers für die Tiefe  $y_{\text{ini}}$  im Boden angenommen. Im nächsten Schritt erfährt das gesamte Modell die Erdbeschleunigung mit  $9,81 \text{ m/s}^2$ , sodass sich das Profil setzt und die Anfangsreaktion des Fußelements einstellt.

Anschließend erfolgt die Lastaufbringung der Rammung. Für die Abbildung der Schlagrammung wird die Last unterteilt in die Last aus dem Eigengewicht des Rammbaren  $F_{\text{sta}} = 20 \text{ kN}$  und die dynamische Last  $F_{\text{dym}}$ , welche aus dem Aufprall der Fallmasse resultiert.

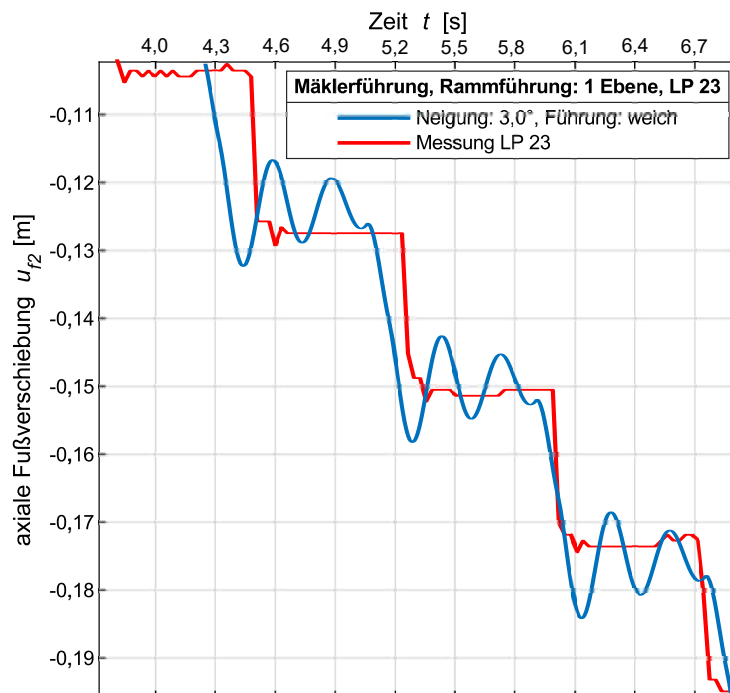
Die dynamische Last wird nach Mahutka (2007) bei einer Rammenergie  $E = 50 \text{ kNm}$  mit vergleichbarem Rammhären durch die Kontaktkraft  $F_{dyn} \approx 2.800 \text{ kN}$  berechnet. Die Aufbringung erfolgt mit einer trapezförmigen Amplitudenfunktion in voller Höhe zwischen  $0,03 \text{ s}$  und  $0,07 \text{ s}$  bei einer Gesamtdauer der Belastung von  $0,01 \text{ s}$ .

Bei der Abbildung der Vibrationrammung wird eine sinusförmige Belastungsamplitude nach Henke (2008) mit einer dynamische Kraft  $t_{dyn} = 160 \text{ kN}$  in Abhängigkeit der Belastungsfrequenz von  $30 \text{ Hz}$  angesetzt. Der Belastungsschritt wird zu  $0,3 \text{ s}$  gewählt, um eine Verzerrung des Fußelements zu verhindern. Durch die Übertragung der Zustandsgrößen kann dadurch mit dem Ansatz von Dierssen (1994) die plastische Verformung im Vibrationsprozess abgebildet werden.

## 5.2.6 Validierung

Zur Validierung des Modells wird die in Abs. 5.1 gezeigte, messtechnisch begleitete Schlagrammung mit den nach Abs. 5.2.5 ermittelten Parametern kraftgesteuert mit dem EEP simuliert. Es werden sowohl die ersten vier Rammschläge im Detail als auch die Lageabweichung im Endzustand verglichen. Hierdurch soll die Eignung des Modells nach Novak (1974) für die Abbildung des Fußelements bei der Schlagrammung gezeigt werden.

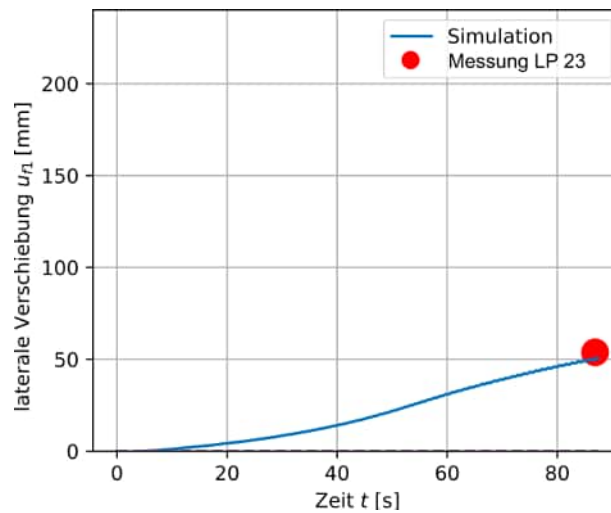
Die Ergebnisse der Simulation von vier Rammschlägen zu Beginn der untersuchten Einbringung mit einer Anfangseinbindetiefe von  $y_{ini} = 15,8 \text{ m}$  sind für die vertikale Fußverschiebung in Abb. 5.30 dargestellt.



**Abb. 5.30:** Axiale Fußverschiebung von vier Rammschlägen des numerischen Ersatzmodells im Vergleich zur Messung am Liegeplatz 23

Der Vergleich lässt eine Unterschätzung der Dämpfung am betrachteten System vermuten. Hierbei gilt es jedoch zu beachten, dass der messtechnisch am Liegeplatz 23 ermittelte Verschiebungsverlauf in der Auflösung begrenzt ist durch die Pixelverfolgung, welche die hochfrequente Systemantwort nicht hinreichend abbilden kann, wie näher in Beuße und Grabe, 2020c gezeigt.

Weiterhin wird die in Abs. 5.1 dargestellte Lageabweichung nach der Einbringung mit der Lageabweichung aus der Simulation verglichen. Bei einer anfänglichen Einbindetiefe der Rammung von  $y_{\text{ini}} = 15,8 \text{ m}$  wird die Abweichung von 50 mm, wie der Inklinometermessung in Abb. 5.16 zu entnehmen ist, hinreichend getroffen. Die dazugehörige Simulation ist in Abb. 5.31 abgebildet.



**Abb. 5.31:** Laterale Fußverschiebung der Simulation bei einer Anfangstiefe der Schlagrammung von  $y_{\text{ini}} = 15,8 \text{ m}$  im Vergleich zum Messwert der Inklinometermessung am Liegeplatz 23 nach der Installation

Das gezeigte Modellverhalten deckt sich mit den umfangreichen, dreidimensionalen numerischen Simulationen, welche unter Anwendung kontinuumsmechanischer Ansätze für einen Rammschlag in FOSTA P1327 (2021) im Vergleich zur Messung am Liegeplatz 23 publiziert sind.

Durch den Vergleich der simulierten Schlagrammung mit der Messung wird gezeigt, dass das EEP den axialen Verschiebungsverlauf idealisiert abbilden kann und dass die laterale Fußverschiebung im Endzustand der Messung zufriedenstellend getroffen wird. Daher wird das EEP nachfolgend für die Variation einzelner Einflussfaktoren der Einbringung auf die Lageabweichung verwendet.

## 5.3 Identifikation von Einflussgrößen der Einbringung auf die Lageabweichung

Das Ziel der geplanten Parametervariation ist die Quantifizierung des Einflusses der Einbindetiefe des Trägers, der Neigung sowie unterschiedlicher Rammführungsvarianten auf die Lageabweichung (vgl. Abs. 2.2).

Die Abweichung der Kraftneigung von der Symmetrieachse wird hierbei nicht weiter variiert, da der Einfluss im Vergleich der zu untersuchenden Parameter in Voruntersuchungen gering ausfällt. Die Untersuchung fokussiert sich dabei auf die Schlagrammung, da die Messung am Liegeplatz 23 (vgl. Abs. 5.1) sowie die Messung von Osthoff (2018) zeigen, dass bei der Schlagrammung größere laterale Schwingungen auftreten als bei der Vibrationsrammung.

### 5.3.1 Parametervariation

Für eine schematische Analyse wird der Träger mit der gemessenen Imperfektion für die Schlagrammung mit jeweils 100 Rammschlägen in kiesigem Feinsand in Anlehnung an die Einbringung am Liegeplatz 23 untersucht. Die Einbindetiefe wird im Anfangszustand in der Tiefe von  $y_{ini} = 1$  m und 10 m vor Beginn der Schlagrammung untersucht. Damit soll einerseits eine Schlagrammung direkt von Beginn der Einbringung sowie andererseits beginnend bei einer Einbindetiefe von 10 m abgebildet werden. Berechnet wird lediglich die Schlagrammung und nicht die Vibrationsrammung. Bei dieser Annahme wird davon ausgegangen, dass die Vibrationsrammung auf die Lageabweichung einen untergeordneten Einfluss hat. Durch diese Vereinfachung wird eine höhere Vergleichbarkeit zu den Simulationen bei 1 m Einbindetiefe vor Beginn der Schlagrammung erzielt.

Variiert werden die drei vorgestellten unteren Rammführungen (vgl. Abb. 5.21) in zwei Steifigkeiten und zwei obere Rammführungen (Freireiter- sowie Mäklerrammung). Als Anfangsneigung des Trägers werden  $0^\circ$ ,  $1,5^\circ$  und  $3,0^\circ$  untersucht.

Die nach Abs. 5.2.2 beschriebenen Randbedingungen werden in jeder möglichen Kombination variiert und sind in Tab. 5.2 dargestellt.

Damit ergeben sich 36 Variationen jeweils für die Einbindetiefen  $y_{ini} = 1$  m und  $y_{ini} = 10$  m vor Beginn der Schlagrammung mit je 100 Schlägen. Daraus folgen 7.600 durchzuführende Berechnungen.

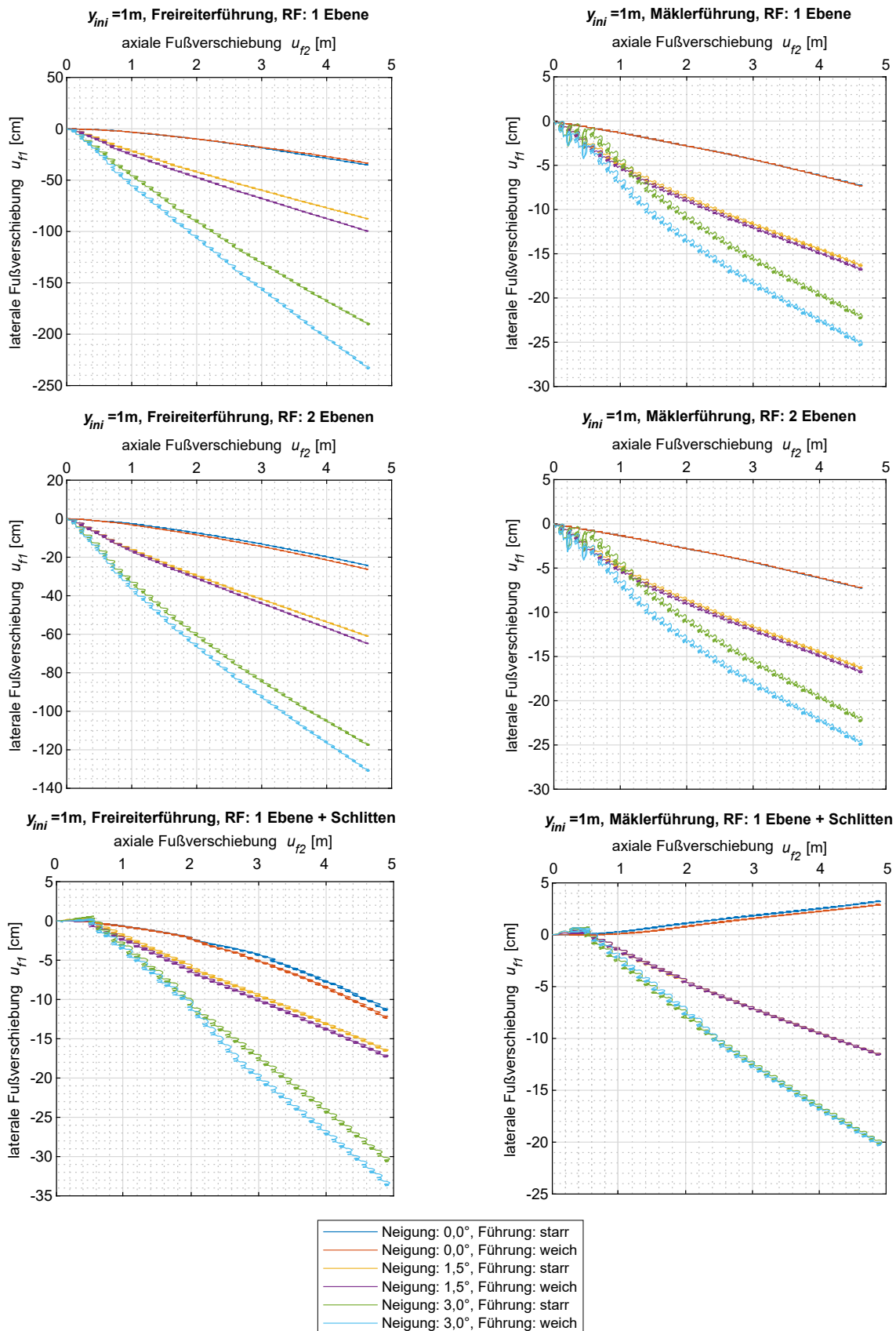
**Tab. 5.2:** Variierte Parameter des Ersatzmodells zur Untersuchung der Lageabweichung infolge der Installation

<b>initiale Einbindetiefe <math>y_{ini}</math> vor Schlagrammung:</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1 m</li> <li>• 10 m</li> </ul>	
<b>obere Rammführung:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mäklerführung</li> <li>• Freireiter</li> </ul>	<b>untere Rammführung:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 1 Ebene</li> <li>• 2 Ebenen</li> <li>• Parallelführung</li> </ul>
<b>Steifigkeit der Führung</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• beweglich zwischen Starrkörpern („weich“)</li> <li>• Feder-Dämpfer-Element („starr“)</li> </ul>	<b>Neigung im Anfangszustand:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>0^\circ</math></li> <li>• <math>1,5^\circ</math></li> <li>• <math>3,0^\circ</math></li> </ul>

### 5.3.2 Ergebnisse

Bei der durchgeführten Parametervariation wird die axiale Trägerbewegung lediglich durch die initiale Einbindetiefe und nicht durch die anderen Parameter beeinflusst, sodass fortan lediglich die laterale Trägerbewegung verglichen wird. Das gleiche gilt für die laterale Kopfbewegung, die zusammen mit der axialen Trägerbewegung in Anhang E.3 dargestellt ist, aber einen untergeordneten Einfluss auf die Untersuchung hat. Diese wird für die Parametervariation mit 100 Rammschlägen im Vergleich der initialen Einbindetiefe von  $y_{ini} = 1$  m sowie  $y_{ini} = 10$  m vorgestellt. Dabei liegt der maximale Rammfortschritt nach 100 Schlägen zwischen 3,9 m ( $y_{ini} = 10$  m) und 4,3 m ( $y_{ini} = 1$  m).

In Abb. 5.32 ist die laterale Trägerbewegung gegenüber dem Raumfortschritt für  $y_{ini} = 1$  m dargestellt. Die Ergebnisse für die Freireiterführung sind links und für die Mäklerführung rechts dargestellt. Die Ergebnisse bei einer RF-Ebene sind in der obersten Reihe, in der Mitte für zwei RF-Ebenen und in der untersten Reihe für eine RF-Ebene mit einem zusätzlich mitlaufenden Führungsschlitten („Schlitten“) zu sehen.



**Abb. 5.32:** Laterale Fußverschiebung über axiale Fußverschiebung, bei Freireiter- (links) und Mäklerführung (rechts) ab  $y_{ini} = 1$  m bei 1 RF-Ebene, 2 RF-Ebenen und 1 RF-Ebene + Schlitten. Zu beachten sind die unterschiedlichen Achsen-skalierungen

### Freireiterführung

Bei der Verwendung von nur einer RF-Ebene treten laterale Fußverschiebungen bei einer Anfangsneigung  $> 0^\circ$  von 40 cm mit bis zu 240 cm auf (vgl. Abb. 5.32, oben links). Bei einer weiteren RF-Ebene bspw. bei einem Rammkäfig wird die Lageabweichung etwa halbiert. Durch die Verwendung einer RF-Ebene mit einem Führungsschlitten wird die Lageabweichungen auf 12 cm bis 34 cm reduziert.

Dabei zeigt die fächerartige Streuung der Ergebnisse zwischen  $0^\circ$  und  $3^\circ$  Anfangsneigung, dass bei geringer Einbindung im Boden mit größerer Anfangsneigung die Lageabweichung deutlich zunimmt. Insbesondere bei der Führung in einer - und zwei RF-Ebenen wird eine Reduktion der Lageabweichung durch Verwendung einer steiferen Führung im Vergleich zur reinen Begrenzung durch bspw. Klötze festgestellt.

Erwartungsgemäß führt die Schlagrammung ohne eine obere Rammführung und nahezu ohne Bettung durch den Boden zu unverträglichen Lageabweichungen. Folglich sind die in Abs. 2.2.3 erläuterten Einbautoleranzen für die Zwischenbohlen bei der Freireiterrammung von Beginn an nicht einzuhalten.

Bei der Freireiterführung mit  $y_{ini} = 10$  m wird die Lageabweichung infolge der Einbindung um zusätzliche 9 m im Boden jeweils um etwa 85 % reduziert. Die fächerartige Streuung der lateralen Fußverschiebung zwischen den Anfangsneigungen ist nur noch gering ausgeprägt. Ebenso sind kaum Unterschiede zwischen der steifen und weichen Führung festzustellen. Diese beiden Einflussgrößen spielen also mit zunehmender Einbindetiefe bezogen auf die Lageabweichung eine untergeordnete Rolle.

### Mäklerführung

Die Ergebnisse der Mäklerführung sind bei  $y_{ini} = 1$  m in Abb. 5.32 auf der rechten Seite zu sehen. Bei einer RF-Ebene in Verbindung mit der Mäklerführung werden die lateralen Fußverschiebungen um etwa 90 % gegenüber den Verschiebungen bei der Freireiterrammung reduziert. Infolge der Mäklerführung ist durch die zweite, obere RF-Ebene keine Reduktion der Fußverschiebungen zu erkennen. Hingegen ergibt die Schlittenführung als untere RF in Kombination mit dem Mäkler eine deutliche Reduktion der lateralen Fußverschiebung auf unter 20 cm. Die fächerartige Streuung infolge der Neigungsvariation sowie die Differenz zwischen weicher und steifer unterer RF sind auch bei der Mäklerführung zu erkennen, aber nicht so stark ausgeprägt.

Erwartungsgemäß stellt sich je nach Lagerungsbedingung des Balkens ein unterschiedliche Schwingungsmoden ein. Der Balken ist mit der Imperfektion gemäß der Messung nach rechts gerichtet im Stich verformt. Ohne Kontakt zur Rammführung ist bei axialer Lastaufbringung folglich mit einer negativen Fußverschiebung (nach links gerichtet) zu rechnen, wie die Ergebnisse in Abb. 5.32 zeigen. Bei Kontakt zur simulierten Rammführung links des Balkens werden die lateralen Fußverschiebungen reduziert. Bei Verwendung der Mäklerführung oder bei zunehmender Einbindetiefe kommt es zum Kontakt zu den rechten Elementen der Rammführung, sofern die Führungsebene hinreichend tief ist, wie bei der Parallelführung. Dadurch ergibt sich ein nach rechts bzw. positiv gerichtete Schwingungsmoden.

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß eine deutliche Reduktion der Lageabweichung bei Verwendung einer Mäklerführung im Vergleich zur Freireiterführung bzw. keiner oberen Rammführung. Dabei hat die Anzahl der Ebenen der RF bei Verwendung einer Mäklerführung keinen Einfluss. Dies ist zu erwarten, wenn der Träger bereits oberhalb dieser unteren RF hinreichend geführt wird.

Auch bei Verwendung der Mäklerführung reduzieren sich bei der größeren anfänglichen Einbindetiefe  $y_{ini} = 10$  m die lateralen Fußverschiebungen. Infolge der Verwendung einer Mäklerführung als oberer RF werden die lateralen Fußverschiebungen bei der Verwendung von einer sowie zwei RF-Ebenen als unterer RF um etwa 70 % reduziert.

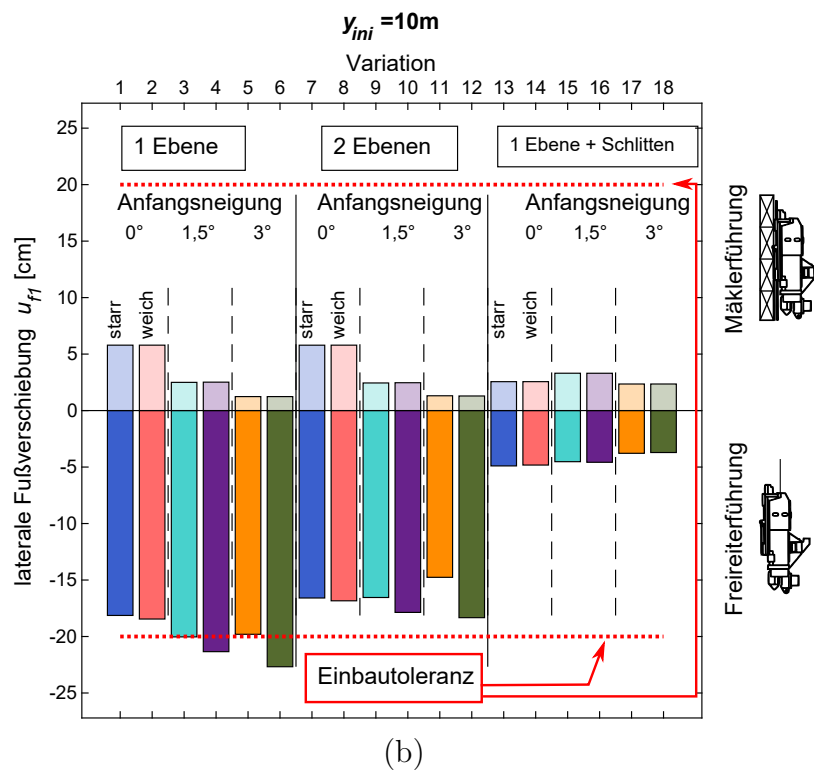
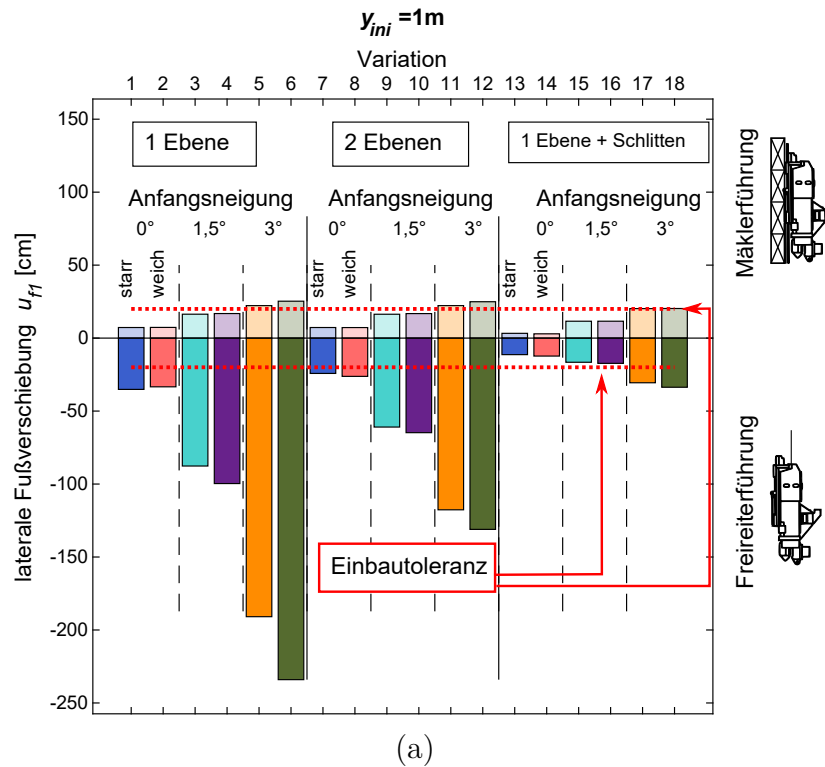
### 5.3.3 Zusammenfassung der Lageabweichung

Der Einfluss der einzelnen Parameter untereinander wird im Vergleich aller Simulationen je initialer Einbindetiefe als Betrag der Fußverschiebung ausgearbeitet. Die zuvor vorgestellten Ergebnisse der lateralen Fußverschiebungen sind für die 36 Variationen bei der Einbindetiefe des Trägers  $y_{ini} = 1$  m vor den 100 Rammschlägen in Abb. 5.33 (a) als Balkendiagramm zusammengetragen. Dabei wird die Lageabweichung im Endzustand als  $|u_{f1}|$  für die Freireiterführung gegenüber der Variationsnummer aufgetragen. Die Variationen mit der Mäklerführung (Variation 19 bis 36) sind oberhalb der Variationen mit der Freireiterführung (Variation 1 bis 18) aufgetragen. Weiterhin ist die von ArcelorMittal (2022b) vorgegebene maximal zulässige Fußverschiebung von der Solllage  $|u_{f1,tol}| = 20$  cm eingezeichnet. Im ersten Drittel des Balkendiagramms ist die Führung in einer Ebene, im zweiten Drittel in zwei Ebenen sowie rechts bei der Parallelführung dargestellt. Jeweils in den gedrittelten Abschnitten sind dann die drei untersuchten Trägerneigungen mit den zwei unterschiedlich steifen Führungen dargestellt.

Bei den Simulationen mit der Freireiterführung ist lediglich bei Verwendung einer RF-Ebene mit zusätzlicher Schlittenführung und Anfangsneigung  $\leq 1,5^\circ$  die Einhaltung des definierten Grenzwerts möglich. Bei Verwendung eines Mäklers ist diese Grenze nahezu bei allen Variationen eingehalten und nur bei Anfangsneigung von  $3^\circ$  nicht erreicht. Die Auswertung in Abb. 5.33 (a) zeigt, dass bei der untersuchten Rammung ab einer Einbindung  $y_{ini} = 1$  m die Solllage ohne aufwändigere Schlittenführung und/oder Mäklerführung nicht einzuhalten ist.

Im Vergleich dazu ist in Abb. 5.33 (b) die Lageabweichung im Endzustand  $|u_{f1}|$  gegenüber der Variationsnummer dargestellt. Bei einer initialen Einbindung von  $y_{ini} = 10$  m sind, wie zuvor gezeigt, die lateralen Verschiebungen deutlich geringer als bei  $y_{ini} = 1$  m, sodass bereits bei einer Freireiterrammung und Rammführung mit zwei Ebenen die definierte Einbautoleranz eingehalten wird. Auf Grundlage der hier durchgeführten Simulationen kann die Lageabweichung durch Verwendung einer Mäkler- oder Schlittenführung auf unter 5 cm reduziert werden. Die geringeren Verschiebungen sind das Resultat der Führung durch den Boden.

Für eine quantitative Bewertung des Einflusses der untersuchten Parameter wird die Lageabweichung zwischen den Variationen zueinander ins Verhältnis gesetzt.



**Abb. 5.33:** Zusammenfassung der lateralen Fußverschiebungen als Variation der Rammführung sowie der Anfangsneigung des Trägers bei einer Anfangstiefe der Schlagrammung  $y_{ini}$  von 1 m (a) und 10 m (b)

### 5.3.4 Bewertung

Anhand der durchgeführten Variationen werden Zusammenhänge zwischen der gewählten Rammführungstechnik, der Steifigkeit der Rammführung und der Neigung des Trägers vor der Einbringung ausgearbeitet. Zur quantitativen Bewertung der untersuchten Konfigurationen werden in Tab. 5.3 die Lageabweichungen für  $y_{\text{ini}} = 10$  m ins Verhältnis gesetzt zu der definierten Einbautoleranz von 20 cm als  $|u_{f1}|/|u_{f1,\text{tol}}|$ . Für diese Größe wird jeweils die Differenz gegenüber der technisch am wenigsten aufwendigen Randbedingung (untere RF: 1 Ebene, weiche Führung, Freireiterführung,  $0^\circ$  Neigung) gebildet. Aus diesen Differenzen wird der Mittelwert gebildet und zeigt die Reduktion der jeweiligen Randbedingung auf.

**Tab. 5.3:** Prozentualer Einfluss der Ausbildung der Rammführung und Neigung des Trägers auf die Lageabweichung bei  $y_{\text{ini}} = 10$  m

Parameter	Differenz Mittelwert $u_{f1}/u_{\text{tol}}$	
	Freireiterführung	Mäklerführung
1 Ebene $\Rightarrow$ 2 Ebenen	-16 %	0 %
2 Ebenen $\Rightarrow$ Parallelführung	-62 %	-3 %
weich $\Rightarrow$ starr	-5 %	0 %
Freireiterführung $\Rightarrow$ Mäklerführung	-69 %	
Neigung $0^\circ \Rightarrow 1,5^\circ$	4 %	-10 %
Neigung $1,5^\circ \Rightarrow 3,0^\circ$	-1 %	-6 %

Die größte Reduktion der Lageabweichung erfolgt mit 69 % bei Verwendung der Mäklerführung. Darauf folgt die Reduktion um 62 % der Lageabweichung durch Verwendung einer Parallel- bzw. Schlittenführung gegenüber der Führung in 2 Ebenen. Es wird deutlich, dass der Einfluss von  $3,0^\circ$  gegenüber  $1,5^\circ$  größer ist als von  $1,5^\circ$  gegenüber  $0^\circ$  Anfangsneigung. Die Verwendung von 2 Ebenen anstelle 1 Ebene und auch die Ausbildung einer starren, anstelle einer weichen Führung, hat bei der Mäklerführung keinen Einfluss. Bei der Freireiterführung liegt der Einfluss von einer zusätzlichen Rammführungsebene bei 16 % und der Steifigkeit hingegen bei 5 %. Der Zusammenhang ist plausibel, da bei der Mäklerführung der Träger am Kopf bereits maximal geführt wird, sodass der Einfluss darunter liegender weiterer Führungsebenen zu vernachlässigen ist. Die Parametervariation zeigt, dass bei dem untersuchten mitteldicht gelagerten Sand eine Freireiterrammung mit nur einer unteren Rammführung als unzureichend zu bewerten ist.

Die erzielten Ergebnisse decken sich mit den Angaben von ArcelorMittal (2022a) zur Verwendung von zwei Rammführungsebenen, wie bspw. einer Käfigführung (vgl. Abs. 2.2.3). Wird das Kriterium der DIN EN 12063:2020-07 von maximal  $|u_{f1,\text{tol}}| = 5$  cm Abweichung verwendet, so wird die Notwendigkeit einer hinreichenden Rammführung noch deutlicher. Allerdings ist eine Pauschalierung zur Festlegung der Kombination aus Einbringgerät, Träger und Rammführung auf Basis der durchgeführten Untersuchungen nicht möglich.

## 5.4 Wesentliche Erkenntnisse

In diesem Kapitel wurde die Installation von Trägern in Boden hinsichtlich der Einflüsse des Einbringvorgangs auf die Endlage untersucht. Festgehalten werden kann dabei:

- Bei der Installation eines Trägers am Liegeplatz 23 in Rostock werden während der Vibrationsrammung axiale Beschleunigungen von  $150 \text{ m/s}^2$  bis zu  $400 \text{ m/s}^2$  und während der Schlagrammung von  $2.000 \text{ m/s}^2$  bis  $5.000 \text{ m/s}^2$  im Mittel gemessen.
- Beim Kontakt zwischen der Kammführung bei der Vibration und dem Träger steigen die gemessenen Beschleunigungen an der Rammführung signifikant und die am Träger werden reduziert. Infolgedessen werden geringere Schwingwege des Trägers ermittelt. Korrelierend dazu zeichnet sich ein ähnliches Verhalten bei Verwendung der Mäklerführung bei der Schlagrammung ab. Der Einfluss nimmt aufgrund der Einspannung des Trägers im Boden mit zunehmender Einbindetiefe ab. Damit wird die Forschungsfrage 1.1 beantwortet und gezeigt, dass der Einfluss der Rammführung auf die Endlage messtechnisch erfasst werden kann (vgl. Kap. 3).
- Insgesamt zeigt die Feldmessung am Liegeplatz 23 in Rostock, dass selbst bei Verwendung einer Rammführung und Durchführung vorheriger Austauschbohrungen Lageabweichungen auftreten.
- Es wird ein Ersatzmodell zur Einbringung von Pfählen (EEP) auf Basis rheologischer Ansätze als gekoppelte Feder-Dämpfer-Elemente entwickelt, welches die Installation eines Trägers im Boden inkl. der Rammführung abbilden kann. Hiermit wird die Forschungsfrage 1.2 beantwortet (vgl. Kap. 3).
- Mit dem aufgestellten Prognosemodell wird eine grafische Benutzeroberfläche (GUI) programmiert, welche die baustellenbezogene Ermittlung der bestmöglichen „Rammführungs-Geräte-Träger-Kombination“ zur Minimierung der Lageabweichung ermöglicht.
- Das EEP wird im Vergleich zu dem axialen Verschiebungsverlauf sowie der Lageabweichung in Endlage der Feldmessung am Liegeplatz 23 validiert.
- Auf Grundlage einer Parametervariation wird festgestellt, dass die Verwendung einer Mäklerführung als obere Rammführung - sowie eine Parallel- bzw. Schlittenführung die Lageabweichung am stärksten reduzieren können.
- Die Steifigkeit der unteren Rammführung hat nur bei der Freireiterrammung als obere Rammführung einen Einfluss.
- Die Anfangsneigung hat bei der Freireiterrammung einen signifikant negativen Einfluss auf die Endlage, sodass auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen bei geneigten Pfählen die Einbautoleranz der ZTV-W LB214 nicht erreicht werden kann. Durch die erarbeiteten Abhängigkeiten der Einflussfaktoren des Einbringvorgangs wird die Forschungsfrage 1.3 beantwortet (vgl. Kap. 3).
- Das Ersatzmodell kann auch auf andere Randbedingungen, wie der Installation jeglicher Verdrängungspfähle bzw. Anker oder der Prognose von Tiefenbohrungen durch die Anpassung geeigneter rheologischer Ansätze übertragen werden.

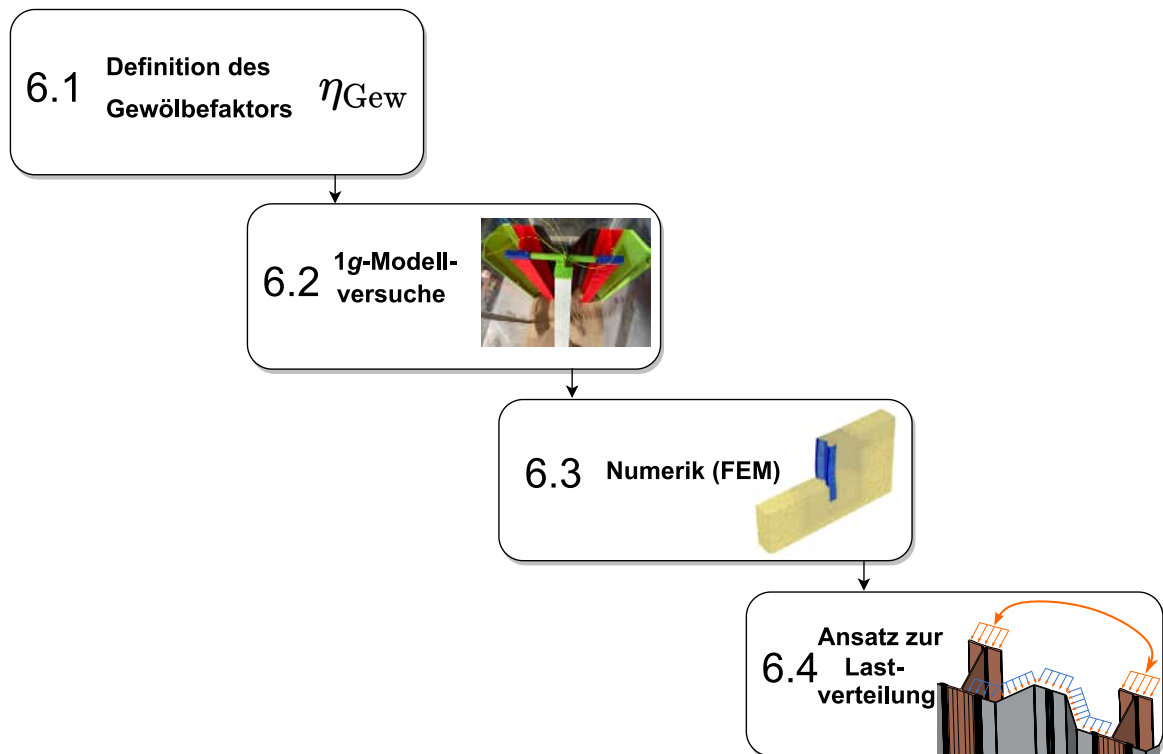


# 6 Räumliches Tragverhalten

Bedingt durch die Struktur, die unterschiedlich steifen Bauteile sowie das Herstellungsverfahren von Ufereinfassungen ist das reale Tragverhalten kombinierter Spundwände durch eine räumliche Lastaufteilung geprägt. Diese wird in der Praxis zumeist mit zweidimensionalen Ersatzsystemen vereinfacht, ohne dass die tatsächliche Lastverteilung bekannt ist (vgl. Abs. 2.3 und Abs. 2.4.1).

In diesem Kapitel erfolgt daher die Untersuchung der auf die Träger und Zwischenbohlen wirkenden Lastverteilung im Vergleich zu den bisher gültigen Ansätzen. An Modellversuchen werden zunächst unterschiedliche Systemquerschnitte und damit auch -steifigkeiten für einen trockenen Sand untersucht. Anschließend erfolgen numerische Simulationen, um weitere Einflussfaktoren im realen Maßstab zu untersuchen.

Das methodische Vorgehen zur Ermittlung eines Ansatzes zur Bestimmung der Erddruckverteilung auf einer kombinierten Spundwand ist in Abb. 6.1 dargestellt. In Abs. 6.6 werden die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst.



**Abb. 6.1:** Ablaufschema zur Bestimmung des Lastverteilungsansatzes zur Berücksichtigung der Gewölbewirkung

## 6.1 Gewölbefaktor

Zur Untersuchung der Lastverteilung auf die Träger und Zwischenbohlen kombinierter Spundwände wird mit Gl. 6.1 ein Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  eingeführt.

$$\eta_{\text{Gew}}(z) = \frac{e_{\text{ah},T}(z) \cdot B_T}{\underbrace{e_{\text{ah,gem}}(z) \cdot b_{\text{sys}}}_{e_{\text{ah},ZB} \cdot B_{ZB} + e_{\text{ah},T} \cdot B_T}} \quad (6.1)$$

Der Erddruckanteil auf dem Träger mit der Breite  $B_T$  der in der Tiefe  $z$  wird dabei mit  $e_{\text{ah},T}$  und der Erddruckanteil auf die Zwischenbohlen mit der Breite  $B_{ZB}$  mit  $e_{\text{ah},ZB}$  beschrieben. Bezogen wird der Erddruckanteil der Träger auf die gemittelte Erddruckspannung  $e_{\text{ah,gem}}$ , welche auf das Systemmaß  $b_{\text{sys}}$  bezogen wird. Die Aufteilung der horizontalen Erddruckspannungen  $e_{\text{ah}}$  und Spannungen aus Wasserüberdruck  $w_u$  sind in Abb. 6.2 dargestellt.

Ein Gewölbefaktor von  $\eta_{\text{Gew}}(z) = 1$  entspricht einer vollen Lastumlagerung auf die Träger, wobei die Zwischenbohlen unbelastet bleiben.

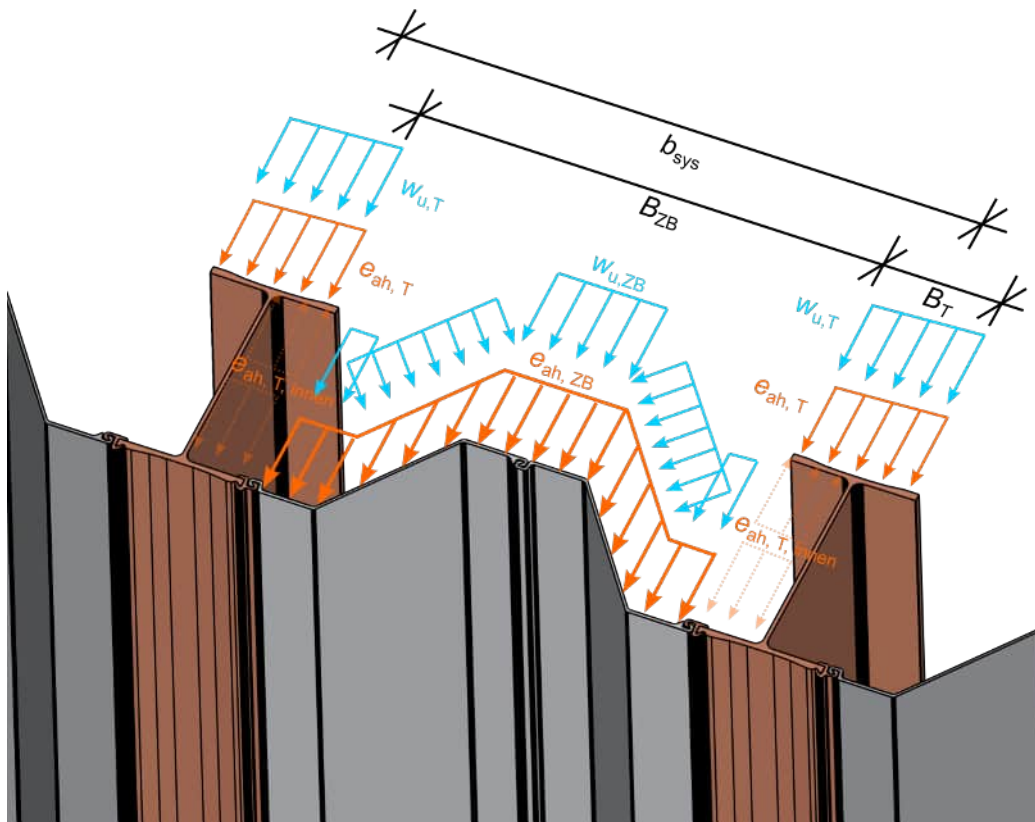


Abb. 6.2: Lastverteilung auf einer kombinierten Wand

Anhand der in Abs. 2.3 sowie Abs. 2.4 gezeigten Grundlagen zur Gewölbewirkung im Boden sowie zum räumlichen Tragverhalten kombinierter Spundwände ist davon auszugehen, dass eine mögliche Gewölbewirkung zwischen den Trägern im Sand vor allem abhängen kann von:

1. der Systemsteifigkeit,
2. der Rückverankerung,
3. dem Verformungszustand der Wand,
4. dem Spannungszustand im Boden,
5. der Lagerungsdichte und dem Dilatanzverhalten des Bodens sowie
6. dem Abstand der Träger (Systemmaß).

Zur Beschreibung dieser Gewölbewirkung mit einem Gewölbefaktor wird postuliert, dass es eine Funktion  $\eta_{\text{Gew}}$  nach Gl. 6.2 gibt, welche die Erddruckverteilung zwischen Trägern und Zwischenbohlen beschreibt. Nach Wood (2004) kann die Gleichung von einer beliebigen Anzahl von Größen abhängen und muss damit nicht zwingend vollständig sein.

$$\eta_{\text{Gew}} = f(I_D, \gamma, H_G, L_T, EI_y, EA_A, b_{\text{sys}}, a_A, \dots) \quad (6.2)$$

Die in Gl. 6.2 berücksichtigten Parameter sind in Tab. 6.1 mit ihren Dimensionen bzw. Grundgrößen im Masse, Länge, Zeit  $\{M, L, T\}$ -System sowie den dazugehörigen Einheiten zusammengetragen.

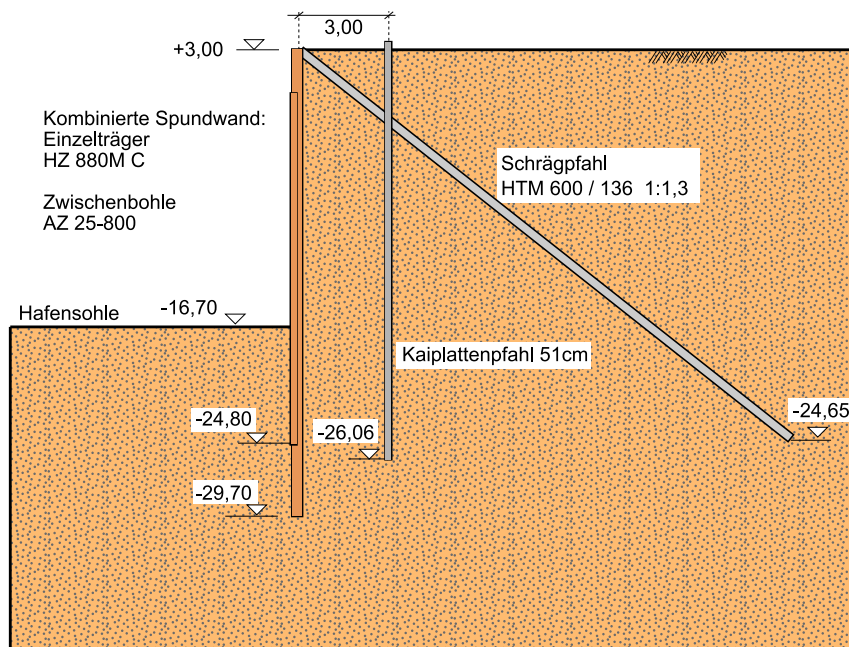
**Tab. 6.1:** Relevante Einflussgrößen mit ihren Dimensionen und Einheiten sowie Skalierungsfaktoren für die Ermittlung des Gewölbefaktors im 1g-Modellversuch in Anlehnung an Wood (2004)

Größe	Bezeichnung	Dimension	Einheit	Skalierungsfaktor
$I_D$	bezogene Lagerungsdichte	$[-]$	$[-]$	1
$a_A$	Abstand des Ankeranschlusses vom Kaimauerkopf	$L$	m	$1/n$
$b_{\text{sys}}$	Abstand zweier Träger	$L$	m	$1/n$
$\gamma$	Wichte des Bodens	$ML^{-2}T^{-2}$	N/m <sup>3</sup>	1
$E$	Elastizitätsmodul	$ML^{-1}T^{-2}$	N/mm <sup>2</sup>	$1/n$
$I_y$	Flächenträgheitsmoment	$L^4$	m <sup>4</sup>	$1/n^4$
$A_A$	Querschnittsfläche des Ankers	$L^2$	m <sup>2</sup>	$1/n^2$
$L_T$	Trägerlänge	$L$	m	$1/n$
$H_G$	Höhe des Geländesprunges	$L$	m	$1/n$

## 6.2 Modellversuche

Als Prototyp wird der Regelquerschnitt in Abb. 6.3 definiert. Dieser ist angelehnt an das *CT Altenwerder* in Hamburg (vgl. Mardfeldt, 2005) und wird unter Berücksichtigung anderer realer Ufereinfassungen (vgl. Anhang C) wie folgt vereinfacht:

- Die kombinierte Spundwand wird mit trockenem Sand hinterfüllt.
- Die Reibepfähle, die Spundwandschürze sowie die Kaiplatte und der Kranbahnbalken werden nicht berücksichtigt.
- Zwischen den Trägern wird ein Querbalken angenommen, an welchem der Schrägpfahl gelenkig anschließt.
- Der Kaiplattenpfahl ist ein runder Vollverdrängungspfahl.



**Abb. 6.3:** Als Prototyp definierter Regelquerschnitt einer Kaimauer in Anlehnung an das *CT Altenwerder* in Hamburg (vgl. Mardfeldt, 2005)

Die in Abb. 6.3 gezeigten Elemente einer Ufereinfassung sollen für die Breite von einem Systemmaß (zwei Einzeltragbohlen und Zwischenbohlen) in einem Modellversuch abgebildet werden. Die Ähnlichkeit zwischen dem Modell und Prototyp wird dabei mittels Modellgesetzen beschrieben.

### 6.2.1 Modellgesetze

Als maßgebendes Kriterium für die Entwicklung des Modellversuchs wird ein ähnliches Biegeverhalten der kombinierten Wand im Prototypmaßstab definiert. Um diese Ähnlichkeit möglichst zu erreichen und Skalierungseffekte zu reduzieren, wird die Dimensionsanalyse bzw. Ähnlichkeitstheorie nach Buckingham (1915) angewandt.

Hierbei wird die physikalische Ähnlichkeit zwischen dem Prototyp und dem Modell mittels geeigneter dimensionsloser  $\Pi$ -Theoreme beschrieben. Ein positiver Nebeneffekt der Methode ist die mögliche Reduktion zu variierender Einflussgrößen, um eine funktionale Abhängigkeit zu bestimmen. Literaturbeispiele zur Anwendung der Methode sind bspw. in Wood (2004), Dührkop (2009) oder Bubel (2022) zu finden.

### Beschreibende Parameter

Das Prinzip der Ähnlichkeitstheorie nach Buckingham (1915) besagt, dass die mechanischen Prozesse in einem Modell  $m$  und im Prototyp  $p$  physikalisch ähnlich sind, wenn die Längen, Kräfte und Beschleunigungen gleich skaliert werden (geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit). Die beschreibenden Parameter ergeben sich aus Abs. 6.1. Darauf aufbauend werden nachfolgend mittels der Dimensionsanalyse die  $\Pi$ -Theoreme bestimmt.

### Dimensionsanalyse

Für das weitere Verfahren wird die Dimensionstafel als Dimensionsmatrix  $\mathbf{A}$  bezeichnet und mit einem Zeilenvektor  $k$  multipliziert, sodass gilt

$$k \cdot \mathbf{A} = 0. \quad (6.3)$$

Dabei ist der Vektor  $k$  bereits in die Dimensionstafel in Gl. 6.4 integriert und unterhalb der relevanten Parameter dargestellt.

	$I_D$	$\gamma$	$H_G$	$EI_y$	$EA_A$	$b_{sys}$	$L_T$	$a_A$
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$
M	0	1	0	1	1	0	0	0
L	0	-2	1	3	1	1	1	1
T	0	-2	0	-2	-2	0	0	0

(6.4)

Die bezogene Lagerungsdichte  $I_D(k_1)$  ist bereits dimensionslos und ergibt damit direkt den ersten gesuchten, dimensionslosen  $\Pi$ -Faktor mit  $\Pi_1 = I_D$ .

Als Nächstes wird mit Gl. 6.5 die Anzahl  $m$  unabhängiger  $\Pi$ -Theoreme für dieses System bestimmt. Die Anzahl der dimensionsgebundenen Parameter entspricht  $p$  und die Anzahl der vorhandenen Grundgrößen  $n$ .

$$m = p - n = 7 - 3 = 4 \quad (6.5)$$

Über die Größen  $k_2$  bis  $k_8$  ergeben sich die weiteren vier gesuchten  $\Pi$ -Theoreme, welche mit folgendem linearem Gleichungssystem (LGS) bestimmt werden:

$$\left( \begin{array}{ccccccc|c} 1 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2 & 1 & 3 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ -2 & 0 & -2 & -2 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right) \quad (6.6)$$

Durch Anwendung des Gauß-Verfahrens auf das LGS bei Multiplikation der ersten Matrixzeile mit dem Faktor 2 und Addition auf die zweite sowie dritte Matrixzeile ergibt sich das LGS in Gl. 6.7.

$$\left( \begin{array}{ccccccc|c} 1 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 5 & 3 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ -2 & 0 & -2 & -2 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right) \quad (6.7)$$

Durch Multiplikation der ersten Zeile aus Gl. 6.7 mit dem Faktor  $-2$  und Addition der dritten Matrixzeile ergibt sich das LGS in Gl. 6.8.

$$\left( \begin{array}{ccccccc|c} 1 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 5 & 3 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right) \quad (6.8)$$

Daraus ergeben sich die zu lösenden Gleichungen zu:

$$\begin{aligned} k_2 + k_4 + k_5 &= 0 \\ k_3 + 5k_4 + 3k_5 + k_7 + k_8 &= 0 \end{aligned} \quad (6.9)$$

und werden nach den Unbekannten aufgelöst:

$$\begin{aligned} k_2 &= -k_4 - k_5 \\ k_3 &= -5k_4 - 3k_5 - k_6 - k_7 - k_8 \\ k_4 &= k_4 \\ k_5 &= k_5 \\ k_6 &= k_6 \\ k_7 &= k_7 \\ k_8 &= k_8 \end{aligned} \quad (6.10)$$

Damit wird anschließend die  $\Pi_i$ -Matrix aufgestellt. Die Spalten der restlichen Exponenten entsprechen einer  $m \times m$  Diagonalmatrix, sodass sich die  $\Pi_i$ -Matrix wie folgt in Gl. 6.11 ergibt.

	$I_D$	$\gamma$	$H_G$	$EI_y$	$EA_A$	$b_{sys}$	$L_T$	$a_A$
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$
$\Pi_1$	1	0	0	0	0	0	0	0
$\Pi_2$	0	-1	-5	1	0	0	0	0
$\Pi_3$	0	-1	-3	0	1	0	0	0
$\Pi_4$	0	0	-1	0	0	1	0	0
$\Pi_5$	0	0	-1	0	0	0	1	0
$\Pi_6$	0	0	-1	0	0	0	0	1

(6.11)

Die Zeilenvektoren der  $\Pi$ -Matrix ergeben die dimensionslosen  $\Pi$ -Theoreme, welche die physikalischen Zusammenhänge des Modellversuchs zur Untersuchung der Gewölbewirkung charakterisieren.

Erwartungsgemäß hat die Höhe der Rückverankerung einen Einfluss auf das vertikale Erd-druckgewölbe (vgl. EAU, 2020), so dass gegenüber der Mindestanzahl an Theoremen zusätzlich das sechste II-Theorem definiert wird, wie in Gl. 6.12 dargestellt.

$$\Pi_1 = I_D; \quad \Pi_2 = \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5}; \quad \Pi_3 = \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3}; \quad \Pi_4 = \frac{b_{sys}}{H_G}; \quad \Pi_5 = \frac{L_T}{H_g}; \quad \Pi_6 = \frac{a_A}{H_G} \quad (6.12)$$

Der Einhaltung der II-Theoreme im Prototyp und Modell wird durch die nachfolgend erläuterten Limitierungen erschwert.

### Limitationen

Bei der Modellbildung sind folgende limitierende Randbedingungen zu beachten:

- **Fertigung der Modellbauteile:** Fertigungstechnisch ist die maßstäbliche Verkleinerung des Profilquerschnitts der Träger und Zwischenbohlen aufgrund der komplexen Schlossgeometrie anspruchsvoll. Die Schlossfunktion zwischen den Trägern und den Zwischenbohlen im Modell (Index m) muss der Geometrie im Prototypmaßstab entsprechen. Eine Skalierung des Profilquerschnitts bspw. mit 1 : 50 würde bei dem Profiltyp AZ 25-800 eine Stegdicke der Zwischenbohlen von 0,2 mm erfordern. Eine Machbarkeitsstudie zeigt, dass die Fertigung aus Blechen aufgrund der komplexen Schlossgeometrie kombinierter Spundwände nicht möglich ist.
- **Profillängen:** Die Abmessungen des Versuchskastens sind durch die Maße des Versuchsstands zur Pfahleinbringung in der Höhe auf 1,0 m begrenzt.
- **Pfahleinbringung:** Ebenfalls ist der Abstand des Kaiplattenpfahls zur kombinierten Spundwand im Modell durch den Versuchsstand zur Pfahleinbringung mit 200 mm geometrisch vorgegeben. Darüber hinaus kann der Pfahl nur alternierend eingedrückt und nicht vibrierend oder schlagend eingebracht werden.
- **Randeinflüsse:** Zur Abbildung eines Abschnitts einer kombinierten Wand muss der Ausschnitt symmetrisch gewählt werden. Dabei müssen die Randprofile an den Versuchskasten angeschlossen werden, ohne dass Boden zwischen dem Profil und der Wand hindurch kommt. Zusätzlich kommt es infolge der Verwendung eines Versuchskastens zum Einfluss des Siloeffekts (vgl. Abs. 2.3).

Um diesen limitierenden Faktoren bei einer bestmöglichen Abbildung der II-Theoreme im Modell und Prototyp zu begegnen, sind Anpassungen bei der Skalierung für den 1g-Modellversuch erforderlich.

### Gewählte Skalierung

Die Grundlagen zum räumlichen Tragverhalten in Abs. 2.3 lassen auf Basis von Falltürversuchen erwarten, dass eine Gewölbeentstehung im Boden maßgeblich von einer hinreichenden Verformung abhängt. Bei einer hinterfüllten kombinierten Spundwand sind für die Verformung der Wand in erster Linie der Geländesprung mit der folgenden Belastung aus dem Erddruck sowie die Biegesteifigkeit der Träger verantwortlich. Folglich wird angenommen, dass der Faktor  $\Pi_2$  die gesuchte Funktion der Lastverteilung beherrscht. Die Skalierung erfolgt daher mit dem Ziel der bestmöglichen Einhaltung von Gl. 6.13.

$$\left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)_m = \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)_p \quad (6.13)$$

Auch wenn dazu die Skalierung nicht für alle Längen mit einem einheitlichen Skalierungsfaktor  $1/n$  möglich ist, werden die Längen, die Querschnittsflächen und die Steifigkeit jeweils für alle Bauteile gleich skaliert. Als Größenordnung für die Skalierung des Systemquerschnitts wird  $1/50 \Rightarrow n_{\text{Ziel}} = 50$  festgelegt.

### Skalierung der Querschnitte

Für die realitätsnahe Fertigung der Modellbauteile hat sich der 3D-Druck im FDM-Verfahren der Schmelzschichtung mit Polyactid (PLA) Kunststoff als geeignet erwiesen. Dabei zeigen Drucke an einem dafür modifizierten 3D-Drucker (Typ *Creality Ender 6* mit einem *Bondtech Direct Drive Extruder* und *Mosquito Hotend*), dass die Profilgeometrie mit mindestens 1 mm Wandstärke und einer Bauteilhöhe von bis zu 350 mm umsetzbar ist. Einzeln gedruckte Bauteile können bis zu 1.000 mm langen Profilen mittels schmelzenden Kunststoffklebers sowie parallelen Korpuszwingen zusammengefügt werden. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich für die Querschnittslängen ein Maßstab von  $n_{QS} = 10$ . Dieser geht dann in zwei- bzw. dreifacher Potenz in die Skalierungsfaktoren ein (vgl. Tab. 6.1).

Infolge einer Skalierung des in den Schlössern vorgesehenen Bewegungsspielraums zwischen Kopf und Klaue, wird dieser entsprechend verkleinert und überlagert sich mit den Fertigungstoleranzen im 3D-Druckverfahren. Aus diesem Grund wird die Schlossgeometrie in  $1/15$  skaliert, was auf die Biegesteifigkeit des Profils einen untergeordneten Einfluss hat, aber einem realistischen Bewegungsverhalten des Systems entspricht.

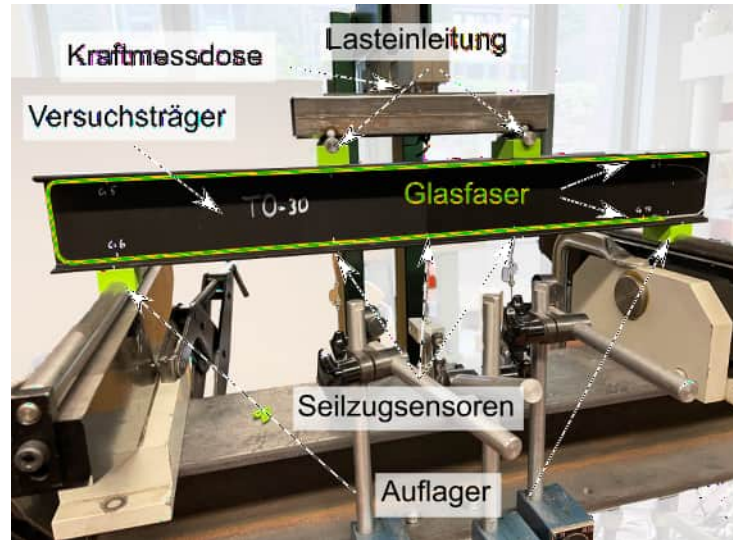
### Skalierung der Steifigkeiten

Die Steifigkeit der Bauteile muss deutlich geringer sein als die von Stahl oder Aluminium, um ein ähnliches Biegeverhalten gemäß Faktor  $\Pi_2$  zu erreichen. Die Größenordnung liegt bei einem angestrebten Skalierungsfaktor  $1/n = 1/50$  bei etwa  $E_{m,\text{Ziel}} = 210.000 \cdot 1/50 = 4.200 \text{ N/mm}^2$ . Ein entscheidender Vorteil des FDM-3D-Druckverfahrens ist die Möglichkeit, dass neben der Anzahl und Stärke der äußeren Wandlamellen auch die Materialdichte (Füllheitsgrad [%]) eines Bauteils eingestellt werden kann. Dazwischen wird ein tetraederförmiges Raster aus senkrechten Wänden gedruckt, weshalb der Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Füllheitsgrad nicht notwendigerweise linear ist. Daher wird die Steifigkeit versuchstechnisch bei den gewählten Querschnitten und Druckkonfigurationen bestimmt.

Mittels 3-Punkt-Biegeversuchen (3-PBV) an Prüfkörpern nach DIN EN ISO 178:2019-08 wird mit Füllheitsgraden des PLA zwischen 10 % ( $E_{3PBV, 10\%} \approx 1.700 \text{ N/mm}^2$ ) und 100 % ( $E_{3PBV, 100\%} \approx 2.500 \text{ N/mm}^2$ ) nachgewiesen, dass die Steifigkeit des Materials mit dem Füllheitsgrad gesteuert werden kann (detaillierte Ergebnisse in Anhang F.2).

Zusätzliche 4-Punkt-Biegeversuche (4-PBV) werden mit dem in Abb. 6.4 gezeigten Aufbau durchgeführt. Dabei werden die Füllheitsgrade mit 30 % und 70 % an den Modellträgern mit  $n_{QS} = 10$  variiert. Für diese werden die Steifigkeiten über die Glasfasermessung ermittelt.

Wie detailliert in Anhang F.2 dargestellt, wird dabei die Eignung der Messtechnik und die zielführende Einstellung der Materialsteifigkeit mit  $E_{m,PLA, 30\%} = 2.951 \text{ N/mm}^2$  sowie  $E_{m,PLA, 70\%} = 3.660 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Es ergeben sich für die Versuche die Skalierungsfaktoren der Steifigkeit zwischen  $n_E = 1/71 \dots 1/57$ .



**Abb. 6.4:** Versuchsaufbau des Vierpunktbiegeversuchs für den Versuch *T0-30* am Querschnitt HZ 880MC, skaliert in 1:10, 700 mm Länge, bei 30% Füllheitsgrad des Kunststoffes im 3D-Druckverfahren gefertigt und in der Mitte verklebt

### Skalierung der Längen

Zur Minimierung von Randeinflüssen werden 30% der maximalen Höhe des Versuchskastens (1,0 m) unterhalb der Träger als Abstand zur Unterseite des Versuchskastens vorgesehen. Bei Einhaltung des Skalierungsziels von  $n_{Ziel} = 50$  ergibt sich bezogen auf den Prototyp *CT Altenwerder* die Länge des Trägers zu  $L_{T,m} = 700 \text{ mm}$ . Mit dieser Skalierung werden alle Längen des Prototyps skaliert.

Allerdings wird mit  $n_L = 50$  die Gl. 6.13 nicht exakt dem Faktor im angesetzten Prototyp entsprechen. Durch eine inverse Berechnung bei Einhaltung der Gl. 6.13 ist eine Skalierung der Profillängen von  $1/15 \Rightarrow n_L = 15$  erforderlich. Durch Umrechnung der gewählten Längen des Modellmaßstabs ergeben sich die Längen des tatsächlich abgebildeten Prototyps in Tab. 6.2. Die Trägerlänge im Modell ist damit vergleichbar mit einer Trägerlänge im Prototyp von 10,5 m. Bezogen auf die zu untersuchende Fragestellung der Gewölbewirkung bedeutet dies, dass infolge der Einhaltung der II-Theoreme eher ein Systemquerschnitt wie am *Port of Køge* in Dänemark (vgl. ArcelorMittal, 2017) im Versuch abgebildet wird.

### Bewertung der Skalierung

Die unterschiedliche Skalierung der Längen im Querschnitt und in der Länge hat zur Folge, dass die geometrische Ähnlichkeit nach Wood (2004) nicht vollständig gegeben ist. Die tatsächliche Einhaltung der vorgestellten II-Theoreme ist nach aktuellem Stand der Fertigungstechnik nur bei einem Versuchsaufbau mit etwa 3,5 m langen Trägern bei gleichem Querschnitt oder besser direkt am Prototyp möglich.

**Tab. 6.2:** Längen der Bauteile im Prototyp in Abhängigkeit der Skalierung im  $1g$ -Modellversuch

Bauteil	Profiltyp	Länge im Modell [mm]	Länge [m] bei	
			$n_L = 50$	$n_L = 15$
Einzelträger	HZ 880MC	700	40,2	10,5
Zwischenbohle	AZ 25-800	530	30,4	8,0
Anker	HTM 600/136	980	43,3	14,7
Kaiplattenpfahl	$\varnothing = 51$ cm	700	40,0	10,0
Abstand Kaiplatten- pfahl	-	200	3,0	11,4

Die alternative Durchführung von  $ng$ -Zentrifugenversuchen ist aufgrund der notwendigen Skalierung der Schlossgeometrie nicht möglich.

Da die Bodenkörner selbst nicht skaliert werden, ist eine vollumfängliche Ähnlichkeit der Prozesse im Modell und Prototyp nicht erreichbar. Hinzu kommt die Vernachlässigung der dynamischen Prozesse infolge Pfahlinstallation, welche im Versuch aufgrund der limitierten Randbedingungen nicht abbildbar sind. Mit dem gewählten Modell kann daher nur eine partielle Ähnlichkeit erreicht werden. Nach Walz (2006) lassen sich aus dem  $1g$ -Modellversuch nur qualitative Erkenntnisse erzielen.

## 6.2.2 Versuchskonzept

### Versuchsaufbau

Der Versuchsstand zur Pfahleinbringung besteht aus einem Aluminiumrahmen mit den Außenabmessungen von  $L = 2,2$  m,  $B = 4,1$  m und  $H = 4,3$  m, einem beweglichen Arbeitstisch mit dem Versuchskasten, einem Silo zum Einrieseln des Sandes. Der Sand wird über einen zylindrischen Trichter, welcher mit Sieben in drei Ebenen ausgestattet, in den Versuchskasten gerieselt. Zusätzlich verfügt der Versuchsstand über ein bewegliches Joch mit einem Spannfutter, welches zur Installation von Pfählen verwendet werden kann.

Mit den Abmessungen  $L = 1,3$  m,  $B = 0,4$  m und  $H = 1,0$  m bietet der Kasten Platz für einen Systemabschnitt einer kombinierter Wand unter Beachtung der Limitierungen in Abs. 6.2.1. Dieser besteht aus einem im Maßstab 1:10 skalierten Träger vom Typ HZ 880MC, einer doppelten Zwischenbohle vom Typ AZ 25-800 sowie den Seitenteilen, bestehend aus etwa zwei Dritteln der Zwischenbohle vom Typ AZ 25-800. Die Zwischenbohle wird aus zwei Z-förmigen Profilen als Doppelbohle zusammengesetzt und verklebt, angelehnt an eine Verpressung bzw. Verschweißung im Prototyp.



Abb. 6.5: Versuchsstand zur Pfahleinbringung

Bei gleichermaßen skalierten Träger-Typen HZ 630M und HZ 1080MC sind die Seitenteile für einen zwängungsfreien Einbau geringfügig schmaler bzw. breiter zu konstruieren. Die Seitenteile werden über Langlöcher an die Seitenwände des Versuchskastens geschraubt und können damit den Bewegungen des Gesamtsystems folgen, ohne dieses zusätzlich zu versteifen.

Der in Abb. 6.6 dargestellte Versuchskasten besteht an der Bodenplatte und Rückwand aus Polyvinylchlorid (PVC) sowie an der vorderen und seitlichen Wand aus Acrylglas (jeweils 30 mm stark). Der Kasten ist modular in seine Einzelteile zerlegbar, mit zusätzlichen Aluminiumelementen ausgesteift und hat an der Unterseite eine verschließbare Öffnung zum Ablassen des Sands. Für die Einbringung des Pfahls ist eine verstellbare Führung mittels C-förmiger Aluminiumprofile an der Seitenwand und am Boden des Kastens befestigt.

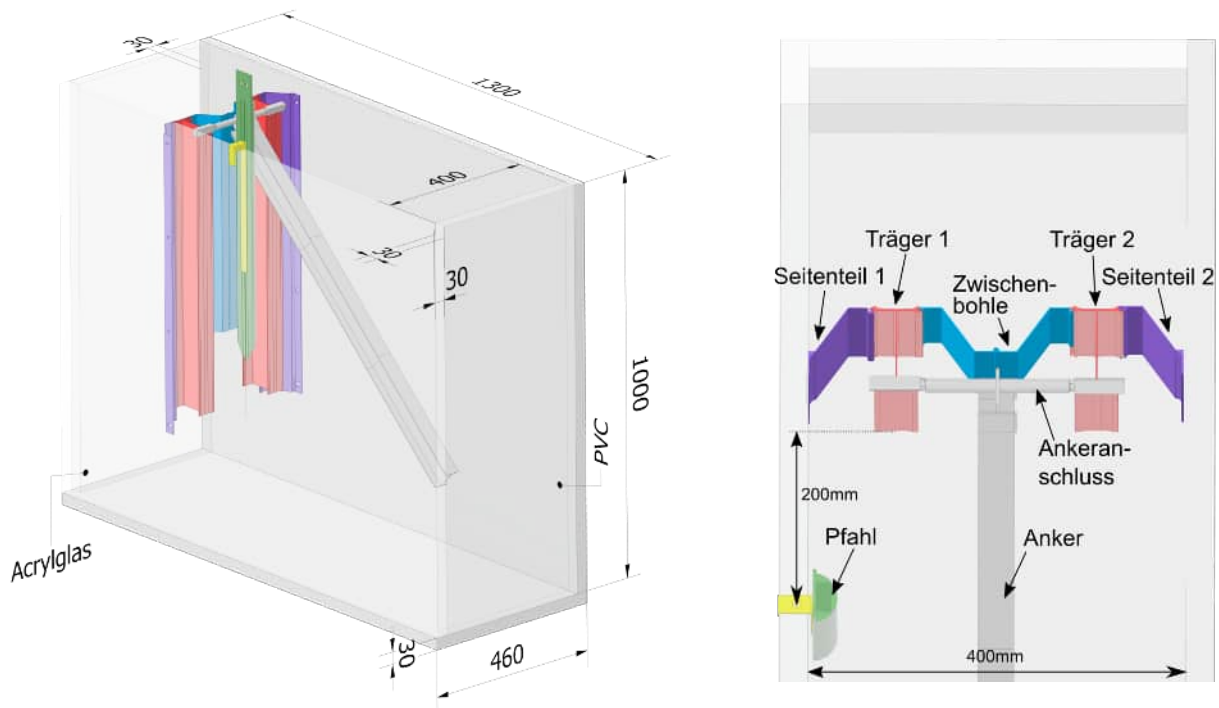


Abb. 6.6: Versuchskasten mit den 3D-gedruckten Elementen eines Kaimauerabschnitts

Bei dem verwendeten Modellboden der Bezeichnung *Hamburger Sand* handelt es sich um einen enggestuften, mittelsandigen Grobsand. Der Sand hat eine Korndichte von  $2,639 \text{ g/cm}^3$ , einen Porenzahlenbereich zwischen  $e_{\min} = 0,520$  und  $e_{\max} = 0,805$  sowie einen kritischen Reibungswinkel von  $\varphi_c = 31,0^\circ$ .

Das Befüllen des Versuchskastens mit Sand erfolgt über ein Silo, welches über einen Trichter mit Sieben und programmgesteuerter Öffnungsweite ausgestattet ist. Durch ein gleichmäßiges Ziehen des Silos während des Einrieselns wird der Abstand zur Oberkante des Bodens konstant gehalten. Mit Versuchen von A. Vogel und Grabe (2019) sowie Zobel und Grabe (2020) auf Basis volumetrischer Dichtebestimmung sowie mit Drucksondierungen nach dem Einrieseln wird nachgewiesen, dass mit einer Öffnungsweite von 30 % und einer Ziehgeschwindigkeit von  $2 \text{ mm/s}$  eine etwa mitteldichte Lagerung ( $I_D = 0,5 \dots 0,6$ ) am *Hamburger Sand* erreicht wird.

### Messkonzept

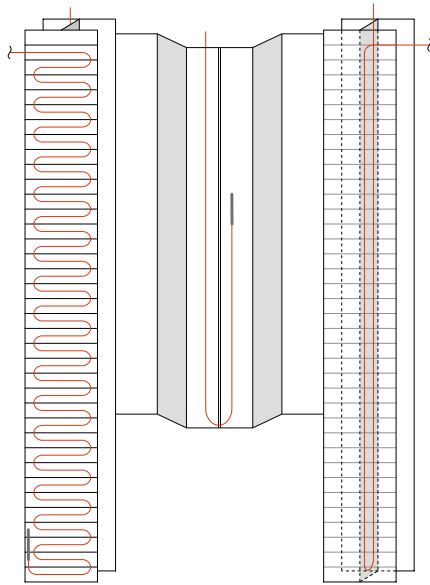
Zur Untersuchung der Pfahleinbringung werden mittels der PIV-Methode (engl. *Particle Image Velocimetry*) über Hochgeschwindigkeitskameras die Bodenbewegungen nachvollzogen. Diese Methode geht auf die Untersuchungen zur *Digital Image Correlation* (DIC) von Sutton u. a. (2000) zurück und hat sich in geotechnischen Modellversuchen als geeignet erwiesen, um Partikelbewegungen zu untersuchen (vgl. bspw. Vogelsang, 2017; Kanitz, 2021; Stapelfeldt, 2021). Hierzu wird das Tool PIVlab nach Thielicke und Stamhuis (2014) verwendet.

Die Hochgeschwindigkeitskameras ermöglichen darüber hinaus durch die Anordnung oberhalb des Kaimauerkopfes und neben dem Versuchskasten mit Blick auf die Seitenwand des Versuchskastens die Untersuchung des Verformungsverhaltens der gesamten Struktur.

Für die Untersuchung einer möglichen Gewölbewirkung ist der wirkende Erddruck auf die Träger und die Zwischenbohlen sowie das Verformungsverhalten von großem Interesse. Die kleinstmögliche Beeinflussung der Modellstruktur durch zusätzliche Anbauten ist elementar, sodass die Messtechnik möglichst wenig auftragen und ggf. den Erddruck beeinflussen darf. Vorgesehen war hierzu eine flächendeckende Druckmessung mittels Matrix Sensoren, welche sich aufgrund des geringen Druckniveaus von  $\leq 5 \text{ kPa}$  unterhalb des Mindestdruckniveaus der Sensortechnik jedoch nicht als anwendbar herausstellt. Ebenso kann mittels kleiner Druckwandler vom Typ *PS-05KC* (Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd.) trotz passenden Messbereichs aufgrund des geringen Durchmessers von  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  und der noch kleineren tatsächlichen Wirkungsfläche für die integrierte Dehnungsmessung keine Reproduzierbarkeit der Messergebnisse mit Sand als Auflast sichergestellt werden.

Eine deutlich bessere Reproduzierbarkeit der Messwerte kann mit piezoresistiven Transmitter-Sensoren vom Typ *PR-9LY* (KELLER Druckmesstechnik AG) mit einem Durchmesser von  $\varnothing = 19 \text{ mm}$  erzielt werden. Der Sensor wird vergleichsweise auf den Zwischenbohlen in einem 3D-gedruckten Gehäuse angeordnet. Eine flächendeckende Anordnung der Sensoren würde allerdings aufgrund der Sensor-, Gehäuse- und Kabeldimensionen zu einer unverhältnismäßig großen Beeinflussung des Modellversuchs führen und wird daher verworfen. Anstelle dessen erfolgt eine Dehnungsmessung über die gesamten Elementlängen des Trägers, der Zwischenbohlen und des Ankers mittels Glasfasermesstechnik.

Das Messgerät vom Typ *ODiSI 6102* der Firma Polytech GmbH gibt bei den verwendeten Faserlängen von bis zu 4,5 m bei einer Frequenz von 1,5 Hz alle 1,3 mm einen Dehnungswert aus und kann mit bis zu vier Kanälen gleichzeitig verwendet werden. Das Gerät bestimmt die Dehnung in der polyamid-beschichteten Faser mittels des Prinzips der Rayleigh-Rückstreuung quasi-kontinuierlich (vgl. Luna Innovations Inc., 2020).



**Abb. 6.7:** Anordnung der Glasfasern auf der kombinierten Spundwand im Modellversuch

Der Messaufbau besteht aus dem Messgerät mit Computer, dem Verbindungskabel (engl. *Standoff Cable*), einem Remote Modul, welches die Informationen zwischen Messgerät und Faser teilt sowie dem faseroptischen Sensor. Dieser besteht für jedes Profil aus einem sogenannten „Pigtail“, in welchem nur eine Weiterleitung der Lichtwellen und keine eigentliche Messung erfolgt, einer Faser mit Polyamid-Beschichtung, einem Terminator, in welchem die Lichtwellen auslaufen sowie einer kernlosen Faser am Ende. Zur Verbindung der Elemente müssen die Fasern orthogonal gebrochen, miteinander verschweißt und mit einem Bruchschutz versehen werden.

Wie in Abb. 6.7 dargestellt, werden auf den Trägern exzentrisch auf beiden Seiten des Stegs sowie auf der aktiven Seite mittig auf den Zwischenbohlen Nuten für die Fasermontage angeordnet. Die Anordnung der Nut auf dem Anker erfolgt äquivalent zu den Trägern. Diese Nuten werden bereits im 3D-Druck mit einer Breite und Tiefe von 0,2 mm gefertigt. Das zwängungsfreie Kleben der Faser auf dem PLA der Bauteile erfolgt mittels CN Cyanacrylat Kleber für DMS.

Mittels der Dehnungen erfolgt die Berechnung der Biegelinie sowie des Querkraftverlaufs. Hierbei wird zwischen den *Methoden A* und *B* in der Auswertung unterschieden.

### Auswertungsmethoden

Wie zuvor erläutert, ist das Ziel die Ermittlung der Biegelinie und der Streckenlast nach dem „Reverse Engineering“ Ansatz, wie es auch bei Massivbaustrukturen Anwendung findet (bspw. für einen Brückenquerschnitt in Gliniorz u. a., 2001). Je nach Zielgröße und Glasfaseranordnung werden die nachfolgend erläuterten *Methoden A* und *B* verwendet. Da die Berechnung im Detail aufwendig und in großem Maße abhängig von den gewählten Einstellungen bei der Integration sowie Differenzierung ist, wird für eine umfangreiche Beschreibung und Überprüfung der Methoden an Biegeversuchen auf Anhang F.1 verwiesen.

#### Methode A – Bestimmung der Biegelinie und Belastung über die Glasfaser am Steg

Bei der *Methode A* erfolgt die Berechnung der Biegelinie  $w$  und Streckenlast  $q_0$  unter der Annahme eines Einfeldträgers anhand der DGL des Biegebalkens mittels Differenzierung bzw. Integration über die Glasfasermessung. Es werden die in Abb. 6.8 markierten senkrechten Anteile der Glasfaser für die Dehnungsmessung herangezogen.

Die notwendigen Beziehungen ergeben sich aus der DGL des Biegebalkens nach Petersen (2013) mit den Gl. 6.14 bis Gl. 6.20, wobei die Integrationskonstanten  $C_1$  bis  $C_4$  in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen zu bestimmen sind. Der Ausgangspunkt ist die Krümmung  $w'' = 1/\rho = \varepsilon_{\text{filt}}/z$ , welche über die gefilterte Dehnung  $\varepsilon_{\text{filt}}$  bestimmt wird (vgl. Gl. 6.17).

$$\text{Streckenlast:} \quad EIw'''' = q_0 \quad (6.14)$$

$$\text{Last:} \quad EIw''' = -Q_z = \int q_0 dx = q_0 \cdot x + C_1 \quad (6.15)$$

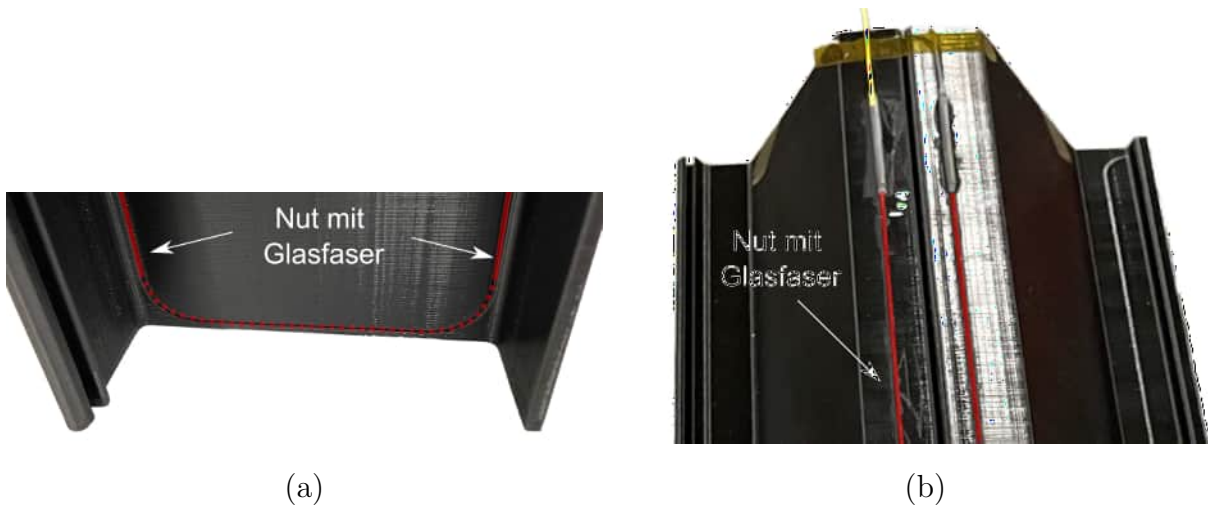
$$\text{Krümmung:} \quad EIw'' = -M_y \quad (6.16)$$

$$= \int q_0 \cdot x dx + \int C_1 dx = \frac{1}{2}q_0x^2 + C_1x + C_2 \quad (6.17)$$

$$\text{Tangentensteigung:} \quad EIw' = \int \frac{1}{2}q_0x^2 dx + \int C_1 \cdot x dx + \int C_2 d(x) \quad (6.18)$$

$$= \frac{1}{6}q_0x^3 + \frac{1}{2}C_1x^2 + C_2 \cdot x + C_3 \quad (6.19)$$

$$\text{Biegelinie:} \quad EIw = \frac{1}{24}q_0x^4 + \frac{1}{6}C_1x^3 + \frac{1}{2}C_2x^2 + C_3x + C_4 \quad (6.20)$$



**Abb. 6.8:** 3D-gedruckter Träger (a) und Zwischenbohle (b) mit integrierter Nut für die Glasfasermessung am Steg

Die Glasfasermessungen an den 3D-gedruckten Modellprofilen in den Biegeversuchen zeigen, dass es zu lokalen Schwankungen bzw. Ausreißern kommt, welche durch die Klebestellen oder lokale Sandkörner hervorgerufen werden. Daher werden die Messdaten zwischen den Ableitungs- bzw. Integrationsschritten approximiert und als Funktionen verarbeitet. Andernfalls führen die lokalen Abweichungen der Messdaten zu signifikanten Fehlern im Zuge der Integration oder der Ableitung. Der Einfluss des Verfahrens und die genauen Filtereinstellungen werden in Anhang F.1 beschrieben.

Grundsätzlich sieht das Vorgehen wie folgt aus:

1. Bearbeitung der Rohdaten:
  - a) Filterung der Rohdaten  $\varepsilon_{\text{roh}}$  mit dem Savitzky-Golay Filter,
  - b) Berechnung der Krümmung  $w'' = 1/\rho = \varepsilon_{\text{fit}}/z$  mit dem Abstand zur neutralen Faser des Profils  $z$ ,
2. Ermittlung der Biegelinie  $w$  nach Gl. 6.17  $\Rightarrow$  Gl. 6.20:
  - a) Polynomiale Approximation achten Grades von der Krümmung  $w''$ ,
  - b) zweifache Integration führt zu  $w$ ,
3. Ermittlung der Biegespannung über die Streckenlast  $q_0$  nach Gl. 6.17  $\Rightarrow$  Gl. 6.14:
  - a) Filterung der Krümmung mit dem Savitzky-Golay Filter,
  - b) 1. Ableitung der Krümmung ergibt die Querkraft  $Q$ ,
  - c) erneute Filterung der Querkraft  $Q$  mit dem Savitzky-Golay Filter,
  - d) 1. Ableitung der Querkraft ergibt die Streckenlast  $q_0$ ,
  - e) bezogen auf die Breite des Querschnitts ergibt sich die Biegespannung für den Träger zu  $\sigma_b = q_0/B_T$ .

Zu beachten ist bei der Interpretation der mit der *Methode A* ermittelten Schnittgrößen im Modellversuch der hinterfüllten Wand, dass die ermittelte Streckenlast der resultierenden Belastung aus dem Erddruck auf aktiver und passiver Seite entspricht mit  $\sigma_b = e_{ah} - e_{ph}$ .

#### Methode B – Ermittlung des Erddrucks über die Plättchensensoren am Flansch

Für eine alternative Methode zur Ermittlung der Belastung der Träger erfolgt die schleifenförmige Anordnung der Glasfaser auf Plättchen, welche direkt auf den Flansch der aktiven Trägerseite gedruckt werden und über einen dahinterliegenden Hohlraum verfügen, wie in Abb. 6.9 dargestellt. Der Zwischenraum zum Hohlraum wird mittels dauerelastischen Silikons verschlossen, um die Ansammlung und Verkantung durch einzelne Sandkörner zu verhindern. Das Ziel dieser „Plättchen“ ist die direkte Bestimmung des wirkenden horizontalen Erddrucks auf die Träger über die Dehnung der Plättchen. Dadurch ergibt sich ein mittels 3D-Drucks direkt integrierter Drucksensor, dessen Eignung bei konstanten Totlasten nachgewiesen werden kann.

Als alternative Methode zur direkten Ermittlung des aktiven Erddrucks werden die auf die „Plättchen“ mit der schleifenförmig verlegten Glasfaser wirkenden Spannungen bestimmt. Als „Plättchen“ werden hier die 1 mm starken 3D-gedruckten Platten (vgl. Abb. 6.9) bezeichnet, welche zu den Rändern hin in den Flansch des Trägers integriert sind und sich knapp 1 mm durchbiegen können. Die „Plättchen“ dienen dabei als integrierte Drucksensoren. Ähnlich wie bei der Methode A für den Gesamtträger verwendet, wird dann über die Durchbiegung der „Plättchen“ die Belastung über die DGL des Biegebalkens ermittelt.

Da hier aufgrund der geringen Breite der Plättchen nur wenig Datenpunkte auf den horizontalen Abschnitten vorliegen, wird die maximale Dehnung im mittleren Plättchenbereich bestimmt. Diese wird für die zwei quer angeordneten Fasern bestimmt und gemittelt.



**Abb. 6.9:** 3D-gedruckter Träger mit den integrierten Drucksensoren als verformbare „Plättchen“ auf dem aktiven Flansch

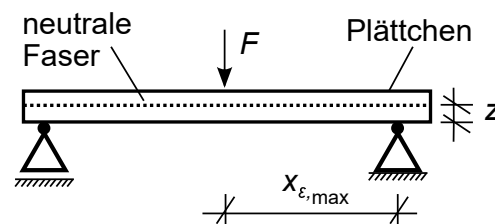
Mithilfe der so ermittelten maximalen Dehnung  $\varepsilon_x$  und dem Abstand der Glasfaser zur neutralen Faser der „Plättchen“  $z$  wird über die Biegespannung  $\sigma_x$  das Biegemoment  $M_y$  berechnet.

Unter Ansatz linearer Elastizität und dem Elastizitätsmodul aus den Biegeversuchen in Anhang F.2 ergibt sich dann die auf das „Plättchen“ wirkende Kraft nach Gl. 6.22, wie in der Abb. 6.10 dargestellt. Dabei ist  $W$  das Widerstandsmoment, welches über das Flächenträgheitsmoment  $I$  des Plättchenquerschnitts sowie den Abstand zur maximalen Dehnung  $z_{\varepsilon, \max}$  berechnet wird. Durch Umformung der Beziehungen ergibt sich dann die unbekannte Größe der wirkenden Kraft  $F$  nach Gl. 6.23. Die berechneten Einzelkräfte werden über die einwirkende Fläche auf den 17 „Plättchen“ in die einwirkende Spannung umgerechnet.

$$\sigma_{x, \max} = \varepsilon \cdot E \quad (6.21)$$

$$\frac{M_{y, \max}}{W} = \frac{F \cdot x_{\varepsilon, \max}}{\frac{I}{z}} \quad (6.22)$$

$$F = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot I}{x_{\varepsilon, \max} \cdot z} \quad (6.23)$$



**Abb. 6.10:** Ermittlung der auf die Plättchen wirkenden Kraft

### Bewertung der Methoden

Die Ermittlung der Biegelinie über die Glasfaser ist mit der gewählten Messtechnik nur über Methode A möglich. Die Berechnung der auf das Profil wirkenden Streckenlast nach Methode A ermöglicht nicht die alleinige Interpretation des aktiven Erddrucks bei der Hinterfüllung im 1g-Modellversuch. Daher wird die Methode B auf ihre Eignung geprüft. Infolge der Durchbiegung des Trägers ist ein Einfluss der Verwölbung von den „Plättchen“ selbst zu erwarten.

### Versuchsablauf

Der Versuchsablauf ist angelehnt an einen realen Bauablauf einer Wasserbaustelle und erfolgt nach folgendem Schema:

- Auffüllung des Versuchskastens bis zur Unterkante der Wand (Phase 0),
- Einbringung und Befestigung der kombinierten Spundwand am Versuchsbehälter (Phase 0),
- Einlegen des Ankers (Phase 0),
- Auffüllen des Versuchsbehälters mit Sand bis zur Geländeoberkante (Phase 1 - 4),
- Verschieben des Arbeitstisches zur nachfolgenden Pfahleinbringung mit einer Geschwindigkeit von 0,1 mm/s,
- eindrücken des halbkreisförmigen Kaiplattenpfahls 200 mm vor dem Träger mit einer C-förmigen Führungsschiene. Die Einbringung erfolgt bei einem alternierenden Eindrücken mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 2 mm/s, einer Frequenz von 2 Hz und mit einer Amplitude von 0,2 mm. Die Einbindetiefe beträgt 600 mm. (Phase 5),
- aufbringen einer Auflast mittels Ballasttank mit 80 l, was auf der Fläche von etwa 0,4 m<sup>2</sup> etwa 1,9 kN/m<sup>2</sup> entspricht (Phase 6).

Die Hinterfüllung erfolgt gemäß Tab. 6.3 in vier Phasen. Dabei wird zwischen Abschnitten, in denen der Einfülltrichter zunächst statisch (stat.) und anschließend mit 2 mm/s nach oben bewegt wird (dyn.), unterschieden, um eine Entmischung zu verhindern und eine möglichst homogene Lagerung zu erzielen. Der Öffnungsgrad beschreibt die prozentuale Öffnung des Ventils des Silos, als Gesamtanschub wird der zurückgelegte Weg des Füllrohres bei der Aufwärtsbewegung bezeichnet. Visualisiert werden die Phasen 0 bis 6 des Versuchs in Abb. 6.11.

**Tab. 6.3:** Öffnungsweite des Ventils - und Ziehgeschwindigkeit des Sandsilos bei der Hinterfüllungen mit statischen (stat) - und dynamischen (dyn) Phasen

	Phase 1		Phase 2		Phase 3	Phase 4	
Teilphase	1.1	1.2	2.1	2.2	3	4.1	4.2
Bewegung	stat.	dyn.	stat.	dyn.	dyn.	stat.	dyn.
Geschwindigkeit	–	2 mm/s	–	2 mm/s	2 mm/s	–	5 mm/s
Öffnungsgrad	30 %	30 %	30 %	30 %	30 %	30 %	30 %
Axialer Weg	–	200 mm	–	200 mm	250 mm	–	100 mm

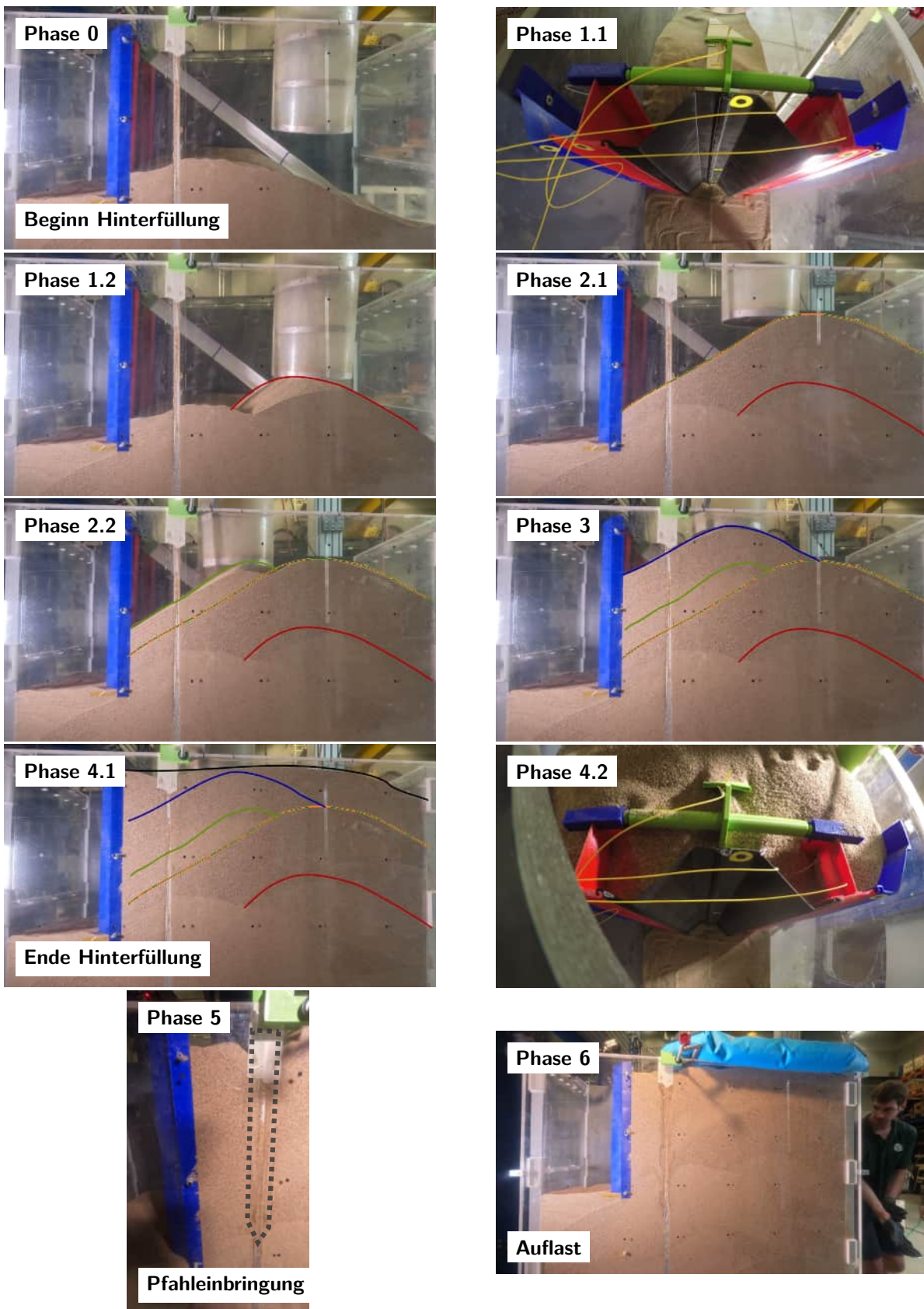
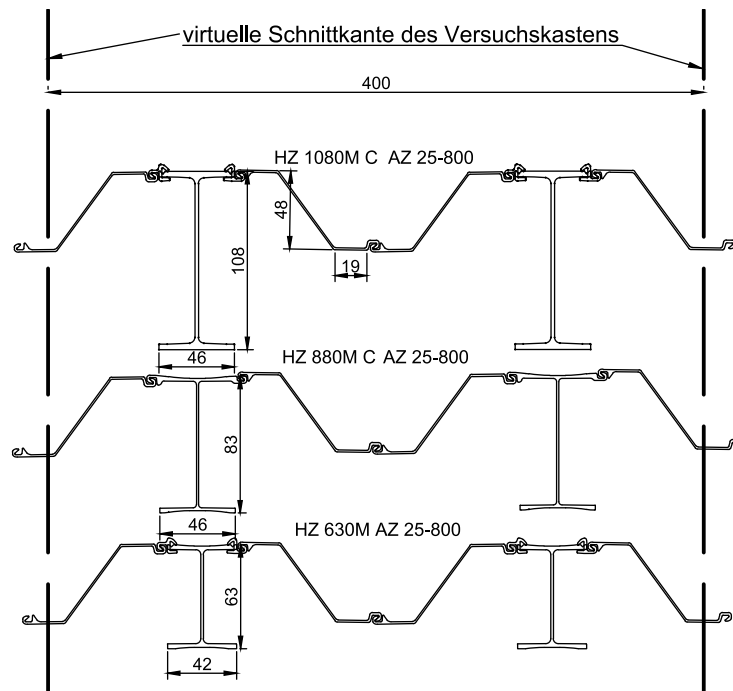


Abb. 6.11: Ablaufphasen des Versuchs 5 mit der Hinterfüllung, der Einbringung eines Kaiplattenpfahls sowie zusätzlicher Auflast

### Versuchsprogramm

Durchgeführt werden insgesamt sieben Versuche an drei skalierten Profilquerschnitten der Träger-Typen HZ 630M, HZ 880M C und HZ 1080M C, welche in Abb. 6.12 dargestellt sind. Als Zwischenbohle wird bei allen Versuchen der skalierte Querschnitt des Typs AZ 25-800 als verklebte Doppelbohle mit landseitiger Anordnung verwendet.



**Abb. 6.12:** Zeichnung der untersuchten Systemquerschnitte für die 1g-Modellversuche eines Kaimauerabschnitts

Alle Versuche beinhalten eine Hinterfüllung nach gleichbleibendem Schema. Bei den Versuchen 5 bis 7\* wird zusätzlich eine Flächenlast aufgebracht, wie der Tab. 6.4 zu entnehmen ist. Bei dem Sonderversuch 7\* wird der Versuch 5 mit dem Trägerquerschnitt HZ 630M wiederholt, wobei ein Festlager am Kopf der kombinierten Spundwand ausgebildet wird.

**Tab. 6.4:** Durchgeführte 1g-Modellversuche an einem Kaimauerabschnitt

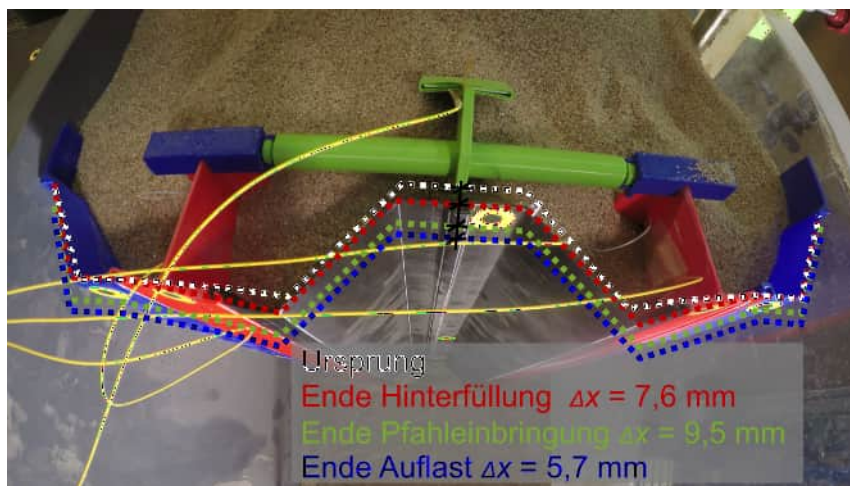
Nr	Profil	Hinterfüllung	Pfahleinbringung	Flächenlast	Anker (A) Festlager (F)	Drucksensor
1	HZ 880M C	✓	✓	✗	A	✗
2	HZ 880M C	✓	✓	✗	A	✗
3	HZ 880M C	✓	✓	✗	A	✗
4	HZ 880M C	✓	✓	✗	A	✓
5	HZ 630M	✓	✓	✓	A	✓
6	HZ 1080M C	✓	✓	✓	A	✓
7*	HZ 630M	✓	✗	✓ + Beton	F	✓

### 6.2.3 Ergebnisse

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse zum Einfluss der Hinterfüllung, der Pfahleinbringung sowie einer zusätzlichen Auflast auf das Last-Verformungsverhalten der kombinierten Spundwand vorgestellt. Dabei werden repräsentativ die Ergebnisse aus Versuch 4 (HZ 880MC) mit denen aus den Versuchen 5 und 7\* (HZ 630M) verglichen. Bei der nachfolgenden Auswertung werden die Ergebnisse des Trägers 1 gezeigt, welcher näher am eingebrachten Kaipplattenpfahl steht (vgl. Abb. 6.6).

#### Verformungsverhalten

Die Abb. 6.13 zeigt das Bild zum Abschluss der Hinterfüllung des Versuchs 5 mit dem System des skalierten Trägerquerschnitts HZ 630M. Darüber hinaus sind im Bild maßstabsgetreu die Verformungsbilder im Anfangszustand, zum Ende der Pfahleinbringung sowie zum Ende der Auflast dargestellt. Die größten Verformungen ergeben sich in Folge der Pfahleinbringung ( $\Delta(x) = 9,5 \text{ mm}$ ) und der Hinterfüllung ( $\Delta(x) = 7,6 \text{ mm}$ ). Die zusätzliche Auflast führt zu  $\Delta(x) = 5,7 \text{ mm}$ .



**Abb. 6.13:** Verformungszustände im Versuch 5, Profilquerschnitt HZ 630M nach der Hinterfüllung mit der skizzierten Verformung des unverformten Ursprungszustands, der Pfahleinbringung und der Auflast

Deutlich wird, dass sich am Kopf des Systemabschnitts ebenso eine Verschiebung einstellt, wobei die Auflast hierauf einen untergeordneten Einfluss hat. Die mittels Langloch angeschlossenen Seitenteile verschieben sich mit den anderen Elementen der kombinierten Wand mit, wodurch der Randeinfluss minimiert wird. Dennoch verdrehen sich die Träger leicht.

## Hinterfüllung

### Versuch 4: Träger HZ 880MC

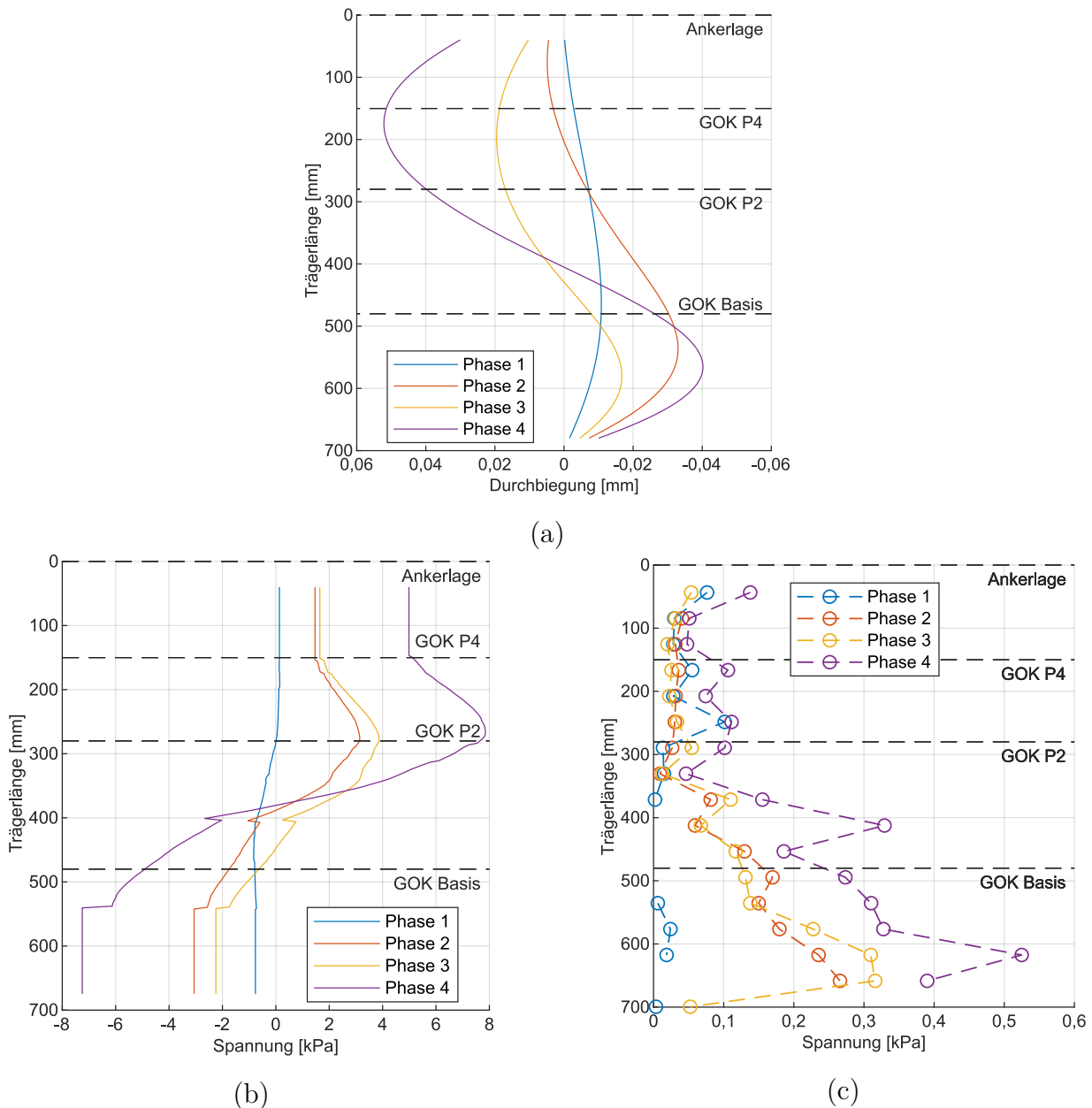
Für die vier Hinterfüllungsphasen ergeben sich die Biegelinien in Abb. 6.14 (a) sowie die Spannungsverteilungen in Abb. 6.14 (b). Die Bestimmung der gemittelten Biegelinie und Spannungsverteilung aus den Dehnungswerten der zwei Glasfaserstränge nach Methode A ist der Abb. F.11 und Abb. F.12 in Anhang F.3 zu entnehmen.

Zu Beginn der Hinterfüllung wird zunächst der Anker infolge der Hinterfüllung auf Biegung belastet (vgl. Phasen 1 und 2, Versuchsablauf nach Abb. 6.11), wodurch sich die Wand am Kopf in passive Richtung verformt. Die Ergebnisse zeigen eine Zunahme der Spannungen und Durchbiegungen insbesondere nach den Phasen 3 und 4, da hier im Verhältnis zu den ersten beiden Phasen der meiste Sand direkt hinter der kombinierten Wand eingeriebelt wird. Die maximale Durchbiegung in Richtung des Geländesprungs liegt bei lediglich 0,05 mm. Dabei ergibt sich auf der aktiven Seite eine maximale Spannung von knapp 8 kPa zum Ende der Hinterfüllung.

Vergleichend dargestellt werden in Abb. 6.14 (c) die Spannungsverteilungen, die nach Methode B ermittelt werden. Dabei zeigt die über die „Plättchen“ ermittelte Spannungsverteilung qualitativ den erwarteten aktiven Erddruckverlauf mit einer Spannungskonzentration am Anker und am Fußauflagerpunkt im unteren Drittel unterhalb der GOK der Basisschicht sowie eine Zunahme der Spannungen bis hin zur Phase 4. Allerdings liegt die Spannungsverteilung mit maximal 0,52 kPa nicht in der erwarteten Größenordnung des aktiven Erddrucks einer bis zu 700 mm mächtigen Sandschicht von etwa  $e_{ah}(0,7\text{ m}) = K_{agh} \cdot \sigma \approx 0,3 \cdot 0,7\text{ m} \cdot 18,0\text{ kN/m}^3 = 3,7\text{ kPa}$ . Vermutet wird hier der Einfluss aus der Durchbiegung des Trägers, die leichte Schiefstellung und eine folgende Verwölbung des Querschnitts. Auch wenn die Methode B zur Druckbestimmung über die Plättchenverformung in Vorversuchen aussichtsreich erschien, ist der gezeigte Einfluss in den anderen Versuchen noch ausgeprägter, sodass die Methode einer Weiterentwicklung bedarf. Dazu sollte die Plättchenstärke variiert und Untersuchungen zur Verwölbung der „Plättchen“ bei reiner Biegung des Trägers durchgeführt werden. Daher erfolgt nachfolgend die Darstellung mit der Ermittlung der resultierenden gemittelten Spannungsverteilung nach Methode A.

Die Ergebnisse zur Zwischenbohle sind in der Abb. F.13 in Anhang F.3 dargestellt. Die Zwischenbohle biegt sich gemäß der Auswertung im Versuch 4 mit bis zu 10 mm deutlich stärker durch als die Träger. Mit zunehmender Hinterfüllung ab Phase 2 zeigt die resultierende Spannungsverteilung, dass die Zwischenbohle vornehmlich in Feldmitte auf Höhe der GOK nach Phase 2 mit bis zu 6 kPa belastet wird.

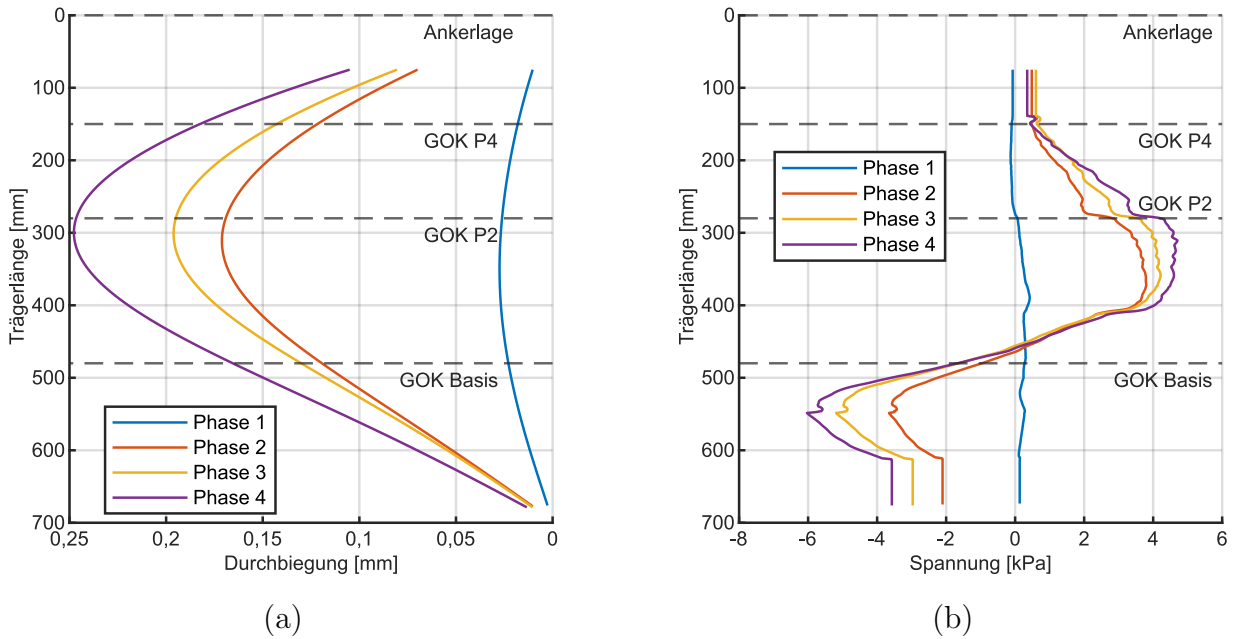
Die Ergebnisse zeigen, dass der infolge der unterschiedlichen Längenskalierung bei Versuch 4 (HZ 880MC) das Biegeverhalten der Träger steifer ist als es im Vergleich zu einer Kaimauer mit hohem Geländesprung im Prototyp zu erwarten wäre. Das wird im Vergleich zu dem biegeweicheren Systemquerschnitt in Versuch 5 noch deutlicher, welcher fortan dargestellt wird.



**Abb. 6.14:** Biegelinie (a) und Biegespannung (b) des Trägers gemittelt über die zwei Glasfaserstränge nach Methode A im Versuch 4 mit dem skalierten Profilquerschnitt HZ 880MC. Zusätzlich dargestellt ist in (c) die Spannung auf den integrierten „Plättchen“ auf der aktiven Seite des Trägers nach Methode B

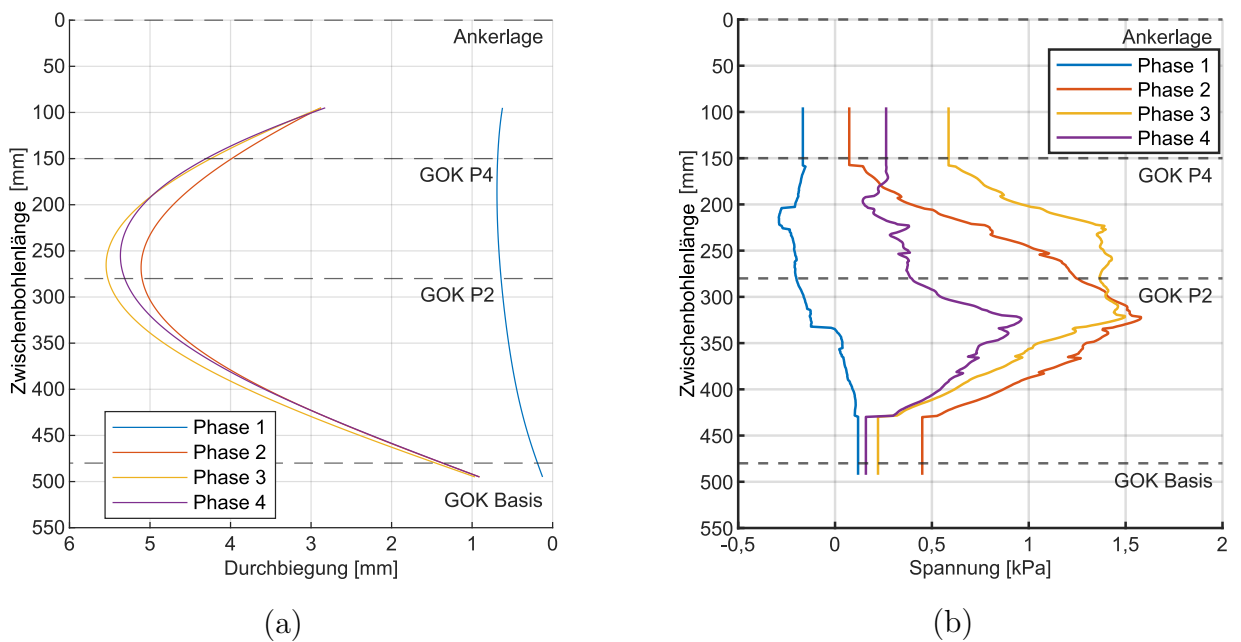
#### Versuch 5: Träger HZ 630M

Wie in Abb. 6.15 gezeigt, stellen sich im Versuch 5 mit zunehmender Hinterfüllung beim Träger eine Durchbiegung mit bis zu 0,25 mm in Feldmitte und eine maximale Spannung von etwa 5 kPa ein. Die Zwischenbohlen verformen sich auch bei dem biegeweicheren Querschnitt im Vergleich zum Versuch 4 nach Abb. 6.16 mit bis zu 5,5 mm stärker als die Träger und erfahren dabei lediglich maximal 0,2 kPa Belastung.



**Abb. 6.15:** Biegelinie (a) und Biegespannung (b) des Trägers gemittelt über die zwei Glasfaserstränge im Versuch 5 mit dem skalierten Profilquerschnitt HZ 630M

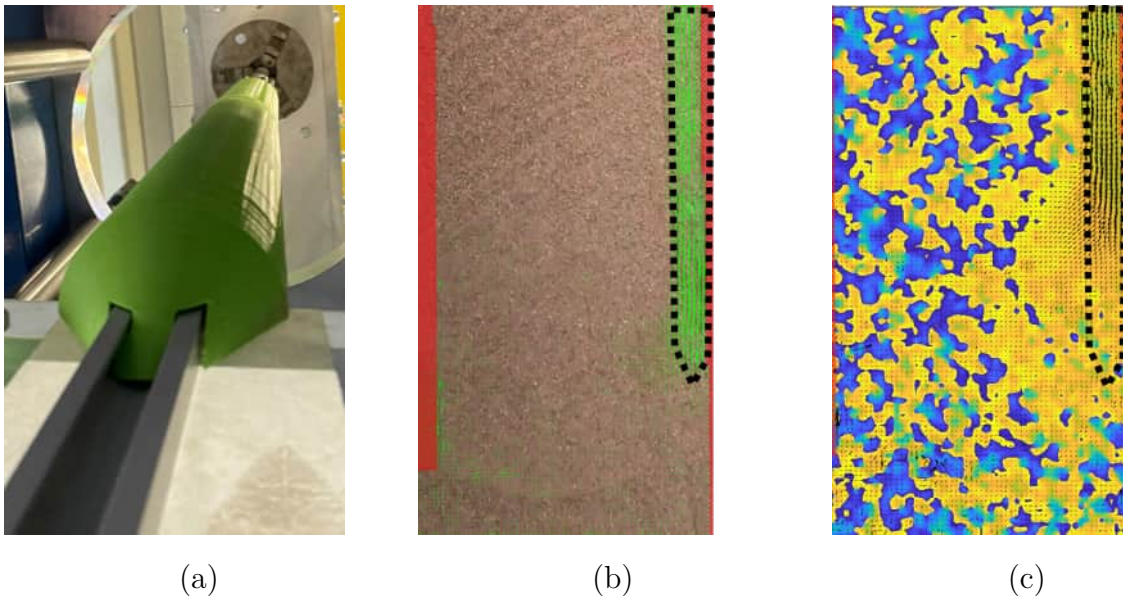
Die anteilig ermittelte Belastung wird als Spannungskonzentration auf die Träger interpretiert. Die Reihenfolge der Kurven zeigt, dass es nach der Phase 3 zu einer Spannungsverteilung gekommen sein muss, da sich diese zum Ende der Phase 4 wieder reduziert.



**Abb. 6.16:** Biegelinie (a) und Biegespannung (b) der Zwischenbohle im Versuch 5 mit der 3D-gedruckten Zwischenbohle AZ 25-800

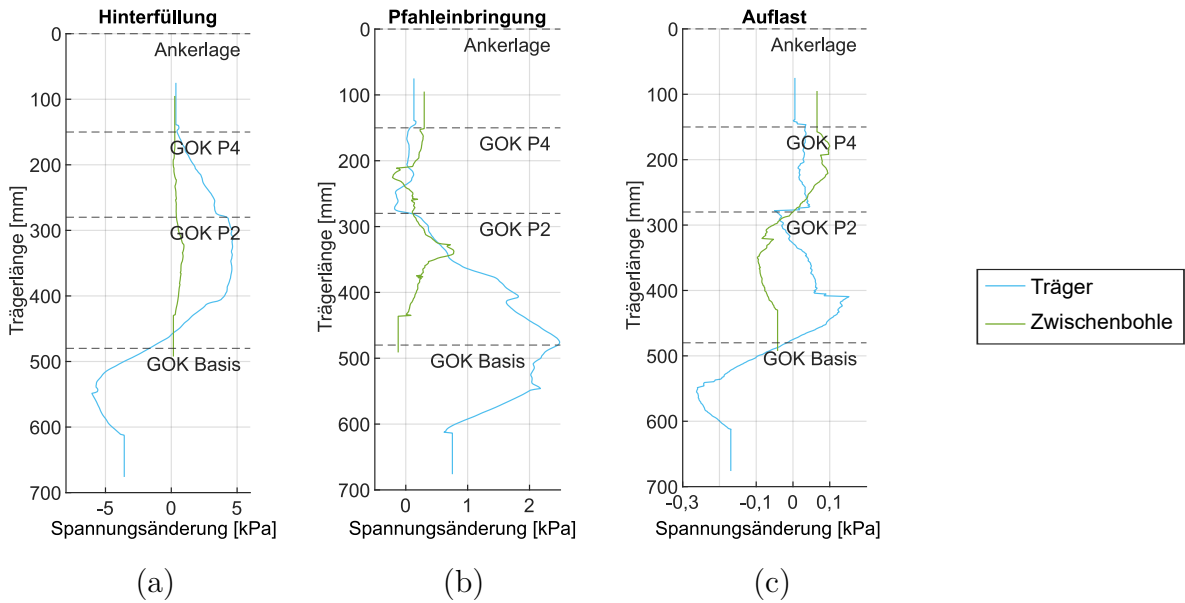
### Pfahleinbringung und Zusatzlast

Die schienengeführte Pfahleinbringung an der Acrylglaswand ist in Abb. 6.17 (a) gezeigt und wird zum Ende der Einbringungsphase mittels PIV-Methode analysiert. Die vektorielle Darstellung der Partikelbewegung in Abb. 6.17 (a) sowie die Richtung der Analyse der Bewegungsrichtung (b) zeigen, dass sich nur ein geringer Einflussbereich durch die Pfahleinbringung einstellt.



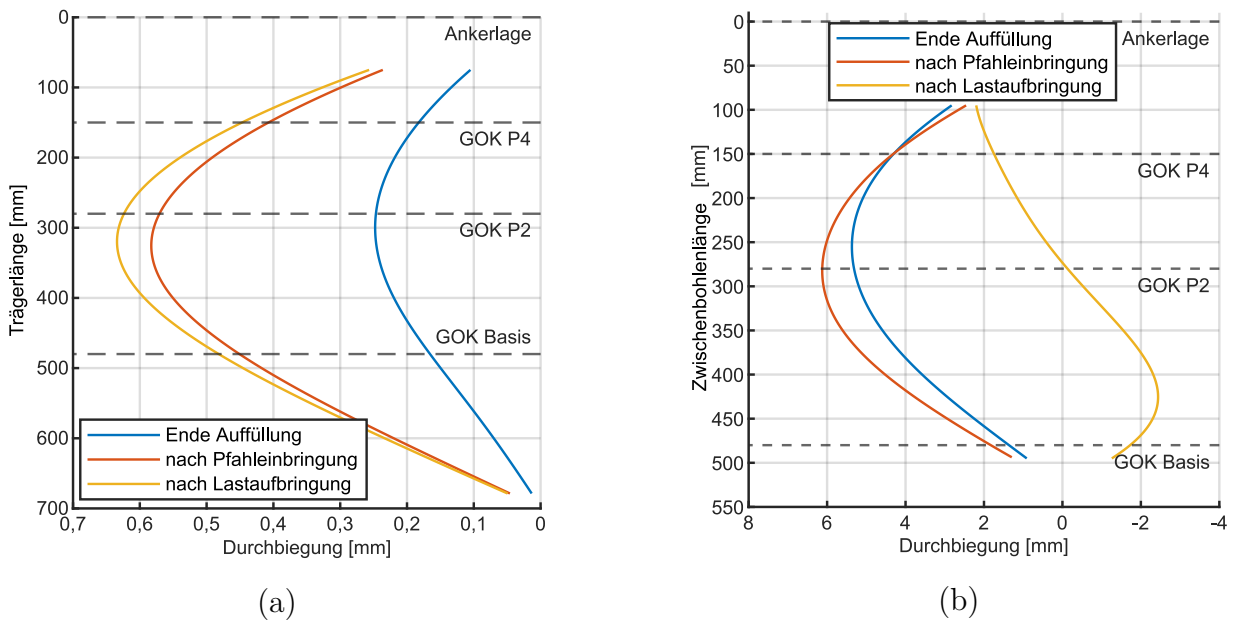
**Abb. 6.17:** Einbringung des Pfahls (a) und Vektordarstellung der PIV- Analyse (b) sowie die Analyse der Bewegungsrichtung (c) in Versuch 4 mit dem Träger HZ 880M C

Wie exemplarisch am Versuch 5 mit dem biegeweicheren Systemquerschnitt HZ 630M gezeigt, führt die Hinterfüllung zu einer größeren Spannungsänderung auf den Trägern und die Zwischenbohle als die Pfahleinbringung im Vergleich zur Hinterfüllung oder die Auflast im Vergleich zur Pfahleinbringung, wie in Abb. 6.18 gezeigt. Die Pfahleinbringung hat im unteren Drittel des Trägers eine Zunahme der resultierenden Belastung von 0,6 kPa zu Folge. Darüber kommt es zur Abnahme der Spannungen auf den Trägern und den Zwischenbohlen, sodass von einer vertikalen Umlagerung des Erddrucks auszugehen ist. Im Zuge der Auflast erreicht die Spannungsänderung nur Werte bis zu 0,2 kPa, welche deutlich geringer als infolge der Pfahleinbringung und viel kleiner also die Auflast von 1,9 kN/m<sup>2</sup> sind. Die Ergebnisse decken sich mit dem Verformungsbild in Abb. 6.13. Entgegen den Erwartungen hat die Auflast nur einen geringen Einfluss. Da sich dieses Verhalten auch bei der Aufbringung von Betongewichten zeigt, ist ein möglicher Lastabtrag von dem Ballasttank über die Oberkante des Versuchskastens auszuschließen. Daher wird insbesondere ein Einfluss durch den Siloeffekt aufgrund der schmalen Breite des Versuchskastens von 400 mm als mögliche Ursache des messtechnisch ermittelten, geringen Einflusses auf die Spannungsänderung angesehen. In einem unendlich ausgedehntem System wäre ein deutlich größerer Einfluss der zusätzlichen Einfluss zu erwarten.



**Abb. 6.18:** Spannungsänderung infolge der Hinterfüllung (a), der Pfahleinbringung gegenüber der Hinterfüllung (b) sowie der Auflast gegenüber der Pfahleinbringung (c) an dem Träger und der Zwischenbohle im Versuch 5 mit dem Träger HZ 630M. Zu beachten ist die unterschiedliche Achsenskalierung

Darüber hinaus kommt es in Folge der Pfahleinbringung zu einer Veränderung der Biegelinie, wie in Abb. 6.19 (a) für den Träger und (b) für die Zwischenbohle dargestellt ist.

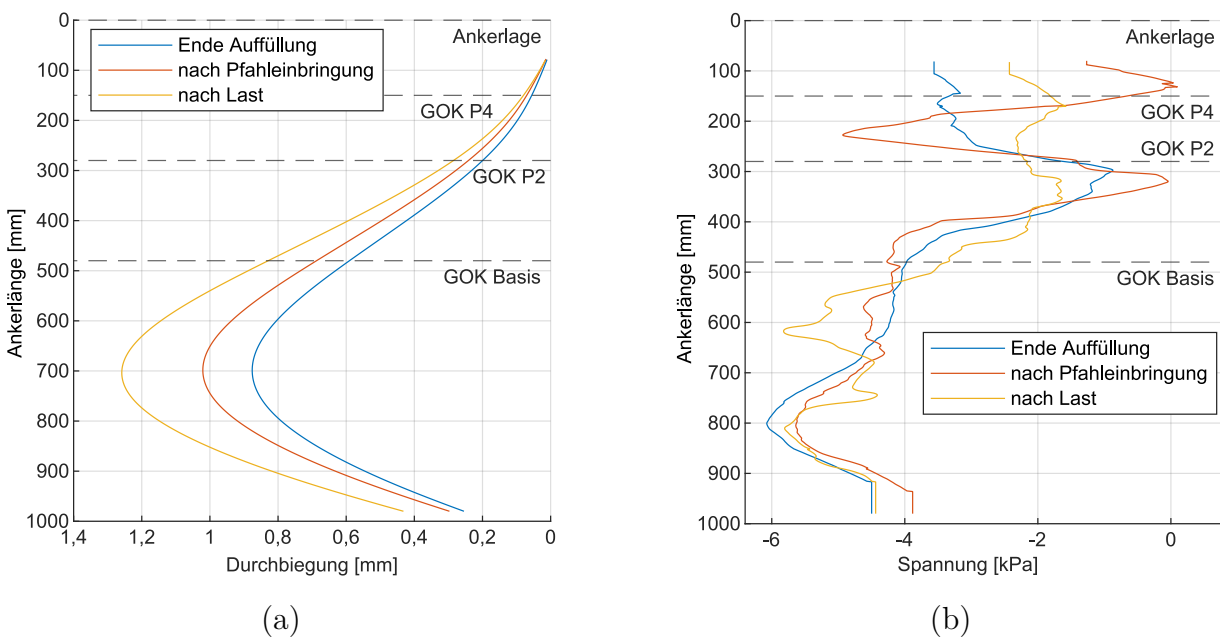


**Abb. 6.19:** Biegelinie des Trägers (a) und der Zwischenbohle (b) im Versuch 5 nach der Auffüllung und der Pfahleinbringung mit dem Träger HZ 630M

Infolge der Pfahleinbringung steigt die Durchbiegung im Träger von 0,25 mm zu 0,58 mm, was einer Steigerung um 230 % entspricht. Die Auflast führt hingegen nur zu einer weiteren Erhöhung von etwa 8 %. Die Zwischenbohle erfährt einen geringeren Zuwachs durch die Pfahleinbringung. Bei der Auflast verändert sich die Form der Biegelinie. Die S-förmige Biegelinie entsteht bei einer Fußbeanspruchung beim Ausknicken infolge der Kombination aus der Belastung durch Normalkraft und Biegemoment. Dadurch wird die vorherige Annahme, dass die aufgebrauchte Belastung nicht planmäßig zu einer vornehmlichen Erhöhung der Horizontalspannung führt, bestätigt.

### Anker

Der Einfluss der Hinterfüllung, der Pfahleinbringung sowie der Auflast auf die Verformung und Belastung des Ankers wird in Abb. 6.20 über die Ankerlänge dargestellt. Im Gegensatz zu den anderen Elementen des Kaimauerabschnitts stellt sich direkt zu Beginn der Auffüllungsphase 1, welche am Ende des Ankers startet, eine deutliche Zunahme der Biegespannung mit bis zu -3 kPa und eine Durchbiegung von 0,25 mm in Feldmitte ein. Die Zunahme der Biegespannung am Ankeranschluss folgt erst mit zunehmender Auffüllung, wie zum Ende der Auffüllung in Abb. 6.20 zu sehen ist. Nach der Auffüllung ist die maximale Durchbiegung 0,9 mm. Die Pfahleinbringung führt im Gegensatz zur Auflast lediglich im ersten Drittel des Ankers zu einer Verdopplung der Belastung. Die Zusatzlast führt auf zwei Dritteln des Ankers zu einer geringen Vergrößerung der Belastung von etwa 20 %.



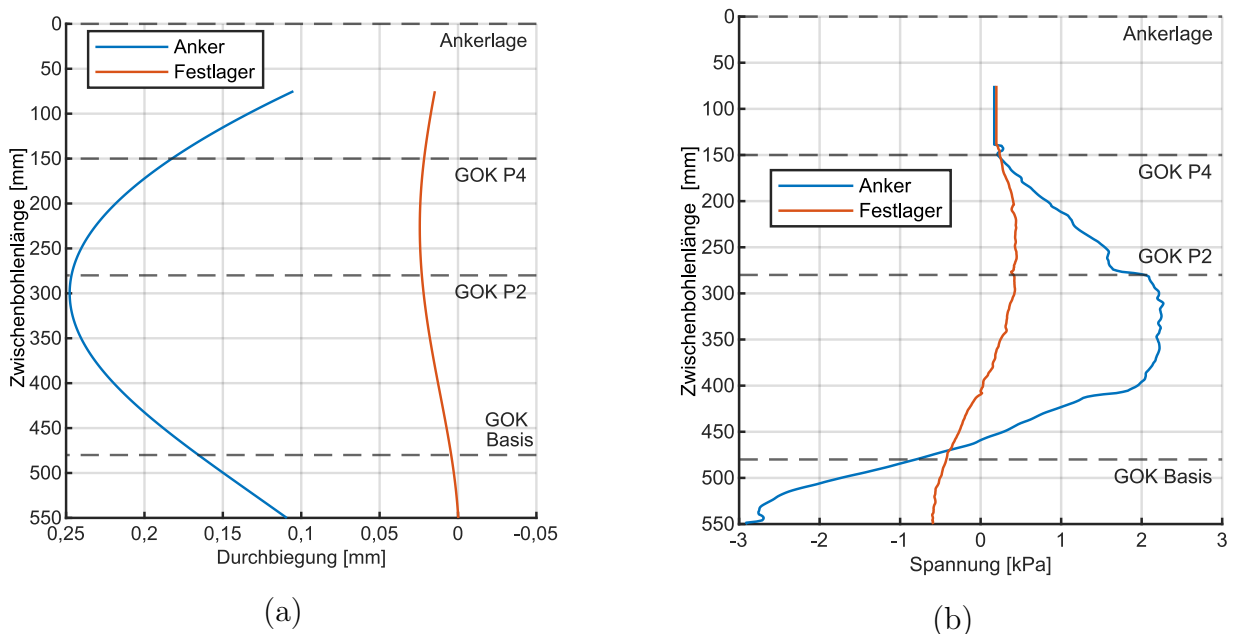
**Abb. 6.20:** Biegelinie (a) und Biegespannung (b) des Ankers im Versuch 5 mit dem Anker HTM 600/136

### Einfluss der Steifigkeit der Rückverankerung

Der Einfluss des Ankers als gebettetes Auflager im Versuch 5 wird im Vergleich zu einem unverschieblichen Auflager (Festlager durch fixierten Querbalken) auf Höhe des Ankeranschlusspunkts im Versuch 7\* deutlich. Der Anker selbst bleibt im Versuch 7\* montiert, um den Einfluss einer möglichen Erddruckabschirmung nicht zu vernachlässigen.

Wie der Abb. 6.21 (a) zu entnehmen ist, kommt es beim Festlager zu keiner Kopfverschiebung des Trägers und zu einer deutlich geringeren Durchbiegung in Feldmitte mit nur 0,025 mm im Vergleich zu 0,25 mm ohne Festlager. Damit korrelierend stellt sich auch eine um 85 % geringere Spannungsdifferenz zum Ende der Hinterfüllung ein, wie in Abb. 6.21 (b) zu sehen ist.

Im Vergleich des Kaimauerabschnitts mit Anker und mit einem Festlager bleibt festzuhalten, dass zwar größere Verformungen der kombinierten Spundwand im Modellversuch festzustellen sind. Allerdings nimmt mit zunehmender Verformung der Struktur auch die Belastung der Zwischenbohlen ab, was einerseits auf die Ausbildung des aktiven Erddrucks sowie der Umlagerung zur steiferen Struktur der Träger hin zurückzuführen ist.



**Abb. 6.21:** Biegelinie (a) und Biegespannung (b) der Zwischenbohle im Versuch 4 (Anker) mit dem skalierten Profilquerschnitt HZ 630M im Vergleich zu Versuch 7\* (Festlager)

## 6.2.4 Fazit

Die durchgeführten 1g-Modellversuche an einem Kaimauerabschnitt zeigen qualitativ, dass

- sich die Systeme mit den höheren Profilquerschnitten als beim skalierten Querschnitt HZ 630M verhältnismäßig steifer verhalten als reale Kaimauern, wie bspw. am *CT Altenwerder* nach Mardfeldt (2005).
- im Zuge der Hinterfüllung die maßgebliche Verformung bereits beim ersten Kontakt zwischen Sand und der Wand erfolgt und sich eine Lastkonzentration zu den Trägern hin einstellt. Dabei ist die Belastung auf halber Höhe des Geländesprungs am größten.
- die Pfahleinbringung zwar vornehmlich im Nahbereich des Pfahls zu einer Verschiebung von Bodenpartikeln führt, aber dennoch eine deutliche Spannungserhöhung insbesondere auf den Trägern im unteren Drittel auftritt. Diese ist doppelt so groß wie im Zuge der Hinterfüllung.
- die Spannungsänderung infolge der Zusatzlast einen untergeordneten Einfluss hat, was möglicherweise auf den Siloeffekt im schmalen Versuchskasten zurückzuführen ist.
- der Anker eine etwa vier Mal so große Durchbiegung erfährt als die Träger und die Zwischenbohle sowie sich eine zusätzliche Belastung bei der Pfahleinbringung und Aufbringung der Zusatzlast einstellt.
- sich bei Verwendung eines Festlagers zwar die Verformung der Träger maßgeblich reduziert, sich aber die Belastung auf die Zwischenbohle vergrößert.

Insgesamt wird in allen Versuchen eine größere Belastung auf den Trägern als auf den Zwischenbohlen gemessen, was für die Ausbildung eines horizontalen Druckgewölbes spricht. Eine deutliche Konzentration der Biegespannung hin zum Ankeranschlusspunkt kann nicht verzeichnet werden. Auf Höhe des zu erwartenden Fußauflagers im unteren Drittel des Trägers wird hingegen eine Konzentration der Spannung ermittelt, was ein erstes Anzeichen für ein vertikales Druckgewölbe darstellen kann.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass sich die Belastung im Zuge der Pfahleinbringung bei einer Wasserbaustelle zu vergrößern scheint. Hier ist zu berücksichtigen, dass im Modellversuch ein Vollquerschnitt als Pfahl verwendet wird und darüber hinaus infolge einer dynamischen Einbringung (Vibrations- oder Schlagrammung) mit weiteren Einflussfaktoren zu rechnen ist.

Für weiterführende Versuche sind größere Versuchsaufbauten oder Messungen am Prototyp zu bevorzugen.

Zur Untersuchung der tatsächlichen aktiven Erddruckverteilung im Prototypmaßstab werden nachfolgend numerische Simulationen durchgeführt, um die Limitierungen im Modellversuch zu überwinden.

## 6.3 Numerische Simulationen

Nachfolgend wird numerisch untersucht, wann es zu einem horizontalen Druckgewölbe zwischen den Trägern kombinierter Spundwände kommt und wie groß die anteilige Lastverteilung ist. Hierzu wird die auftretende Lastverteilung auf das System ermittelt, um die gesuchte Funktion der Lastverteilung bzw. des Erddruckumlagerungsfaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  nach (vgl. Gl. 6.2) zu bestimmen. Die Dimensionsanalyse in Abs. 6.2.1 ergibt fünf  $\Pi$ -Faktoren (vgl. Gl. 6.12), die voraussichtlich den Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  dominieren. Zur Untersuchung dieser  $\Pi$ -Faktoren sind folgende Variationen an einem Kaimauerabschnitt zu betrachten:

- Land- und Wasserbaustelle,
- Biegesteifigkeit der Träger,
- Ankerdehnsteifigkeit und Ankeranschlusshöhe,
- Geländesprunghöhe,
- Einbindetiefe der Wand,
- unterschiedliche Wasserüberdrücke,
- Lagerungsdichte.

Die numerischen Simulationen erfolgen mit dem FEM-Programm Plaxis 3D V22 zunächst im Maßstab der  $1g$ -Modellversuche zur Validierung des Modellierungsansatzes und anschließend im Prototypmaßstab für die Parametervariation. Dabei wird der in Abs. 6.2 beschriebene Querschnitt, angelehnt an das System am *CT Altenwerder* nach Mardfeldt (2005) mit einem Geländesprung  $H_G = 19,7\text{m}$  betrachtet. Es werden angelehnt an die Modellversuche des Prototyps in Abb. 6.3 die kombinierte Spundwand sowie der Anker modelliert.

Die Modellbildung, Simulation und Auswertung erfolgen mit einem Python-Skript, wie nachfolgend beschrieben.

### 6.3.1 Modellbildung

#### Prototyp

Die Modellabmessungen werden mit  $L = 75,0\text{m}$ ,  $B = 1,96\text{m}$  und  $H = 49,5\text{m}$  aus den Simulationen von Mardfeldt (2005) übernommen. Der Bodenkörper besteht aus 10-knotigen Tetraederelementen mit quadratischer Ansatzfunktion. Das Netz wird im Bereich der Spundwand und des anliegenden Bodens dort besonders fein gewählt, wo die größten Verformungen und Spannungen zu erwarten sind. Es ergeben sich ca. 42.100 Elemente, die zusammen mit dem globalen Koordinatensystem in Abb. 6.22 dargestellt sind. Vergleichsrechnungen zeigen, dass bei der gewählten Modellgröße keine Richtungsänderungen der Hauptspannungen an den Rändern auftreten. Daher wird der Diskretisierungsgrad als hinreichend bewertet.

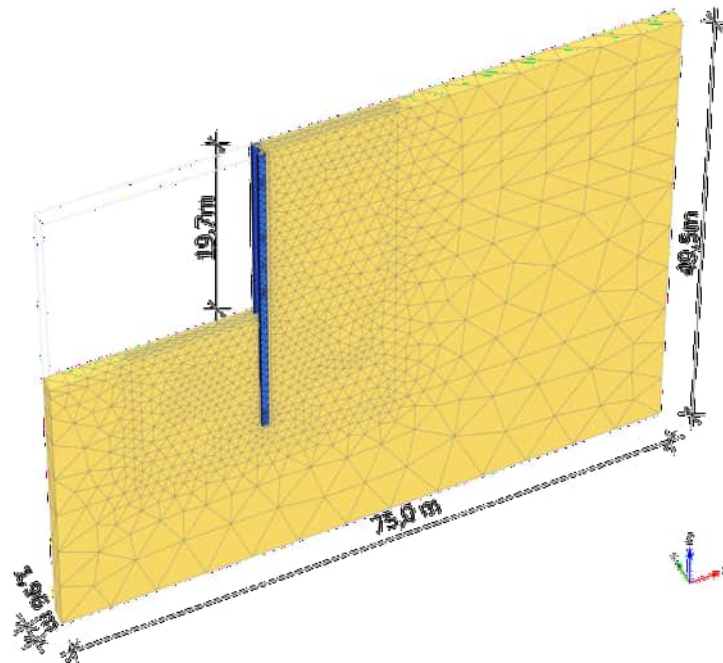


Abb. 6.22: Diskretisiertes FE-Modell zur Abbildung eines Kaimauerabschnitts

Die Steg- und Flanschflächen der Profile werden in ihrer Grundfläche als rechteckig idealisiert, wie in Abb.6.23 dargestellt. Unter Ausnutzung der Systemsymmetrie wird das System der kombinierten Spundwand in der Mitte der Träger geschnitten. Alle Elemente der kombinierten Spundwand werden mit Schalenelementen modelliert.

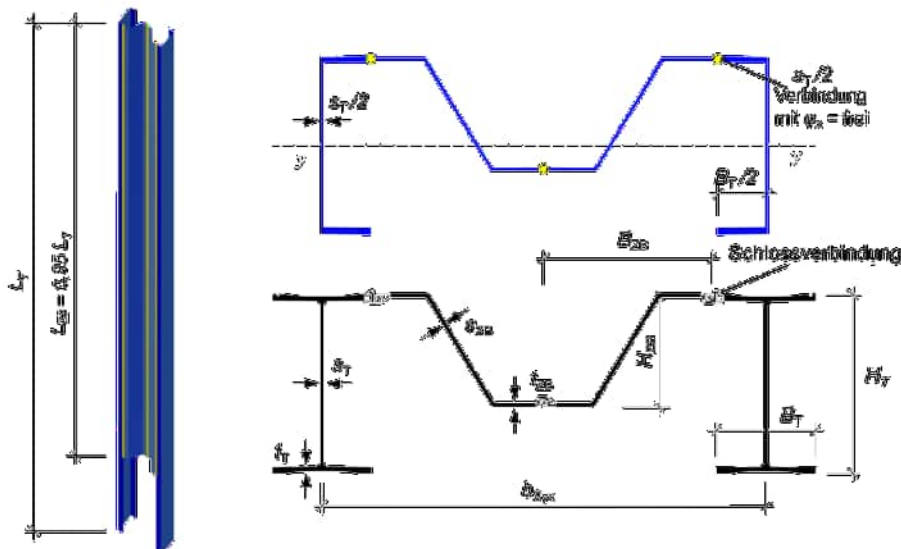


Abb. 6.23: Darstellung des realen Spundwandensystems mit dem Träger HZ 880 C und der Zwischenbohle AZ 25-800 (rechts unten) sowie das idealisierte Modell mit gelenkig verbundenen Schalenelementen (rechts oben und links)

Zur Berücksichtigung der Rotationsfähigkeit der Schlossverbindungen werden Verbindungselemente jeweils zwischen den Schalenelementen angeordnet, die die Verdrehung  $\varphi_x$  ermöglichen. Dieser Modellierungsansatz entspricht nach Just (2020) nicht verschweißten oder verpressten Spundwandschlössern. Die geometrischen Daten der modellierten Spundwand des Referenzsystems sind in Tab. 6.5 aufgeführt.

**Tab. 6.5:** Querschnittsgrößen der modellierten kombinierten Spundwand im Referenzsystem

$I_y$	$L_T$	$b_{\text{sys}}$	$B_T$	$H_T$	$t_T$	$s_T$	$B_{ZB}$	$H_{ZB}$	$t_{ZB}$	$s_{ZB}$
[cm <sup>4</sup> ]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
268.670	33,0	206,0	46,0	83,1	2,4	1,5	80	47,5	1,25	1,0

In P. Vogel (2022) wird gezeigt, dass mit *embedded beam*-Elementen für Kaiplattenpfähle ein mit Volumenpfählen vergleichbares Tragverhalten abgebildet werden kann. Daher kann auch bei der Modellierung des Schrägpfahls bzw. Ankers mit einem Balkenelement als *embedded beam* angenommen werden, dass etwaige Abschirmeffekte des Erddrucks mit dem Elementtyp abgebildet werden. Dem Bauteil werden die Abmessungen des beim *CT Altenwerder* eingesetzten Zugpfahls *HTM 600/136* vorgegeben. Die Querschnittskennwerte sind zusammen mit Angaben der Elementtypen im Anhang G.1 zu finden.

Die Boden-Bauwerksinteraktion wird über Interface Elemente mit dem Coulomb'schen Reibungsmodell mit dem Reibkoeffizienten  $\mu = 0,7$  abgebildet.

### Modell

Die Modellierungsweise ist im Modell- und Prototypmaßstab identisch. Im numerischen Modell zur Simulation der 1g-Modellversuche werden die Geometrien des Versuchskastens und der skalierten Modellbauteile übernommen (vgl. Abs. 6.2.2). Hierbei ist es erforderlich, die in Plaxis 3D V22 verwendeten Standardeinheiten wie folgt festzulegen: [Kraft] = N, [Längen] = mm und [Zeit] = s. Andernfalls kommt es bei der Modellierung im Modellmaßstab zu Einträgen in der Steifigkeitsmatrix, die infolge der von Plaxis 3D V22 begrenzten Betrachtung der Nachkommastellen als null interpretiert werden und die Simulationen brechen ab.

In Vogelsang (2017) wird auf den Einfluss des Siloeffekts in Versuchsbehältern hingewiesen und eine Methode zur numerischen Abbildung des Anfangsspannungszustands erarbeitet. Zur Anwendung dieser Methode werden die Seitenelemente des Versuchskastens mit nahezu unendlich steifen Schalenelementen unter Berücksichtigung des Reibungskontakts und Interface-Elementen abgebildet. Weiterhin werden die Bodenschichten zunächst mit 10 % der Erdbeschleunigung aktiviert und jeweils im darauffolgenden Berechnungsschritt erst mit 100 % der Erdbeschleunigung beaufschlagt. So kann sich nach Vogelsang (2017) ein realitätsgerechter Spannungszustand unter Berücksichtigung des Siloeffekts einstellen.

Für den Kontakt zu den Seitenwänden wird vereinfachend, der versuchstechnisch für den 3D-gedruckten Kunststoff bestimmte, Reibungskoeffizient angesetzt. Dieser wird zur Beschreibung des Kontakts zwischen dem Modellboden *Hamburger Sand* und den 3D-gedruckten Bauteilen in modifizierten Einzelscherversuchen mit  $\mu = 0,79$  bestimmt.

### 6.3.2 Bauablauf und Lastgeschichte

Die Modellierung des Bauablaufs unterscheidet sich zwischen Wasser- (WBS) und Landbaustelle (LBS). Bei der Landbaustelle werden ausgehend von einem initialen Erdruchdruckzustand mit  $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$  auf dem Geländeniveau an der OK Kaimauerkopf die Strukturelemente aktiviert (Phase 0 - 3) und es erfolgt in sechs Lagen eine wasserseitige Deaktivierung der Bodenelemente als Idealisierung der Abgrabung (Phase 4 - 9).

Bei der Wasserbaustelle erfolgt die Initialisierung im Erdruchdruckzustand auf Höhe der Hafensohle, gefolgt von der Aktivierung der Strukturelemente sowie der landseitigen Bodenelemente als idealisierte Hinterfüllung in sechs Lagen (Phase 4 - 9). Die Aktivierung der einzelnen Bauteile der Kaimauer erfolgt „wished in place“, sodass der Einbauvorgang nicht berücksichtigt wird.

Abweichend davon erfolgt die Simulation im Modellmaßstab in nur drei Phasen, um den Versuchsablauf nach Abb. 6.11 besser zu erfassen. Die tatsächliche kegelförmige Auffüllung vom Anker bis zur Wand kann mit der gewählten numerischen Methode nicht berücksichtigt werden.

In einer weiteren Phase wird eine Wasserstandsänderung simuliert, die dem Lastfall Sunk 1 nach HPA (2013) entspricht. Dabei liegt das Bezugsniveau Normalhöhennull (NHN) im Modell bei  $z = -3,00$  m unterhalb der Modelloberkante. Auf ein mittleres Tideniedrigwasser (MTnW, bei  $-1,70$  m NHN) folgt ein mittleres Tidehochwasser (MThW, bei  $+1,00$  m NHN). Aus der zeitversetzten Wasserspiegelsenkung resultiert nach EAU (2020) ein Wasserüberdruck von  $w_0 = 27,0$  kN/m<sup>2</sup>.

Für Vergleichsrechnungen zur Anwendung des entwickelten Lastansatzes wird außerdem der Lastfall Sunk 3 nach den Vorgaben von HPA (2013) simuliert. Hier wird von einem Hochwasserereignis ausgegangen, auf das ein Niedrigwasserereignis folgt. Der landseitige Grundwasserstand befindet sich auf Höhe der GOK und der freie Wasserspiegel bei  $-1,00$  m NHN. Daraus ergibt sich ein Wasserüberdruck von  $w_1 = 40,0$  kN/m<sup>2</sup>.

Die einzelnen Bauphasen sind in Anhang G.2 für beide Bauweisen dargestellt.

### 6.3.3 Stoffmodelle

Die Simulationen erfolgen unter Verwendung des Stoffmodells „Hardening Soil model small-strain stiffness“ (HS-small) für den Sand. Nach Brinkgreve u. a. (2010) können die Materialparameter direkt in Abhängigkeit der Lagerungsdichte (Faktor  $\Pi_1 = I_D$ ) bestimmt werden. Die Validierung an Laborversuchen sowie die verwendeten Formeln sind Brinkgreve u. a. (2010) zu entnehmen.

Das HS-small Modell nach Schanz u. a. (1999) antwortet nicht-linear elastisch, isotrop verfestigend. Dabei handelt es sich um ein plastisches Stoffmodell mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb unter Berücksichtigung deviatorischer und volumetrischer Verfestigung. Die Steifigkeit wird spannungsabhängig für die Erstbelastung sowie Ent- und Wiederbelastung berücksichtigt. Damit bildet das Stoffmodell die Bodeneigenschaften hinreichend ab, um die Spannungsänderungen auf einer kombinierten Spundwand zu ermitteln.

### Prototyp

In der Tab. 6.6 sind die Stoffparameter für das Referenzsystem mit einem Verdichtungsgrad von  $I_D = 0,6$ , bei einer Referenzspannung  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  zusammengetragen. Diese werden für das Referenzsystem verwendet. Die Stoffparameter für die im weiteren Verlauf der Arbeit folgenden Parametervariationen sind dem Anhang G.1 zu entnehmen.

Der Stahl wird für alle Bauteile elastoplastisch mit  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$  und einer Streckgrenze von  $355 \text{ MPa}$  modelliert. Dabei wird als Querkontraktionszahl  $\nu = 0,27$  sowie als Wichte  $78,50 \text{ kN/m}^3$  angenommen.

### Modell

Für die Simulation des  $1g$ -Modellversuchs werden die Stoffparameter für den verwendeten Hamburger Sand (HH Sand) bestimmt. Die mittels Laborversuchen erzielten Materialparameter bei  $I_D = 0,6$  sind den Kennwerten nach Brinkgreve u. a. (2010) in Tab. 6.6 gegenübergestellt.

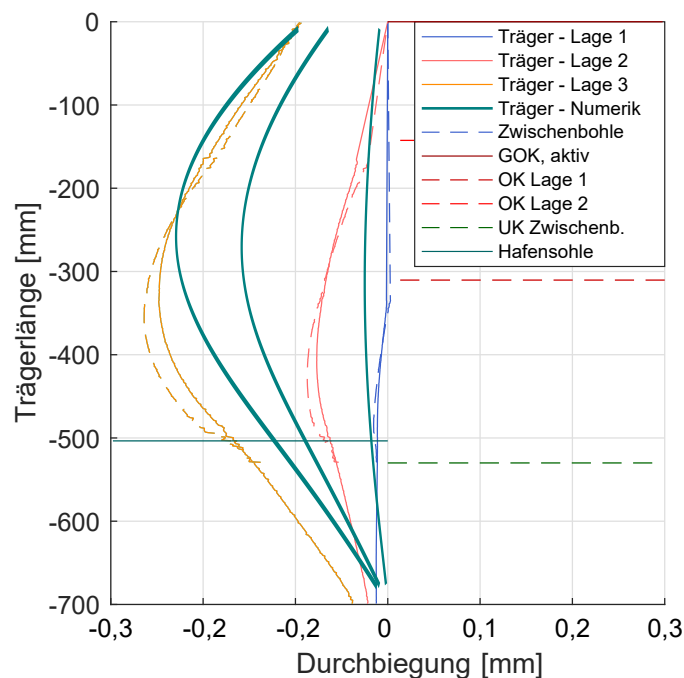
Die Modellbauteile werden mit einem linear-elastischen Materialansatz modelliert, da durch den Vergleich der durchgeführten 4-PBV und der Modellversuche keine plastischen Verformungen zu erwarten sind. Die Steifigkeit wird aus den durchgeführten Biegeversuchen mit  $2.951 \text{ MN/m}^2$  für einen Füllheitsgrad von  $30\%$  sowie  $3.660 \text{ MN/m}^2$  für einen Füllheitsgrad von  $70\%$  (vgl. Anhang F.2) übernommen. Die Querkontraktionszahl wird mit  $\nu = 0,36$  und die Wichte mit  $12,12 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.

**Tab. 6.6:** Stoffparameter nach Brinkgreve u. a. (2010) sowie für den Hamburger Sand, bei  $I_D = 0,6$  und  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  für das Hardening Soil Modell small strain

Parameter	Einheit	Brinkgreve	Hamburger Sand
$\gamma_{\text{unsat}}$	$[\text{kN/m}^3]$	17,4	15,1
$\gamma_{\text{sat}}$	$[\text{kN/m}^3]$	20,0	19,1
$E_{50}^{\text{ref}}$	$[\text{kN/m}^2]$	36.000	35.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$[\text{kN/m}^2]$	36.000	35.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$[\text{kN/m}^2]$	108.000	55.720
$G_0^{\text{ref}}$	$[\text{kN/m}^2]$	100.800	100.000
$m$	$[-]$	0,513	0,60
$\gamma_{0,7}$	$[\text{kN/m}^3]$	$1,4^{-4}$	$1,2^{-4}$
$\varphi'$	$[\circ]$	35,5	39,6
$\psi$	$[\circ]$	5,5	10,0
$R_f$	$[-]$	0,925	0,9

### 6.3.4 Validierung

Zur Validierung des numerischen Modells werden die 1g-Modellversuche simuliert. Wie beispielhaft in Abb. 6.24 für den Versuch 5 mit dem skalierten Profilquerschnitt des Trägers HZ 630M dargestellt, wird eine zufriedenstellende Übereinstimmung der numerischen Simulation mit den gemessenen Verformungen (vgl. Abs. 6.2.3) erzielt. Bei den einzelnen Phasen gibt es Abweichungen, die auf die Modellierung der Hinterfüllung in gleichmäßigen horizontalen Lagen zurückzuführen sind. Im Versuch erfolgt die Hinterfüllung über die Lagen nicht in gleichen Volumenanteilen und darüber hinaus in Einrieselphasen vom Ankerende zum Ankerkopf hin. Dennoch zeigt sich für den Endzustand eine hinreichende Übereinstimmung des Last-Verformungsverhaltens des modellierten Systems.



**Abb. 6.24:** Biegelinie der numerischen Simulation des Versuchs 5 mit dem skalierten Profilquerschnitt des Trägers HZ 630M im Vergleich zu den Messdaten

Die Spannungsverteilungen auf die Träger und die Zwischenbohle der numerischen Simulation sind in Anhang G.2 dargestellt. Für die Träger ist die Verteilung vergleichbar. Für die Zwischenbohle ergeben sich in der Simulation mit bis zu 2 kPa größere Spannungen als im Versuch gemessen. Hier ist ein direkter Vergleich aufgrund der versuchstechnisch ermittelten Biegespannung im Vergleich zum ermittelten Erddruck in der Simulation nicht möglich. Da für die Zwischenbohlen in der Realität eine gebettete Lagerung über die Schlösser zu den Trägern vorliegt, die damit abhängig von der Trägerverformung ist, wird davon ausgegangen, dass hier die numerische Simulation Spannungen in der richtigen Größenordnung auf den Zwischenbohlen wiedergibt. Insgesamt zeigt sich eine zufriedenstellende Abbildung des zu erwartenden Last-Verformungsverhaltens, sodass nachfolgend Simulationen im Prototypmaßstab erfolgen.

### 6.3.5 Parametervariation

Wie die Dimensionsanalyse in Abs. 6.2.1 zeigt, sind zur Ermittlung der gesuchten Funktion für den Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  sechs II-Faktoren zu untersuchen. Die anderen Größen werden nach Abs. 6.3.1 des Referenzsystems konstant gehalten. Für die LBS werden voraussichtlich geringere Verformungen sowie eine größere Neigung zu einem vertikalen Druckgewölbe gegenüber der WBS auftreten (vgl. Bergs, 2005 sowie EAU, 2020). Folgender Einfluss wird bei der Variation der sechs Parameter erwartet:

#### II<sub>1</sub> Lagerungsdichte

- höhere Lagerungsdichte → steigender Dilatanzwinkel  $\psi$  → höhere Neigung zur Gewölbebildung
- höhere Lagerungsdichte → geringere horizontale Erddrücke durch Anpassung vom Erddruckbeiwert  $K_{\text{ah}}(\varphi)$
- Einfluss auf Wichte

#### II<sub>2</sub> Biegesteifigkeit der Träger für die Profile HZ 630MC, HZ 880MC, HZ 1080MC und HZ 1180MC (vgl. ArcelorMittal, 2022b)

- steigende Biegesteifigkeit → eine stärkere Lastumlagerung auf die Träger

#### II<sub>3</sub> Dehnsteifigkeit des Ankers

- Erhöhung der Dehnsteifigkeit des Ankers → stärkere Lastumlagerung auf die Träger sowie insbesondere eine stärkere Neigung zur Ausbildung eines vertikalen Erddruckgewölbes

#### II<sub>4</sub> Geländesprunghöhe

- Zunahme der Geländesprunghöhe → größeren Verformungen der Wand → größere Neigung zur Gewölbebildung

#### II<sub>5</sub> Trägerlänge

- größere Trägerlänge → größere Einspannung bzw. höhere Systemsteifigkeit → stärkere Ausbildung eines vertikalen sowie horizontalen Gewölbes

#### II<sub>6</sub> Ankeranschlusshöhe

- tieferliegende Ankerlage → höhere Systemsteifigkeit → stärkere Ausbildung eines vertikalen sowie horizontalen Gewölbes

Die Berechnungen erfolgen jeweils als Land- und als Wasserbaustelle. Es ergeben sich insgesamt  $2 \cdot 20 = 40$  Berechnungen. Zusätzlich zur Betrachtung des Einflusses der II-Faktoren wird die Einbaurichtung der Zwischenbohle im Referenzsystem verändert (wasserseitige und landseitige Anordnung).

Eine Übersicht der variierten Parameter mit zugehörigen Kennwerten sowie daraus berechnete  $\Pi$ -Werte sind in der Tab. 6.7 aufgeführt. Die Parameter des Referenzsystems sind fett dargestellt.

**Tab. 6.7:** Maßgebende Parameter der Variationen und zugehörige dimensionslose  $\Pi$ -Faktoren zur Untersuchung des Einflusses auf die Erddruckverteilung. Werte im Referenzsystem sind fett markiert

Lagerungsdichte					Trägerquerschnitt						
$\Pi_1 = I_D$					$\Pi_2 = \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5}$						
$I_D$	[-]	0,4	0,5	<b>0,6</b>	0,7	$I_T$	[dm <sup>4</sup> ]	23,2	<b>41,9</b>	85,0	101,9
$\Pi_1$	[-]	0,4	0,5	<b>0,6</b>	0,7	$\Pi_2$	[-]	0,008	<b>0,015</b>	0,03	0,036

Ankerquerschnitt					Geländesprunghöhe					
$\Pi_3 = \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3}$					$\Pi_4 = \frac{b_{sys}}{H_G}$					
$A_A$	[cm <sup>2</sup> ]	116	<b>168</b>	230	$H_G$	[m]	16,7	18,3	<b>19,7</b>	21,2
$\Pi_3$	[-]	16	<b>23</b>	30	$\Pi_4$	[-]	0,09	0,1	<b>0,11</b>	0,12

Trägerlänge					Ankerkopflage							
$\Pi_5 = \frac{L_T}{H_g}$					$\Pi_6 = \frac{a_A}{H_G}$							
$L_T$	[m]	29,7	<b>33,0</b>	36,2	39,6	$a_A$	[m]	<b>0,0</b>	1,0	2,0	3,0	5,0
$\Pi_5$	[-]	1,5	<b>1,7</b>	1,8	2,0	$\Pi_6$	[-]	<b>0,0</b>	0,05	0,1	0,15	0,25

Für die erläuterten Variationen werden zunächst die Erddruckverläufe mit analytischen Berechnungsmethoden verglichen. Dazu werden aus den numerischen Simulationen die Kontaktnormalspannungen auf den Schalenelementen jeweils an drei Stützstellen je Bauteilbreite bestimmt und gemittelt. Um eine mögliche Gewölbeförderung zu untersuchen, wird der Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  nach Abs. 6.1 ermittelt. Für die Berechnung der Lastverteilung werden dabei jeweils die horizontalen Anteile der Kontaktnormalspannung auf die Strukturelemente nach Abb. 6.2 bestimmt.

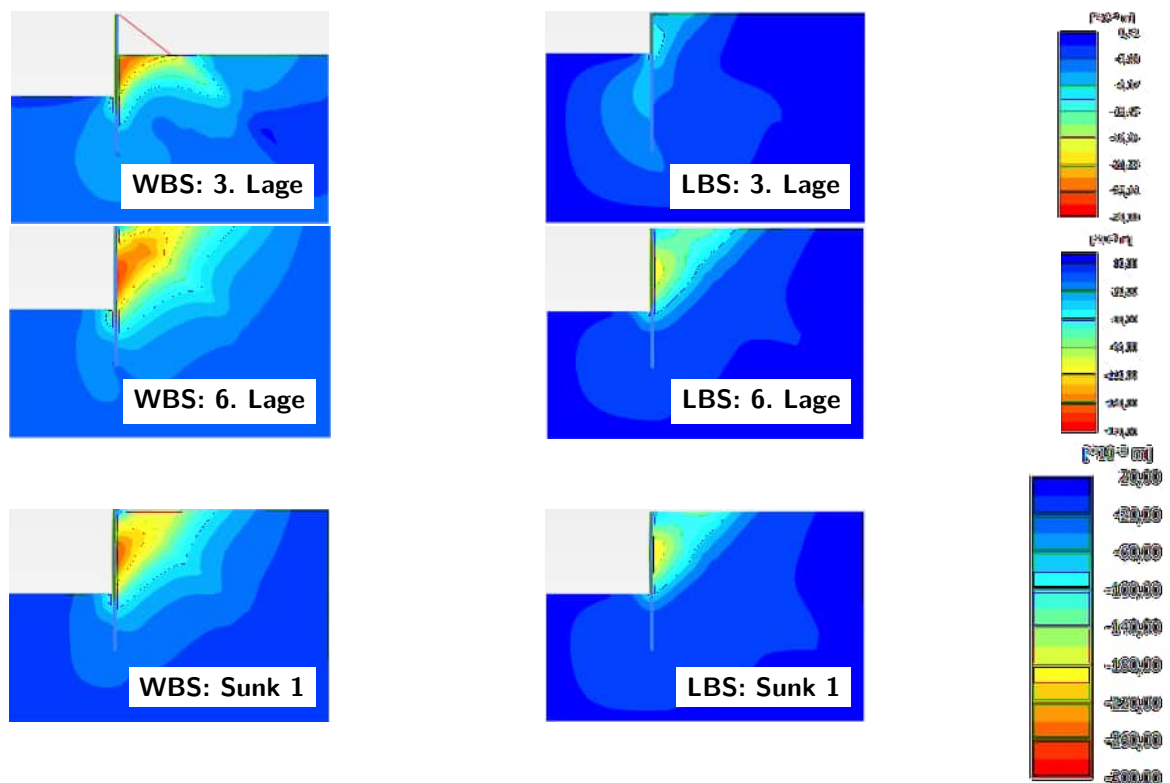
Anschließend wird eine Formel in Abhängigkeit der variierten  $\Pi$ -Werte abgeleitet, um eine realitätsgetreue Berücksichtigung der Erddruckverteilung auf kombinierte Spundwände im Sand zu ermöglichen.

Das Vorgehen zur Ermittlung des Gewölbefaktors  $\eta_{Gew}$  gemäß Abs. 6.1 wird anhand des Referenzsystems nachfolgend erläutert.

### 6.3.6 Ergebnisse des Referenzsystems

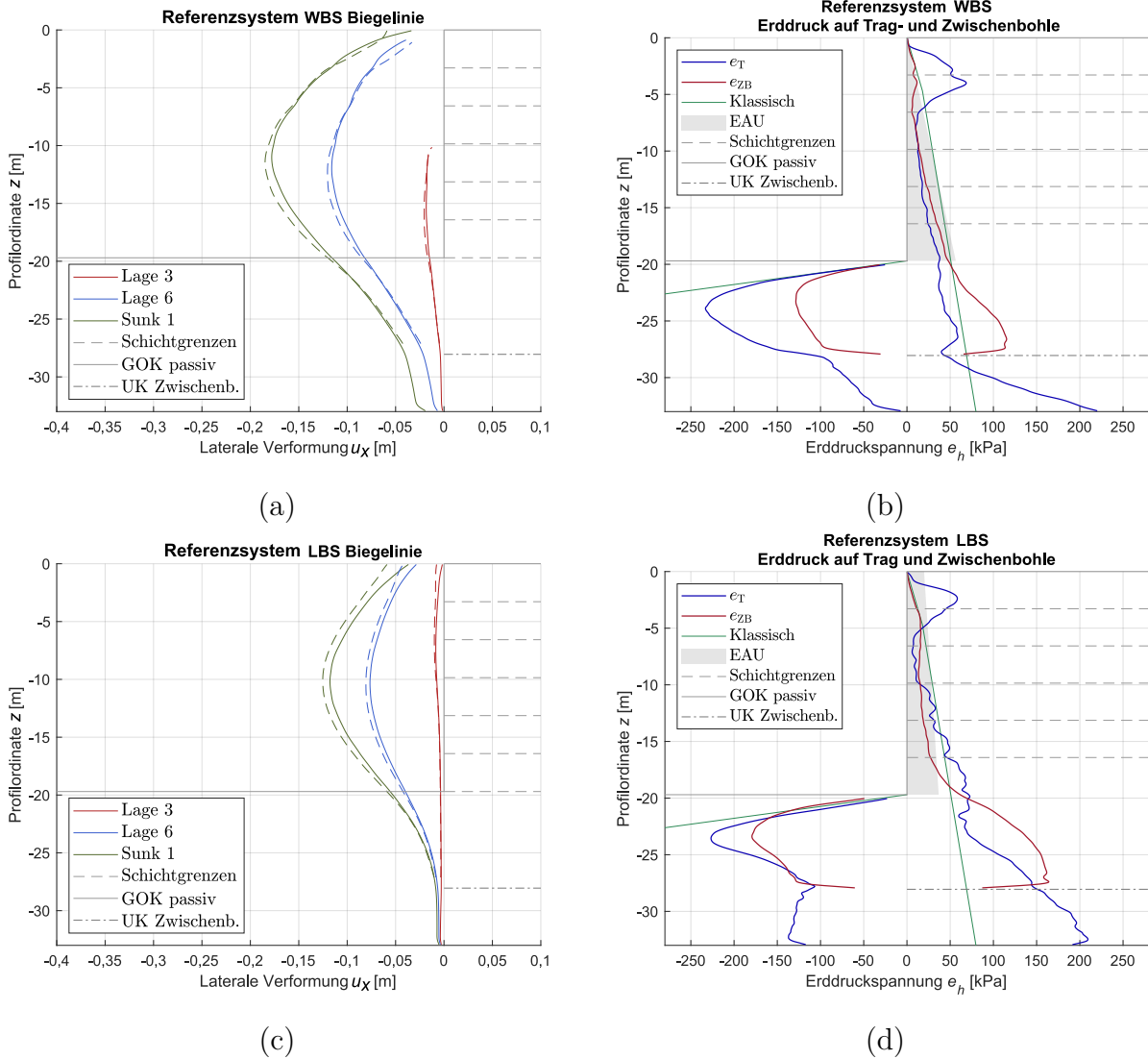
#### Variation des Herstellungsverfahrens

In der seitlichen Ansicht des Modells zeigen die Konturplots in Abb. 6.25 die horizontalen Verschiebungen  $u_x$  für die WBS und LBS bei halber Hinterfüllung / Abgrabung (Lage 3) und vollständiger Hinterfüllung / Abgrabung (Lage 6) sowie mit angepasstem Wasserstand (Sunk 1). Es ergeben sich maximale Verschiebungen der kombinierten Spundwand nach Erreichen der Zielhöhe bei der WBS von 15 cm (Hinterfüllung) und 27 cm (Sunk 1) bei der LBS von 11 cm (Abgrabung) und 22 cm (Sunk 1). Bei der LBS liegt die maximale Verformung knapp 2 m oberhalb derer bei der WBS, was auf einen größeren Einspanngrad am Fuß infolge der Herstellungsvariante zurückzuführen ist. Das bestätigt auch die größere Fußverschiebung bei der WBS, wie die Biegelinien der Systeme in Abb. 6.26 (a und d) verdeutlichen. Die Größenordnung und der Verlauf der Verformungen entspricht im Realmaßstab den Erwartungen und ist vergleichbar mit Messungen realer Kaimauern, wie bspw. am *CT Predöhlkai* und *CT Altenwerder* (vgl. Gattermann, 1998; Stahlhut, 2000; Mardfeldt, 2005; Bergs, 2005; Henke, 2008 sowie Henke und Grabe, 2011).



**Abb. 6.25:** Konturplots der horizontalen Verschiebungen  $u_x$  des Referenzsystems für die Wasserbaustelle (links) und die Landbaustelle (rechts)

Das tatsächliche Tragverhalten des Systems bei Herstellung als WBS und LBS wird in Abb. 6.26 (b und d) durch die Ermittlung der anteiligen horizontalen Erddruckspannungen  $e_T$  und  $e_{ZB}$  (vgl. Abs. 6.1) deutlich. Dargestellt werden hier zusätzlich die klassische Berechnung nach DIN 4085:2017-08 sowie die Umlagerungsfigur nach EAU (2020).



**Abb. 6.26:** Biegelinie und Spannungsverteilung im Referenzsystem als Wasser- (a-b) und Landbaustelle (c-d) für die Zwischenbohle (gestrichelt) und die Träger (durchgezogen)

Die Ergebnisse zeigen auf den Trägern (blau) eine deutliche Konzentration der Erddruckspannungen auf der aktiven Seite auf Höhe der Ankerlage sowie zum Fuß hin. Dem gegenüber steht auf der passiven Seite eine Konzentration der ermittelten Spannungen bei einem Drittel der Einbindetiefe. Entgegen dem klassischen Ansatz erfahren die Zwischenbohlen eine mit der Tiefe zunehmende Belastung, die ab Mitte der Geländesprunghöhe größer ist als die auf die Träger wirkende Spannung.

Auf der passiven Seite liegt die ermittelte Kontaktspannung etwa in halber Größenordnung derer auf den Trägern bei einer Konzentration in gleicher Höhe. Insgesamt sind die Spannungsanteile geringer in der Feldmitte als der Ansatz nach EAU (2020). Im Vergleich dazu kommt es bei der LBS zu einer größeren Spannungskonzentration zum Fuß hin sowohl auf den Trägern als auch auf der Zwischenbohle. Bei beiden Herstellungsvarianten ist ein vertikales Druckgewölbe zu erkennen, wobei der Effekt der erhöhten Spannungskonzentration bei LBS größer ist, wie der Verteilung der Spannungen in den Schnitt in Anhang G.2 zu entnehmen ist

Für den Bauzustand nach der Hinterfüllung bzw. Abgrabung lässt sich zusammenfassend festhalten, dass

- sowohl bei der WBS als auch der LBS Anzeichen für ein vertikales Druckgewölbe erkennbar sind.
- bei beiden Bauweisen die Zwischenbohlen, insbesondere unterhalb der Hafensohle, größere Spannungen erfahren als die Träger.

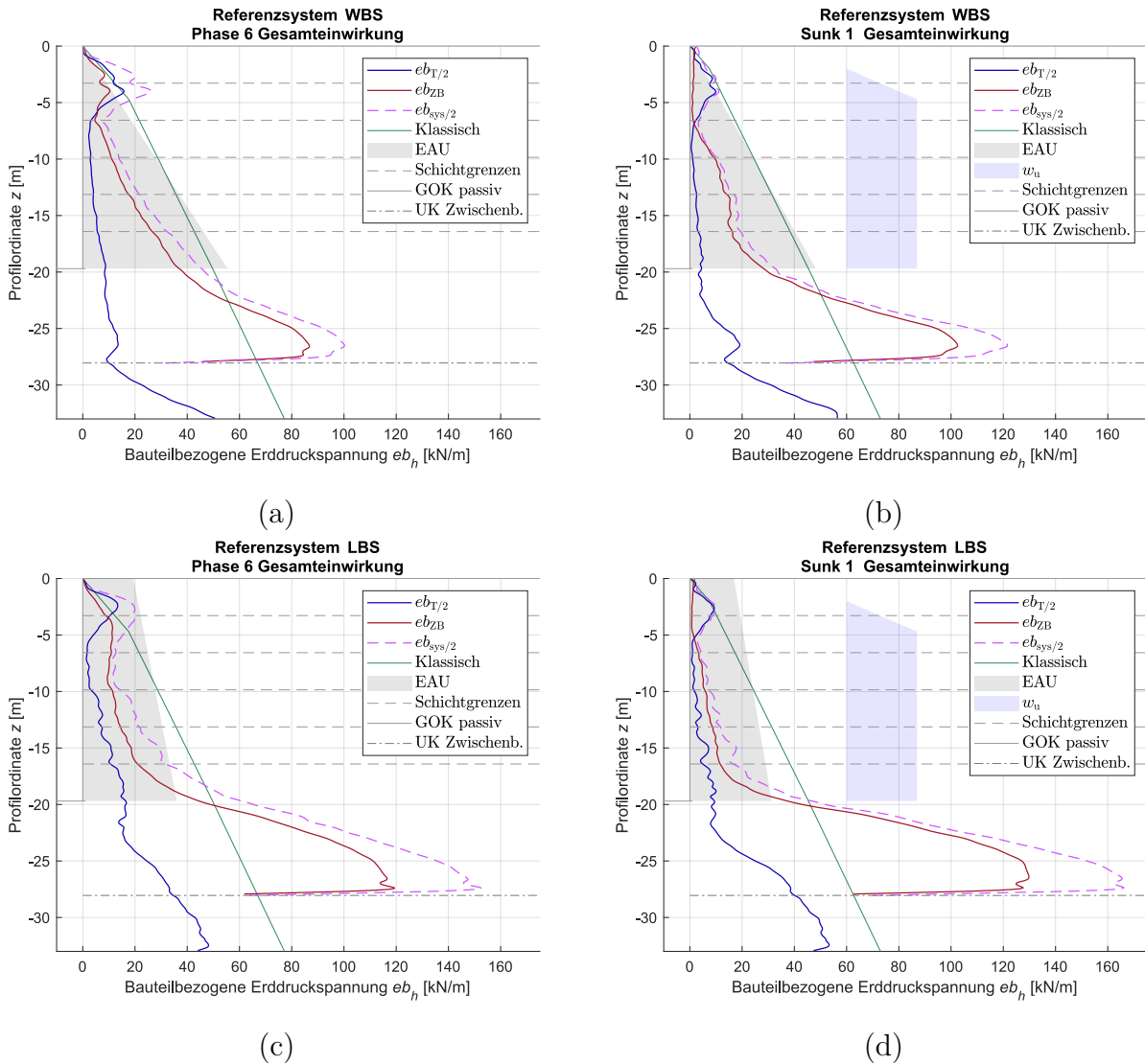
Um einen absoluten Vergleich der Einwirkungen zu ermöglichen, werden nach Abs. 6.1 die ermittelten Spannungsanteile für die Träger und die Zwischenbohle auf die projizierten Bauteilbreite bezogen. Diese sind für die Hinterfüllung (Phase 6) und den Lastfall Sunk 1 in Abb. 6.27 dargestellt und werden als „Gesamteinwirkung“ bezeichnet. Die summierte Belastung wird als  $e_{b_{sys}}/2$  der klassischen Berechnung und der Umlagerungsfigur nach EAU (2020) gegenübergestellt. Beim Lastfall Sunk 1 wird vergleichend der Wasserüberdruck dargestellt.

Bei der WBS findet im Lastfall Sunk 1 eine Spannungsumlagerung zum Fußpunkt hin statt, wodurch die klassische Berechnung ebenso wie die Umlagerungsfigur nach EAU (2020) bis zur Hafensohle geringere Werte ergeben als in den numerischen Simulationen.

Darunter kommt es allerdings zu einer deutlichen Unterschätzung der Einwirkungen, insbesondere derjenigen, die auf die Zwischenbohle wirken. Dieses Phänomen wird noch deutlicher bei der LBS. Hier stellt die Umlagerungsfigur nach EAU (2020) eine bessere Näherung dar als bei der WBS.

Für die Ermittlung des Gewölbefaktors des Erddrucks zur Anwendung im analytischen Bemessungskonzept muss die Aufteilung des Erddrucks in dem numerischen Modell mit der Verteilung im Grenzsituation der Tragfähigkeit (GZT) übereinstimmen. Ein tatsächlicher Vergleich in einer Parametervariation im GZT ist nicht zielführend, da hier in den Simulationen mit signifikanten Spannungsspitzen zu rechnen ist.

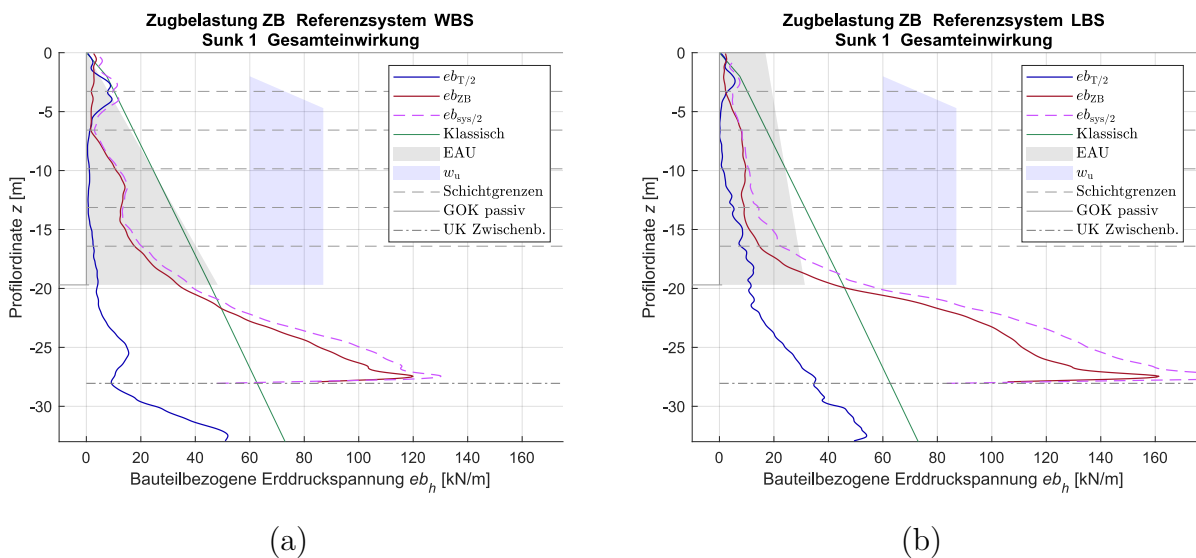
Vergleichsrechnungen mit einer  $\varphi$ - $c$ -Reduktion (vgl. von Wolffersdorff, 2019) sowie dem Lastfall Sunk 1 in Anhang G.2 zeigen, dass das Verformungsbild und die Lastverteilung mit dem aus dem simulierten Lastfall Sunk 1 übereinstimmt. Demnach ist davon auszugehen, dass sich hier bereits endgültige Umlagerungen eingestellt haben und die Lastverteilung im Lastfall Sunk 1 repräsentativ für die Lastverteilung bei der Bemessung ist.



**Abb. 6.27:** Bauteilbezogene Spannungsverteilung im Referenzsystem nach der Hinterfüllung (a und c) sowie im Lastfall Sunk 1 (b und d) für die Land- und Wasserbaustelle

### Variation Einbaurichtung der Zwischenbohlen

Für das Referenzsystem wird die wasserseitige Anordnung der Zwischenbohle untersucht. Die bauteilbezogene Erddruckspannung ist für die WBS und LBS in Abb. 6.28 dargestellt. Erwartungsgemäß stellt sich eine deutlich größere Belastung der Zwischenbohlen bei der wasserseitigen - im Vergleich zur landseitigen Anordnung in Abb. 6.27 (b und d) ein. Das bestätigen auch die Untersuchungen von Pucker (2011), Osthoff (2018), Leitz (2015) und Just (2020) sowie FOSTA P1327 (2021). Dabei fällt die Lastumlagerung auf den Träger im Bereich der Ankerlage deutlich schwächer aus.

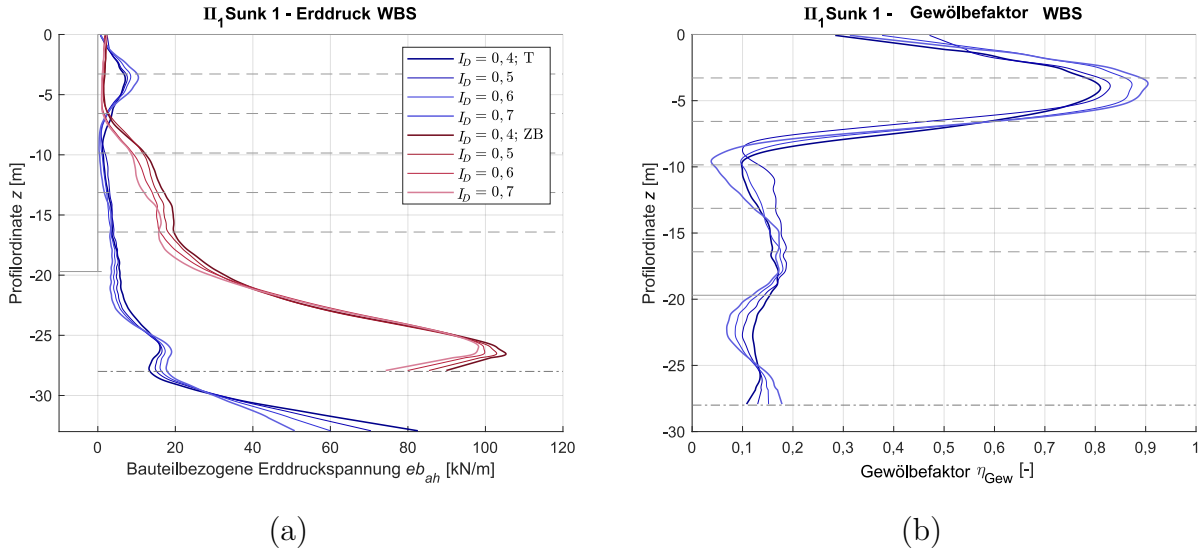


**Abb. 6.28:** Bauteilbezogene Spannungsverteilung im Lastfall Sunk 1 im Referenzsystem für die Wasser- (a) und Landbaustelle (b) bei wasserseitiger Anordnung der Zwischenbohle

### 6.3.7 Ergebnisse der Parametervariation

#### Gewölbefaktor

Die Auswertung erfolgt als Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  aufgetragen über die Bauteilhöhe  $z$  auf Grundlage der nach Abs. 6.1 bestimmten Lastverteilung für den repräsentativen Lastfall Sunk 1 (vgl. Abs. 6.3.5). Dieser wird zusammen mit den bauteilbezogenen Erddruckverläufen für die variierte bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  (Faktor  $\Pi_1$ ) in Abb. 6.29 gezeigt. Die Darstellung zeigt, dass bei einer Erhöhung der Lagerungsdichte im Ankerbereich eine stärkere Lastumverteilung zu den Trägern erfolgt. Der Gewölbefaktor erreicht so einen Maximalwert von  $\eta_{\text{Gew}} = 0,90$  für eine Lagerungsdichte von  $I_D = 0,7$  und einen Minimalwert von  $\eta_{\text{Gew}} = 0,80$  für eine Lagerungsdichte von  $I_D = 0,4$ . Infolge dichter Lagerung des Sands ergibt sich eine anteilige Mehrbelastung der Träger an der Gesamteinwirkung von 10 %.



**Abb. 6.29:** Bauteilbezogene Erddruckverteilung  $eb_{ah}$  (a) und Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  (b) bei variiertes Lagerungsdichte für den Bauzustand Sunk 1 (WBS). Darstellung für die Träger (blau) und Zwischenbohle (rot)

### Approximation

Zur Approximation des gezeigten Verlaufs des Gewölbefaktors in Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte wird der Bereich um den Ankeranschluss sowie der darunter liegende Bereich der kombinierten Spundwand getrennt approximiert. Dabei wird  $\eta_{ah}$  jeweils mit einem konstanten Wert approximiert, um die spätere Ermittlung einer Formel für den Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  zu ermöglichen. Dazu erfolgt die Unterteilung der beiden Bereiche über die Bestimmung des Wendepunkts im Ankereinflussbereich indem die gezeigten Funktionsverläufe zweifach differenziert werden und so die Ordinate des Wendepunkts bestimmt wird.

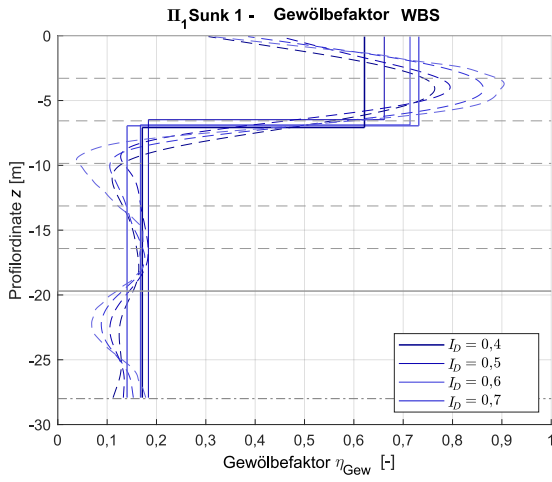
Qualitativ ergibt sich bei den untersuchten Variationen ein ähnlicher Funktionsverlauf des Gewölbefaktors. Daher erfolgt die Ermittlung der Approximationen für die zwei Bereiche für jeden II-Faktor, um anschließend einen bilinearen Ansatz des Gewölbefaktors nach Gl. 6.24 zu bestimmen.

$$\eta_{Gew} = \begin{cases} \eta^o & \text{für } 0 \leq z < h_\eta \\ \eta_u & \text{für } h_\eta < z \leq L \end{cases} \quad (6.24)$$

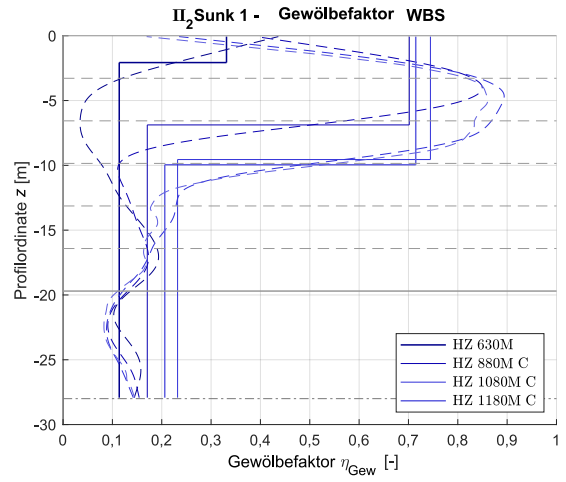
Die Höhe zur Beschreibung der begrenzenden Anwendungshöhe beider Funktionen  $\eta^o$  und  $\eta_u$  wird mit einer weiteren Funktion der Form nach Gl. 6.25 beschrieben.

$$h_\eta = f(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \Pi_4, \Pi_5, \Pi_6) \quad (6.25)$$

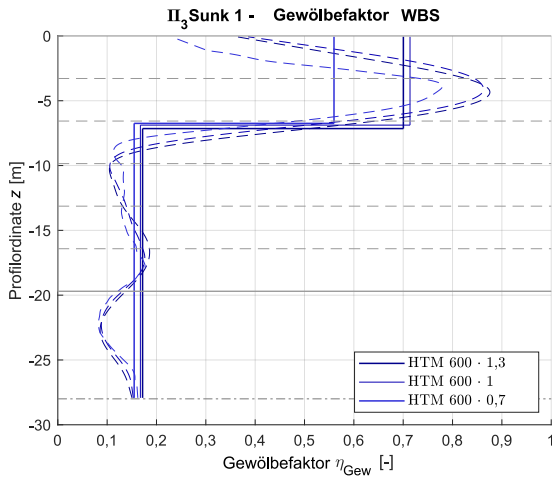
In den Diagrammen in Abb. 6.30 und Abb. 6.31 ist der Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  zusammen mit dem approximierten Verlauf für die Wasser- und Landbaustelle dargestellt.



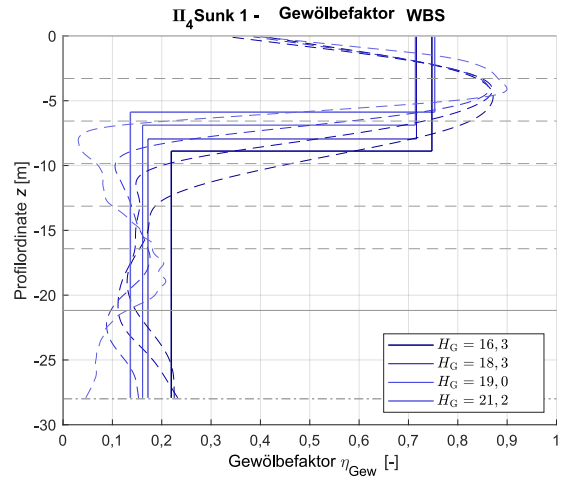
(a)



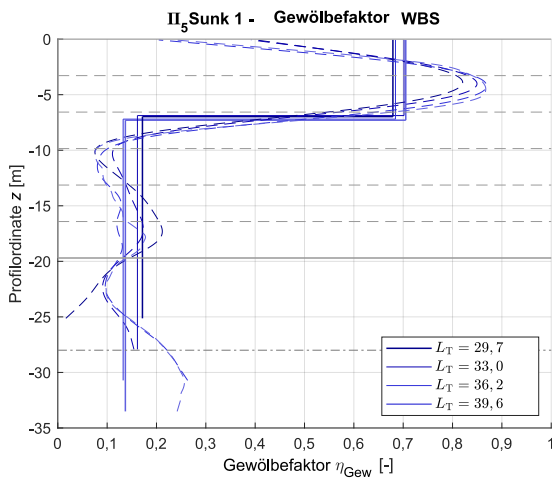
(b)



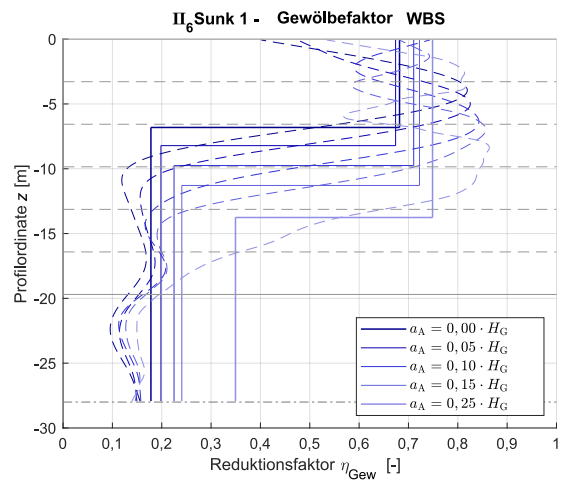
(c)



(d)

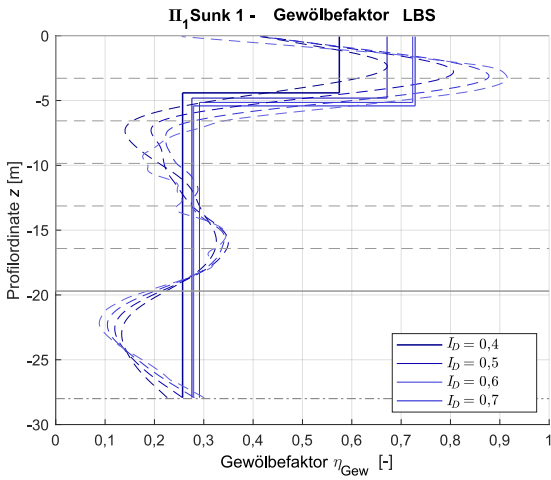


(e)

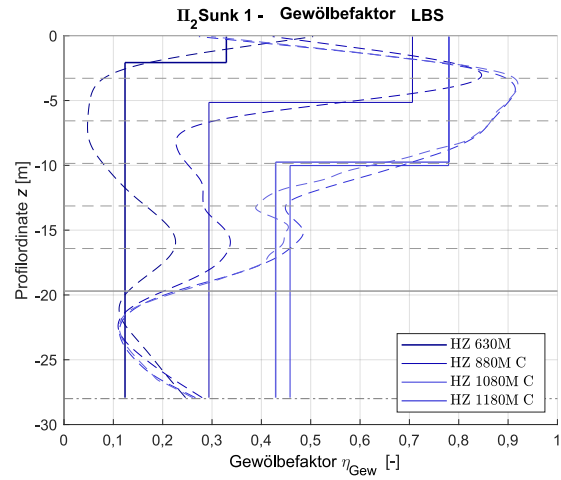


(f)

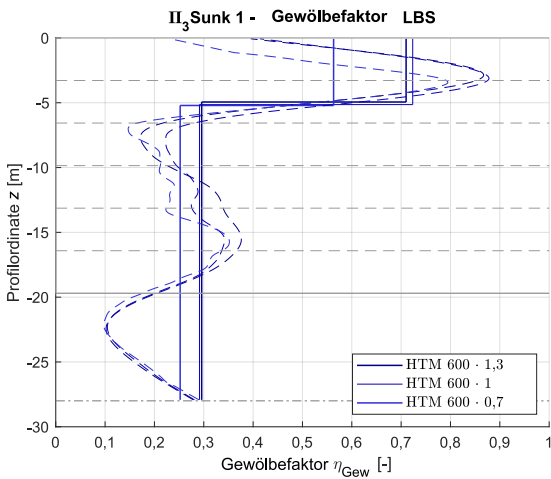
Abb. 6.30: Verlauf des Gewölbefaktors der Wasserbaustelle (WBS) für die Faktoren  $\Pi_1$  (a) bis  $\Pi_6$  (f)



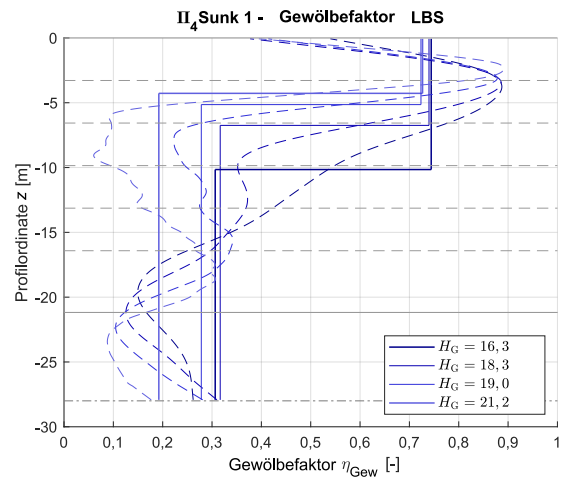
(a)



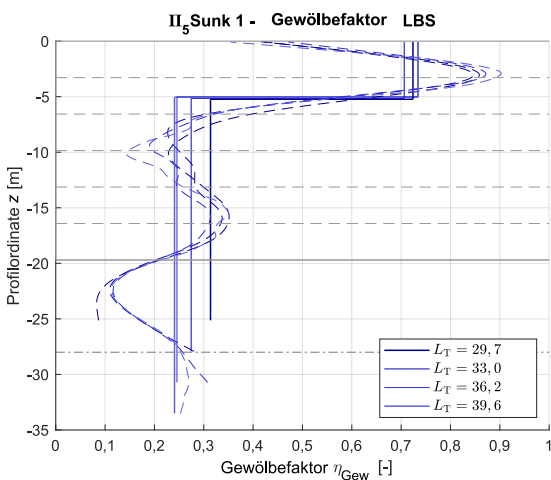
(b)



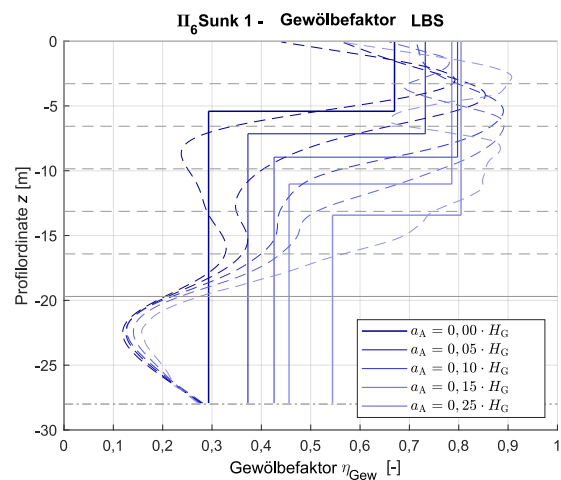
(c)



(d)



(e)



(f)

**Abb. 6.31:** Verlauf des Gewölbefaktors der Landbaustelle (LBS) für die Faktoren  $\Pi_1$  (a) bis  $\Pi_6$  (f)

Unter dem Ansatz nach Gl. 6.24 wird ober- sowie unterhalb des Wendepunkts das Integral der Kurven des Gewölbefaktors gebildet und bezogen auf die Bezugshöhe approximiert. Durch das gewählte Vorgehen in Anlehnung an die Berechnung der Erddruckumlagerung nach EAU (2020) werden Verlaufsspitzen vernachlässigt, was unter Berücksichtigung des derzeitigen Ansatzes der alleinigen Aufnahme des Erddrucks über die Träger auf der sicheren Seite bei der Bemessung liegt.

Im Vergleich zeigt sich für die WBS als maßgeblicher Einfluss von  $\Pi_1$  eine verstärkte Erddruckumlagerung im Ankerbereich auf die Träger (vgl. Abb. 6.30 (a)). Für die LBS unterscheidet sich die Höhe des Ankereinflussbereichs  $h_\eta$  (vgl. Abb. 6.31 (a)). Bei einer geringeren Lagerungsdichte ist die Lastumlagerung auf die Träger insgesamt nicht nur weniger stark ausgeprägt, sondern findet auch in einem Bereich geringerer Höhe statt.

Die für die Ermittlung eines vereinfachenden Formelansatzes zu berücksichtigenden Faktoren gehen aus Tab. 6.8 hervor. Dabei erfolgt die Bewertung des Einflusses auf die Höhe des Ankereinflussbereichs  $h_\eta$  sowie auf den Anteil des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  im Ankereinflussbereich  $\eta^\circ$  und darunter im Feldbereich des Trägers  $\eta_u$ . Besonders ausgeprägt ist der Einfluss der Faktoren  $\Pi_2$  und  $\Pi_3$ , was die Erwartungen aus Abs. 6.3.5 bestätigt. Die Lagerungsdichte und damit indirekt der Dilatanzwinkel haben lediglich bei der Landbaustelle einen Einfluss. Umgekehrt dazu hat die Einbindetiefe vornehmlich einen Einfluss bei der Wasserbaustelle.

**Tab. 6.8:** Bewertung des Einflusses der untersuchten Parameter auf die Veränderung der gesuchten bilinearen Funktion des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  nach Gl. 6.24. Sofern nicht anders dargestellt, ist der Einfluss bei WBS und LBS gleich einzustufen.

Approximation	Bezeichnung	Einfluss bei Faktor					
		$\Pi_1$	$\Pi_2$	$\Pi_3$	$\Pi_4$	$\Pi_5$	$\Pi_6$
		$I_D$	$\frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5}$	$\frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3}$	$\frac{b_{sys}}{H_G}$	$\frac{L_T}{H_g}$	$\frac{a_A}{H_G}$
$h_\eta$	Ankereinflussbereich	○ (WBS) + (LBS)	++	○	+	○	+
$\eta^\circ$	$\eta_{\text{Gew}}$ im Ankerbereich	+	++	++	○	○	+
$\eta_u$	$\eta_{\text{Gew}}$ im Feld	○	++	○	+	○ (WBS) - (LBS)	+

Einfluss: ++ (stark pos.), + (pos.), ○ (n. a.), - (neg.), -- (stark neg.)  
positiv  $\hat{=}$  Lastumlagerung auf Träger

Mittels der so ermittelten Verläufe des Gewölbefaktors in Abhängigkeit der  $\Pi$ -Faktoren erfolgt nachfolgend die Herleitung eines analytischen Ansatzes zur Berücksichtigung der Lastverteilung zwischen den Trägern und den Zwischenbohlen kombinierter Spundwände.

## 6.4 Ansatz des Gewölbefaktors zur Beschreibung der Lastverteilung auf kombinierte Spundwände

Zur analytischen Bestimmung der Erddruckverteilung zwischen den Trägern und Zwischenbohlen werden einzelne Funktionen zur Approximation des Gewölbefaktors in Abhängigkeit der  $\Pi$ -Faktoren bestimmt und mit dem Produktansatz nach Bernoulli zu einer Funktion gemäß Gl. 6.26 zusammengefügt.

$$f(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_n) = f_1(\Pi_1) \cdot f_2(\Pi_2) \cdot \dots \cdot f_n(\Pi_n) \quad (6.26)$$

Bei der Berechnung der  $\Pi$ -Faktoren werden für den Baustahl  $= 210.000 \text{ N/mm}^2$  als Elastizitätsmodul  $E$  eingesetzt. Für den untersuchten Sand werden die Wichte  $\gamma$  mit  $19,96 \text{ kN/m}^3$  unter vollständiger Sättigung nach Brinkgreve u. a. (2010) bei einer mitteldichten Lagerung ( $I_D = 0,6$ ) angesetzt.

Die Ergebnisse in Abs. 6.3.7 zeigen, dass nicht alle untersuchten  $\Pi$ -Faktoren in gleichem Maße die zu approximierenden Verläufe des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  beeinflussen. Daher werden nur die beeinflussenden Faktoren aus Tab. 6.8 bei der Ermittlung des Ansatzes des Gewölbefaktors berücksichtigt.

Das Vorgehen wird zunächst für  $h_\eta$ ,  $\eta^\circ$  und  $\eta_u$  zur Anwendung des Ansatzes nach Gl. 6.24 am Beispiel der WBS vorgestellt.

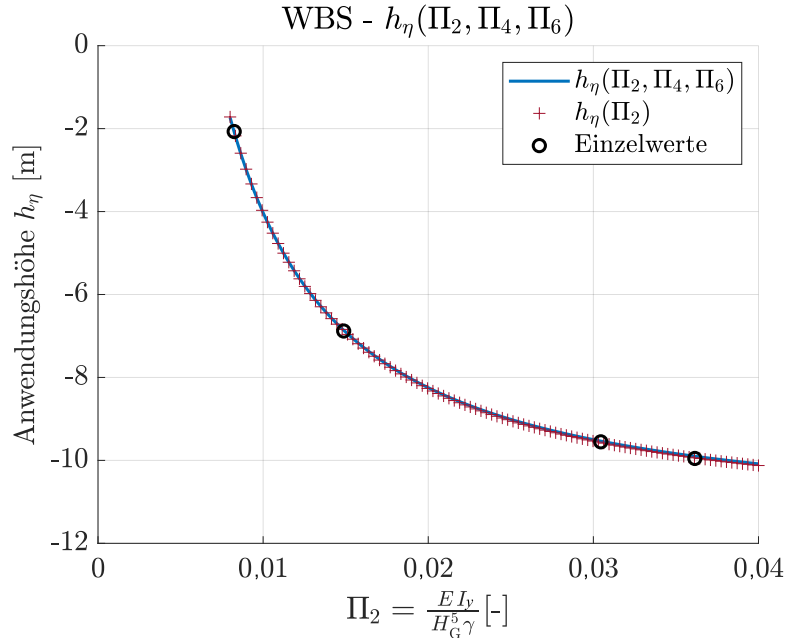
### 6.4.1 Wasserbaustelle

#### Approximation der Grenzhöhe des bilinearen Ansatzes der Lastverteilung $h_\eta$

Die exponentiell approximierbare Abhängigkeit von der Grenzhöhe  $h_\eta$  zur Approximation des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  ist in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit der Träger über  $\Pi_2$  für die WBS in Abb. 6.32 dargestellt. Als „Einzelwerte“ werden die berechneten Wendepunkte des Verlaufs vom Gewölbefaktor markiert (vgl. Abs. 6.3.7). Dieses Vorgehen wird für die Berechnungsergebnisse der Variationen jedes einzelnen der sechs  $\Pi$ -Faktoren durchgeführt.

Es stellt sich heraus, dass die Größen  $L_T$ ,  $I_D$  und  $A_A$  nur einen untergeordneten Einfluss auf die Anwendungshöhe  $h_\eta$  haben (vgl. Tab. 6.8). Als Resultat ergeben sich nur drei Ausgleichsfunktionen zur Beschreibung der Anwendungshöhe  $h_\eta$  für die zu bildenden Ausgleichsfunktionen des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$ .

Wie Abb. 6.32 zeigt, hat die Erhöhung von  $I_T$  ab etwa  $0,035$  (HZ 1080MC) keinen nennenswerten Einfluss mehr auf die Höhe des verstärkten Lastumlagerungsbereichs auf den Trägern. Bis dieser erreicht wird, nimmt die Lastumlagerungshöhe bei steigender Biegesteifigkeit des Trägers jedoch exponentiell zu.



**Abb. 6.32:** Grenzhöhe unterhalb der GOK zur Approximation des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit des Trägers mit  $\Pi_2$  als approximierte Funktion  $h_\eta(\Pi_2) = 0,03 \cdot \Pi_2^{-1,19} - 11,6$  für die WBS

Für die in Gl. 6.27 dargestellten Einzelfunktionen wird jeweils ein Bestimmtheitsmaß der linearen Regression von  $R^2 = 0,99$  erzielt.

$$\begin{aligned} h_\eta(\Pi_2) &= 0,03 \cdot \Pi_2^{-1,2} - 11,6 \\ h_\eta(\Pi_4) &= -122,7 \cdot \Pi_4 + 5,3 \\ h_\eta(\Pi_6) &= -28,0 \cdot \Pi_6 - 6,9 \end{aligned} \quad (6.27)$$

Durch Zusammenfassung der Teilfunktionen als Produkt in der Form

$$h_\eta(\Pi_2, \Pi_4, \Pi_6) = U \cdot f_2(\Pi_2) \cdot f_4(\Pi_4) \cdot f_6(\Pi_6) \quad (6.28)$$

wird die Einflusshöhe der Erddruckumlagerung im Bereich des Ankers beschrieben. Der Umrechnungsfaktor  $U$  wird nach dem Separationsansatz von Bernoulli verwendet, um die Teilfunktionen in eine Gesamtfunktion umzurechnen. Dazu ergibt sich  $U$  als einzige einheitenbehaftete Größe der Funktion über die Referenzgröße im Zähler, welche die Abhängigkeit des Referenzsystems mit  $h_{\eta, \text{ref}} = -5,18$  m beschreibt, zusammen mit den bei den Variationen konstant gehaltenen Funktionswerten im Nenner. Hierfür werden die Einzelfunktionen an den Referenzparametern des Bezugsmodells nach Tab. 6.7 ausgewertet und  $U$  nach Gl. 6.29 berechnet. Die maßgebenden Referenzgrößen sind für alle ermittelten Funktionen in Anhang G.1 dargestellt.

$$U = \frac{h_{\eta, \text{ref}}}{f_2(\Pi_{2, \text{ref}}) \cdot f_4(\Pi_{4, \text{ref}}) \cdot f_6(\Pi_{6, \text{ref}})} = 0,0211 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m} \quad (6.29)$$

Damit ergibt sich die Gesamtfunktion zu

$$h_{\eta}(\Pi_2, \Pi_4, \Pi_6) = 0,02 \text{ m} \cdot \left( 0,03 \cdot \Pi_2^{-1,2} - 11,6 \right) \cdot \left( -122,7 \cdot \Pi_4 + 5,4 \right) \cdot \left( -28,6 \cdot \Pi_6 - 6,9 \right). \quad (6.30)$$

Die Funktionen zur Beschreibung von  $\eta^{\circ}$  und  $\eta_u$  werden nach dem gleichen Vorgehen ermittelt.

### Approximation des Gewölbefaktors $\eta^{\circ}$ im oberen Bereich des bilinearen Ansatzes

Wie in Tab. 6.8 gezeigt, ist für  $\eta^{\circ}$  die Abhängigkeit von  $\Pi_4$  und  $\Pi_5$  als vernachlässigbar einzustufen. Bei den Variationen der Dehnsteifigkeit des Ankers und der Biegesteifigkeit der Träger ist ein großer Einfluss bei einer Abnahme der Steifigkeiten festzustellen, weshalb die Einzelwerte jeweils mit einer Potenzfunktion approximiert werden. Der Kurvenverlauf lässt Grenzwerte für die Dehn- und Biegesteifigkeit, jeweils zwischen den zwei kleinsten Profilquerschnitten, erwarten, ab welchen es zu keiner Vergrößerung der Lastumlagerung mehr kommt. Zur genaueren Bewertung wäre eine detaillierte Abstufung notwendig. Da jedoch in der Praxis kaum kleinere Träger als das Profil HZ 880MC verwendet werden (vgl. Recherche zu gebauten Ufereinfassungen in Anhang C), wird die Notwendigkeit, kleinere Profile zu untersuchen als gering eingestuft.

Für  $\Pi_2 = 0,0082$  (Profil HZ 630M) wirkt ca. 34 % der Gesamtbelastung aus dem Erddruck auf die Träger. Für die biegesteiferen Profile HZ 1180MC und HZ 1180MC sind es etwa 70 % ( $\Pi_2 = 0,030$  und  $\Pi_2 = 0,036$ ). Die Ergebnisse bestätigen die Hypothese, dass die Systemsteifigkeit einen signifikanten Einfluss auf die Gewölbewirkung bei gleicher Belastung hat.

Die Parameterstudie fokussiert sich auf Einzelträger. Zu erwarten ist unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit von Doppelträgern nach Tab. 6.9, dass die doppelte Anordnung der Träger für die Profile HZ 630M und HZ 880MC innerhalb der untersuchten Biegesteifigkeit der Einzelträger liegt. Da die Untersuchungen zeigen, dass oberhalb der Biegesteifigkeit des Profils HZ 880MC keine Steigerung des Gewölbefaktors mehr eintritt, wird der Formelansatz auf der sicheren Seite liegen. Diese Annahme wird verstärkt durch Vergrößerung der Flanschbreite beim Doppelträger und der folglich größeren Aufnahme des Erddrucks im Vergleich zu den Zwischenbohlen.

**Tab. 6.9:** Biegesteifigkeit um die starke Achse  $y-y$  der untersuchten Träger nach Arcelor-Mittal (2022b) für Einzel- und Doppelträger

		HZ 630M	HZ 880MC	HZ 1080MC	HZ 1180MC
$I_{T, \text{einzel}}$	[cm <sup>4</sup> ]	247.130	470.100	926.280	1.182.510
$I_{T, \text{doppelt}}$	[cm <sup>4</sup> ]	500.770	950.390	1.866.030	2.394.300

Ein ähnliches Verhalten ist für den Einfluss des Ankers zu beobachten. Hier hat eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit des ursprünglichen Ankers um 30 % nur einen geringen Einfluss auf den Gewölbefaktor. Eine Reduzierung um den gleichen Wert hat hingegen erhebliche Auswirkungen.

Es werden die Einzelfunktionen mit einem Bestimmungsmaß der linearen Regressionen zwischen  $R^2 = 0,90$  für  $\Pi_1$  und  $R^2 = 0,96$  für  $\Pi_6$  ermittelt. Aus den Teilfunktionen wird die Gesamtfunktion Gl. 6.31 berechnet.

$$\eta^\circ (\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \Pi_6) = 2,9 \cdot (-1,33 \cdot \Pi_1 + 1,56) \cdot (-5,65 \cdot 10^{-13} \cdot \Pi_2^{-5,7} + 0,72) \cdot (-8,36 \cdot 10^{13} \cdot \Pi_3^{-12,25} + 0,71) \cdot (0,3 \cdot \Pi_6 + 0,67) \quad (6.31)$$

#### **Approximation des Gewölbefaktors $\eta_u$ im unteren Bereich des bilinearen Ansatzes**

Für den Bereich unterhalb des Ankereinflusses ergeben sich Abhängigkeiten von  $\Pi_2, \Pi_4$  und  $\Pi_6$ . Auch hier ist ein besonderer Einfluss der Biegesteifigkeit des Trägers festzustellen, sobald ein Grenzwert unterschritten wird. Daher wird eine Potenzfunktion zur Approximation verwendet. Die weiteren Parameter werden mit linearen Funktionen angenähert. Die einzelnen Abbildungen sind im Anhang G.2 dargestellt. Die Einzelfunktionen erreichen Bestimmungsmaße der linearen Regressionen von  $R^2 = 0,93$  für  $\Pi_2$ ,  $R^2 = 0,95$  für  $\Pi_4$  und  $R^2 = 0,94$  für  $\Pi_6$ . Als Gesamtfunktion ergibt sich die Gl. 6.32.

$$\eta_u (\Pi_2, \Pi_4, \Pi_6) = 38,4 \cdot (-0,001 \cdot \Pi_2^{-1,03} + 0,25) \cdot (3,2 \cdot \Pi_4 - 0,16) \cdot (0,67 \cdot \Pi_6 + 0,17) \quad (6.32)$$

### **6.4.2 Landbaustelle**

Wie schon die Bewertung der  $\Pi$ -Faktoren in Tab. 6.8 zeigt, sind bei der LBS und WBS grundsätzlich ähnliche Zusammenhänge zu erkennen. Bei der LBS wird jedoch eine stärkere Lastumlagerung – insbesondere im unteren Bereich des Trägers – auf die Träger ermittelt, welche zusätzlich signifikant durch die Lagerungsdichte des Bodens beeinflusst wird. Die Herleitung des Formelansatzes erfolgt äquivalent zur Wasserbaustelle. Zur Bestimmung der Gesamtfunktionen werden die maßgebenden Referenzgrößen für die Ermittlung der Umrechnungsfaktoren  $U$  im Anhang G.1 dargestellt.

#### **Approximation der Grenzhöhe des bilinearen Ansatzes der Lastverteilung $h_\eta$**

Die Grenzhöhe  $h_\eta$  für die Verwendung des bilinearen Ansatzes des Gewölbefaktors ergibt sich für die LBS nach Gl. 6.33.

$$h_\eta (\Pi_1, \Pi_2, \Pi_4, \Pi_6) = -0,0065 \text{ m} \cdot (-0,33 \cdot \Pi_1 - 3,1) \cdot (39,7 \cdot \Pi_2^{-0,0955} - 64,8) \cdot (-239,2 \cdot \Pi_4 + 18,3) \cdot (-32,7 \cdot \Pi_6 - 5,6) \quad (6.33)$$

### Approximation des Gewölbefaktors $\eta^\circ$ im oberen Bereich des bilinearen Ansatzes

Im Vergleich zum Ansatz bei der WBS stellt für die LBS die Approximation des Verlaufs des Gewölbefaktors von  $\Pi_6$  mit einer Potenzfunktion eine bessere Näherung dar. Der Einfluss der Ankerhöhe auf eine Lastkonzentration im Kopfbereich der Spundwand bleibt ab einem Wert von ungefähr  $a_A/H_G = 0,15$  konstant.

So folgt die Funktion  $\eta^\circ$  für den oberen Teil des bilinearen Ansatzes nach Gl. 6.34.

$$\eta^\circ(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \Pi_6) = 2,78 \cdot (6,3 \cdot 10^{-3} \cdot \Pi_1^{-3,6} + 0,76) \cdot (-3,28 \cdot 10^{-7} \cdot \Pi_2^{-2,94} + 0,79) \cdot (-6,29 \cdot 10^{13} \cdot \Pi_3^{-12,13} + 0,71) \cdot (0,84 \cdot \Pi_6 + 0,033) \quad (6.34)$$

### Approximation des Gewölbefaktors $\eta_u$ im unteren Bereich des bilinearen Ansatzes

Unterhalb des Ankereinflussbereichs ist der Einspanngrad bzw. die Einbindetiefe des Trägers (Faktor  $\Pi_5$ ) im Gegensatz zur WBS nicht mehr als vernachlässigbar einzustufen. Bei der WBS ergibt sich innerhalb der variierten Trägerlängen eine maximale Änderung des Anteils an der Gesamtbelastung von ca. 5%. Bei der LBS fällt der Einfluss mit ca. 10% deutlich höher aus.

Die berechnete Formel mit approximierten Koeffizienten ist in Gl. 6.35 dargestellt.

$$\eta_u(\Pi_2, \Pi_4, \Pi_5, \Pi_6) = 45,6 \cdot (-0,009 \cdot \Pi_2^{-0,83} + 0,6) \cdot (4,46 \cdot \Pi_2 - 0,19) \cdot (-0,15 \cdot \Pi_5 + 0,53) \cdot (0,96 \cdot \Pi_6 + 0,31) \quad (6.35)$$

Alle untersuchten  $\Pi$ -Faktoren werden vergleichend in jeweils einem Diagramm in Anhang G.2 für die Wasser- und Landbaustelle aufgetragen. Die ermittelten Ansätze werden nachfolgend zusammengefasst dargestellt.

### 6.4.3 Zusammenfassung des Ansatzes des Gewölbefaktors

Bei der Anwendung des bilinearen Ansatzes des Gewölbefaktors sind folgende Größen einzusetzen:

- $I_D$  [-] bezogene Lagerungsdichte des Sands,
- $E$  [kN/m<sup>2</sup>] Elastizitätsmodul des Stahls,
- $I_y$  [m<sup>4</sup>] Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Trägers,
- $A_A$  [m<sup>2</sup>] Querschnittsfläche des Ankers,
- $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] Wichte des Sands,
- $a_A$  [m] Abstand der Ankerlage zur OK der kombinierten Wand,
- $L_T$  [m] Länge des Trägers.

Zusammengefasst kann die Erddruckverteilung auf die Träger und Zwischenbohlen kombinierter Spundwände als Funktion für den Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  für die Wasserbaustelle nach Gl. 6.36 bestimmt werden.

$$\eta_{\text{Gew}}^{\text{WBS}} = \begin{cases} \text{für } 0 \leq z < h_\eta \\ \eta^\circ = 2,9 \cdot (-1,33 \cdot I_D + 1,56) \cdot \left( -5,65 \cdot 10^{-13} \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-5,7} + 0,72 \right) \\ \quad \left( -8,36 \cdot 10^{13} \cdot \left( \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3} \right)^{-12,25} + 0,71 \right) \cdot \left( 0,3 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,67 \right) \\ \text{für } h_\eta < z \leq L_T \\ \eta_u = 38,4 \cdot \left( -0,001 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-1,03} + 0,25 \right) \cdot \\ \quad \left( 3,2 \cdot \frac{b_{sys}}{H_G} - 0,16 \right) \cdot \left( 0,67 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,17 \right) \\ \text{mit} \\ h_\eta = 0,02 \text{ m} \cdot \left( 0,03 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-1,2} - 11,6 \right) \cdot \left( -122,7 \cdot \frac{b_{sys}}{H_G} + 5,4 \right) \\ \quad \left( -28,6 \cdot \frac{a_A}{H_G} - 6,9 \right) \end{cases} \quad (6.36)$$

Für die Landbaustelle kann der Ansatz in Gl. 6.37 verwendet werden.

$$\eta_{\text{Gew}}^{\text{LBS}} = \begin{cases} \text{für } 0 \leq z < h_\eta \\ \eta^\circ = 2,78 \cdot \left( 6,3 \cdot 10^{-3} \cdot I_D^{3,6} + 0,76 \right) \cdot \\ \quad \left( -3,28 \cdot 10^{-7} \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-2,94} + 0,79 \right) \cdot \\ \quad \left( -6,29 \cdot 10^{13} \cdot \left( \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3} \right)^{-12,13} + 0,71 \right) \cdot \left( 0,84 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,033 \right) \\ \text{für } h_\eta < z \leq L_T \\ \eta_u = 45,6 \cdot \left( -0,009 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-0,83} + 0,6 \right) \cdot \left( 4,46 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right) - 0,19 \right) \\ \quad \left( -0,15 \cdot \frac{L}{H_g} + 0,53 \right) \cdot \left( 0,96 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,31 \right) \\ \text{mit} \\ h_\eta = -0,0065 \text{ m} \cdot \left( -0,33 \cdot I_D - 3,1 \right) \cdot \left( 39,7 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-0,0955} - 64,8 \right) \\ \quad \left( -239,2 \cdot \frac{b_{sys}}{H_G} + 18,3 \right) \cdot \left( -32,7 \cdot \frac{a_A}{H_G} - 5,6 \right) \end{cases} \quad (6.37)$$

Die Gleichungen sind implementiert in einem Berechnungstool, welches digital zur einfachen Anwendung bereitgestellt wird.

#### 6.4.4 Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen

Der Anwendungsbereich der ermittelten Funktionen wird von den in dieser Arbeit untersuchten Bereichen der  $\Pi$ -Werte begrenzt (vgl. Tab. 6.7). Dabei ist auf die Begrenzung auf locker bis dicht gelagerte Sande hinzuweisen. Insbesondere über die Erddruckverteilung bei bindigen sowie gemischtkörnigen Böden oder geschichtetem Baugrund kann auf Basis der durchgeführten Untersuchungen keine Aussage getroffen werden. Nach EAB (2012) ist für bindige Böden weicher Konsistenz keine Gewölbewirkung anzusetzen. Ebenso wird keine granulometrische Abhängigkeit untersucht, sodass ein möglicher Einfluss bei besonders eng oder weit gestuften Sanden nicht bewertet werden kann.

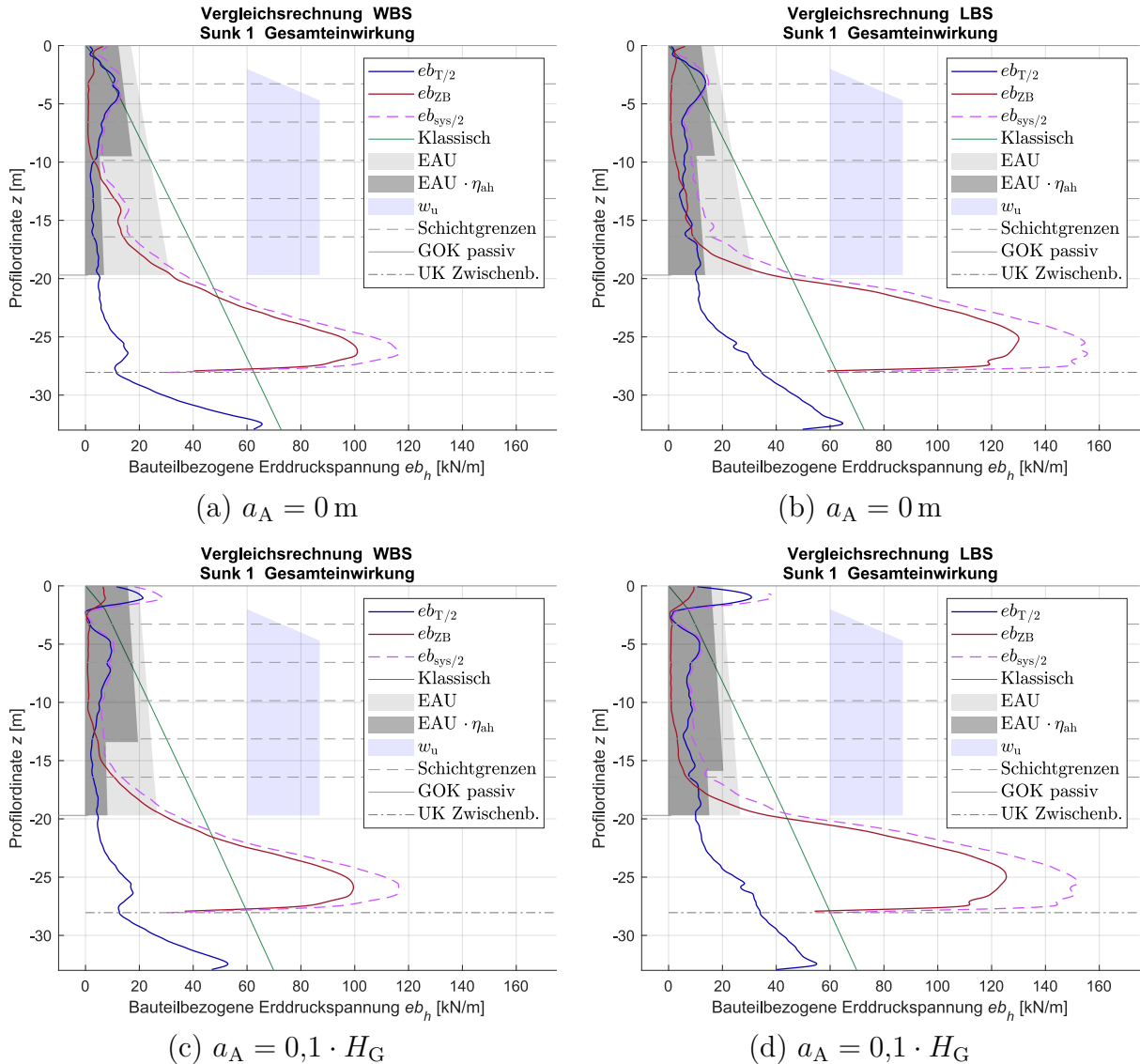
Dennoch wird mit dem ermittelten Ansatz eine realitätsgetreue Einschätzung der Lastverteilung möglich, wie nachfolgend beispielhaft unter Anwendung des zuvor ermittelten analytischen Ansatzes aufgezeigt wird.

Die Anwendung der ermittelten Funktion für den Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  erfolgt unter Berücksichtigung der Umlagerungsfiguren der EAU (2020). Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen, dass sich auch für die Herstellungsweise WBS eine starke Lastumlagerung im Kopfbereich der Spundwand infolge eines vertikalen Druckgewölbes einstellt. Daher ist zu empfehlen, auch für WBS die Umlagerungsfigur der LBS anzusetzen, wie nachfolgend gezeigt wird.

Die Umlagerungsfiguren nach EAU (2020) werden bereichsweise mit den ermittelten Werten für  $\eta_o$  und  $\eta_u$  multipliziert, sodass eine neue Umlagerungsfigur für die reduzierte Einwirkung auf die Träger resultiert. Hierbei gibt  $h_\eta$  den jeweiligen Anwendungsbereich vor.

Das beschriebene Vorgehen wird beispielhaft für zwei Systeme angewandt und mit numerischen Berechnungen verglichen. Im Gegensatz zu den vorherigen Variationen erfolgen die Simulationen der Anwendungsstudie mit dem Profiltyp HZ 1080 C für den Träger bei ansonsten gleichen Querschnitten und Längen des Referenzsystems. Variiert werden die Anschlusshöhe der Ankerlage  $a_A = 0 \cdot H_G$ , bei einer Lagerungsdichte  $I_D = 0,7$  sowie  $a_A = 0,1 \cdot H_G$ , bei einer Lagerungsdichte  $I_D = 0,6$ .

Für diese sind die bauteilbezogenen Erddruckverläufe in Abb. 6.33 dargestellt. In dunkelgrau wird dabei der Anteil an der Erddruckbelastung angegeben, der unter Verwendung des Formelansatzes auf die Träger einwirkt. Die restlichen Belastungen sind auf die Zwischenbohle anzusetzen.



**Abb. 6.33:** Anwendung des ermittelten Ansatzes für den Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  unter Berücksichtigung der Umlagerungsfiguren nach EAU (2020)  $a_A = 0$  m (a-b) und  $a_A = 0,1 \cdot H_G$  (c-d) für die Wasser- und Landbaustelle

Im direkten Bereich des Angriffspunkts der Ankerkraft wird die Einwirkung auf die Träger für beide Herstellungsverfahren unterschätzt. Für den weiteren Verlauf ergibt sich eine hinreichende Näherung. Bei tief liegendem Ankerkopf wird der Bereich unterhalb des Ankereinflusses sehr klein. Die Anwendung der Formel scheint deswegen insbesondere für  $a_A \geq 0,1 \cdot H_G$  zweckmäßig.

Durch die höhere Lage des Ankerkopfs vergrößert sich der Anwendungsbereich der Formel  $\eta_u$  entsprechend. Wie stark die Reduktion der Trägereinwirkung aus dem Erddruck ausfällt, ist in Tab. 6.10 dargestellt. Hier werden auch die resultierende Erddruckkraft  $E_{ah}$  und die mit dem Gewölbefaktor reduzierte, auf den Träger wirkende, Erddruckkraft aufgeführt. Dabei ist ebenfalls die Höhe des Kraftangriffspunkts aufgeführt, welche sich auf eine anschließende Biegemomentenberechnung auswirken würde.

**Tab. 6.10:** Anwendung des ermittelten Lastansatzes anhand von Vergleichsrechnungen bei  $H_G = 19,7$  m, HZ 1080 C, AZ 25-800, mit dem Ankerprofil *HTM 600/136* bei  $a_0/H_G = 0,1$  bei  $I_D = 0,7$  sowie  $a_0/H_G = 0$  bei  $I_D = 0,6$

		Wasserbaustelle		Landbaustelle	
		$a_0/H_G = 0,1$	$a_0/H_G = 0$	$a_0/H_G = 0,1$	$a_0/H_G = 0$
$h_\eta$	[m]	-13,4	-9,5	-15,9	-9,4
$\eta_o$	[-]	0,79	0,72	0,8	0,73
$\eta_u$	[-]	0,3	0,22	0,57	0,44
$E_{ah}$	[kN]	457	475	457	475
$E_{ah,red}$	[kN]	286	201	344	262
$\Delta E_{ah}$	[kN]	171	273	113	213
		(37 %)	(57 %)	(25 %)	(45 %)
$h_{E_{ah}}$	[m]	-10,3	-10,8	-10,3	-10,8
$h_{E_{ah,red}}$	[m]	-8,6	-8	-9,84	-9,6

Die beispielhafte Anwendung des entwickelten Ansatzes zeigt bei einem üblichen Querschnitt auf, dass die resultierende aktive Erddruckkraft bei einem Anker an der Oberkante der kombinierten Wand zwischen 45 % und 57 % sowie beim Ankeranschluss bei 10 % der Geländesprunghöhe zwischen 25 % und 37 % reduziert werden kann.

Auch wenn sich die Lasten in der Realität anders verteilen als derzeit idealisiert angenommen, müssen die Lasten von der Zwischenbohle aufgenommen und an die Träger weitergegeben werden können, wie im nachfolgenden Kapitel bewertet wird.

## 6.5 Bewertung der räumlichen Belastung

Das räumliche Tragverhalten kombinierter Spundwände wird insbesondere durch die unterschiedlich steifen Bauteile und die Rückverankerung geprägt. Die Hypothese einer Überlagerung eines vertikalen und horizontalen Druckgewölbes zu einer Art „Kreuzgewölbe“ wird nachfolgend bewertet.

### Vertikales Erddruckgewölbe

Die numerischen Simulationen zeigen eine signifikante Lastumlagerung im Bereich der Ankerlage sowie unterhalb der Zwischenbohlen auf die Träger, die bei der Landbaustelle ausgeprägter ist als bei der Wasserbaustelle. Die Entstehung des vertikalen Druckgewölbes, welches mittels der Umlagerungsfiguren für den Erddruck nach EAU (2020) im Vergleich zu den betrachteten Systemen zufriedenstellend berücksichtigt wird, wird damit bestätigt.

### Horizontales Erddruckgewölbe

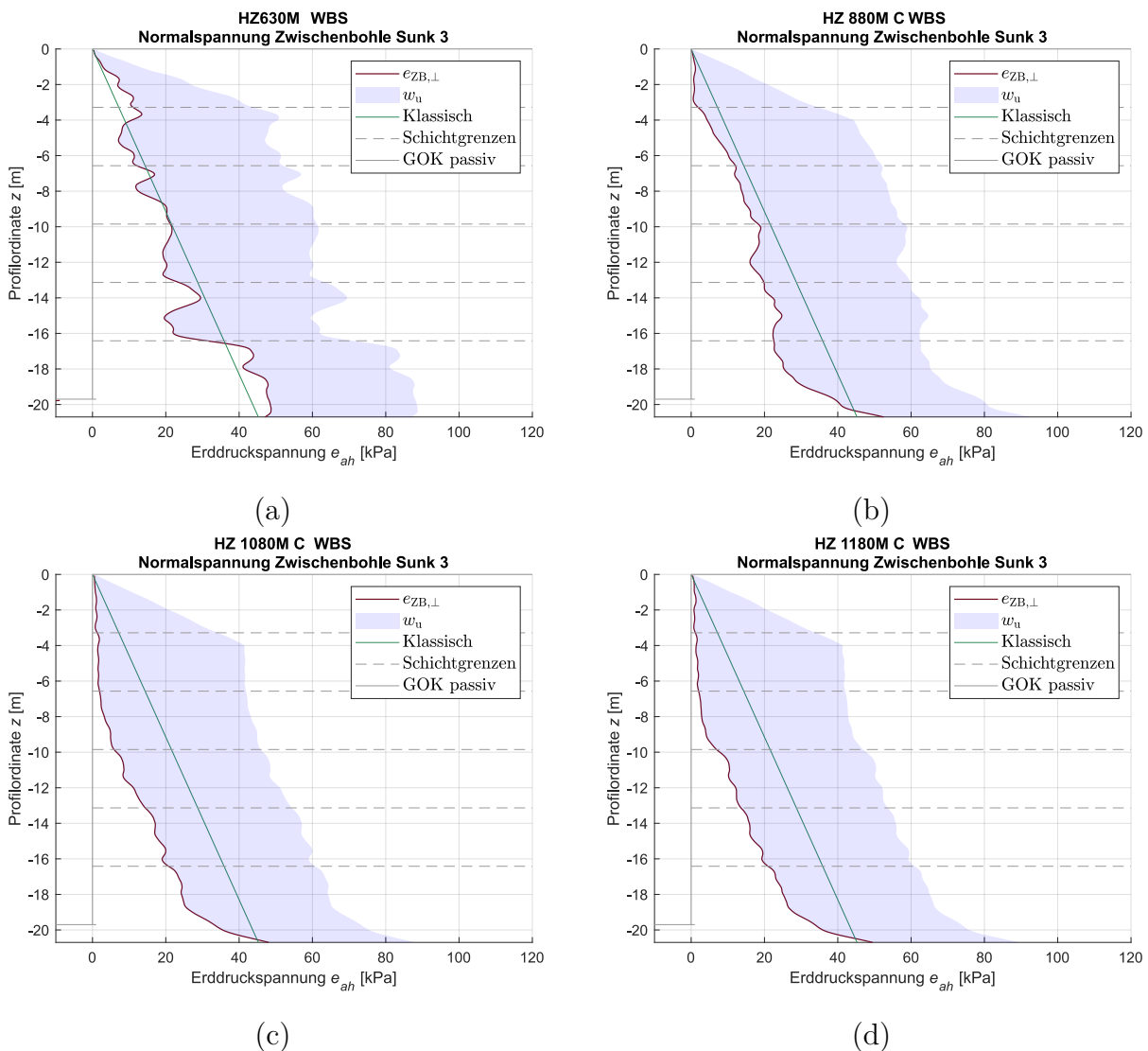
Mit Bezug auf das horizontale Tragverhalten zeigen die Ergebnisse, dass die Zwischenbohlen nicht vollständig durch eine horizontale Gewölbewirkung entlastet werden. Für die Träger der kombinierten Spundwand ist die resultierende Gesamteinwirkung geringer als nach der Ermittlung gemäß DIN 4085:2017-08 und EAU (2020). Lediglich im Bereich der Rückverankerung und unterhalb der Zwischenbohlenunterkante übernehmen die Träger den Hauptteil des horizontalen Lastabtrags. Unterhalb des Einflussbereichs der Rückverankerung erfahren die Träger zumeist weniger als 20 % des gesamten horizontalen Erddrucks.

Die nach EAU (2020) angesetzte vollständige Erddruckumlagerung kann auch bei einer mitteldicht gelagerten Hinterfüllung nicht nachgewiesen werden. Aus diesem Grund werden nachfolgend die auf die Zwischenbohlen wirkenden Lasten ermittelt, für welche die Lasteinleitung über die Schösser in die Träger nachzuweisen ist.

Hierzu werden in einer weiteren numerischen Untersuchung am Referenzsystem mit dem Lastfall Sunk 3 bei einer Wasserstandsdifferenz von 4 m die wirkenden effektiven Normalspannungen auf die Zwischenbohle  $e_{ZB,\perp}$  aus dem Erddruck im Vergleich zu den bisher ausgewerteten projizierten, horizontalen Spannungen betrachtet. Diese wird einzeln auf den Abschnitten des Spundwandprofils bestimmt und anschließend gemittelt. Dabei wird nachfolgend nur der Bereich bis zur Hafensohle betrachtet, da unterhalb dieser die resultierende Belastung der Zwischenbohlen infolge der Mobilisierung des Erdwiderstands zu vernachlässigen ist. Zusammen mit dem wirkenden Wasserüberdruck ergibt sich dann die tatsächliche, von den Zwischenbohlen auf die Träger zu übertragenden Spannung, zu  $\sigma_{ZB,\perp} = e_{ZB,\perp} + w_u$ .

Die einwirkende, orthogonal auf die Zwischenbohlen wirkende Spannung ist für die untersuchten Systemquerschnitte für die WBS in Abb. 6.34 zusammen mit dem resultierenden Wasserüberdruck und der klassischen Berechnung des Erddrucks nach DIN EN 1993-5:2010-12 gegenübergestellt. Die entsprechenden Ergebnisse für die LBS sind dem Anhang G.2 zu entnehmen. Aufgrund des höheren Grundwasserstands im betrachteten Lastfall Sunk 3 stellen sich größere resultierende totale Spannungen mit  $\sigma_{ZB,\perp} = e_{ZB,\perp} + w_u$  ein.

Der relevante Bereich der größten Spannung befindet sich auf Höhe der Hafensohle und ist abhängig von der Biegesteifigkeit des Trägers. Die Belastungen des Referenzprofils HZ 880M C betragen dort  $e_{ZB,\perp} (HG) = 37,0 \text{ kN/m}^2$  und für das biegesteifste Profil HZ 1180M C  $e_{ZB,\perp} (HG) = 33,0 \text{ kN/m}^2$ . Hinzu kommt der wirkende Wasserüberdruck  $w_u$  mit  $40,0 \text{ kN/m}^2$ , was bei dem Referenzprofil  $\sigma_{ZB,\perp} = 77 \text{ kN/m}^2$  auf Höhe der Hafensohle ergibt. Der Verlauf der Erddruckspannungen der Profile HZ 630M und HZ 880M C entspricht annähernd dem analytisch ermittelten, aktiven Erddruck. Für die beiden größeren Profile fällt der Erddruck deutlich niedriger aus und weicht kaum voneinander ab. Wie in Abs. 6.4 gezeigt, impliziert dies, dass es ab einem Grenzwert des Verhältnisses der Biegesteifigkeit der Wand und der Steifigkeit des Bodens keinen Einfluss mehr auf die Gewölbewirkung gibt.



**Abb. 6.34:** Spannungsverteilung auf den Zwischenbohlen bei variierendem Trägertyp im Bauzustand Sunk 3 am Referenzsystem für die Wasserbaustelle

Für das untersuchte Zwischenbohlen-Profil zeigt die Parameterstudie, dass der zu betrachtenden Wert auf Höhe der Hafensohle von  $\sigma_{zB,\perp} = 77,0 \text{ kN/m}^2 \gg 40,0 \text{ kN/m}^2$  deutlich größer als der bisher definierte Grenzwert für das vereinfachte Nachweisverfahren nach DIN EN 1993-5:2010-12 ist. In Abs. 2.4.5 wurden hierzu bereits die Untersuchungen zum aufnehmbaren Wasserüberdruck von Zwischenbohlen erläutert. Für das im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Zwischenbohlen Profil AZ 25-800 in Verbindung mit dem Träger Typ HZ 880MC ist der aufnehmbare Wasserüberdruck nach Just (2020) mit  $w_{u,\max} = 70,4 \text{ kN/m}^2$  (Stahlgüten bei AZ: S240 GP und HZ: S430 GP) und  $w_{u,\max} = 99,6 \text{ kN/m}^2$  (Stahlgüten bei AZ: S430 GP und HZ: S460 GP) anzugeben.

Gemäß vorliegender Untersuchungen zum aufnehmbaren Druck der Zwischenbohlen ist daher in einem Vergleich mit charakteristischen Werten mit keiner signifikanten Überbeanspruchung zu rechnen. Dies gilt es jedoch im Rahmen der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten zu prüfen. Insbesondere bei der LBS wäre damit infolge der höheren Belastung im Bereich der Hafensohle zu rechnen. Hier sind also weitere Untersuchungen notwendig.

#### Weitere Einflussfaktoren auf das räumliche Tragverhalten

Die Modellversuche in Abs. 6.2 sowie numerische Studien, die nicht Teil dieser Arbeit sind, zeigen insbesondere folgende weitere Einflussfaktoren auf:

- **Pfahleinbringung:** Die Einbringung eines Kaiplattenpfahls hinter der kombinierten Spundwand führt in den Modellversuchen zu einer Spannungserhöhung auf die Träger von etwa 12 %, aber nur zu einer vernachlässigbaren, zusätzlichen Belastung auf die Zwischenbohlen. Zu erwarten ist, dass im Realmaßstab die Neigung zur horizontalen Gewölbekbildung durch den erhöhten Spannungszustand im Bereich der Träger steigt.
- **Erddruckabschirmung Kaiplattenpfähle:** Wie Qiu (2012) zeigt, kommt es insbesondere infolge der vordersten Reihe von Kaiplattenpfählen zu einer Erddruckabschirmung. Eigene Untersuchungen zeigen, dass die Reduktion des Erddrucks mit verringerndem Abstand der Pfähle zueinander sowie kleiner werdendem Abstand der ersten Pfahlreihe zur Wand zunimmt. Eine steigende Geländesprunghöhe sowie ein wachsender Pfahldurchmesser führen hingegen zu einer größeren Erddruckabschirmung. Eine Ergänzung dieser Faktoren der Arbeit von Qiu (2012) in einem angepassten Faktor für die Erhöhung des Reibungswinkels in Anlehnung an das Verfahren der HPA (2022) ist zu prüfen.
- **Hinterfüllung bei der Wasserbaustelle:** Je nachdem, wie die Hinterfüllung durchgeführt wird, kommt es zu deutlichen Verformungen und Änderungen der Belastung des Ankers, wie auch die Messung von Henke (2008) zeigt. Diesen Einfluss auf die Bemessung von Kaimauern gilt es, weiter zu untersuchen.

Die Kombination dieser Faktoren sollte an einer mit messtechnisch ausgestatteten kombinierten Spundwand überprüft werden. Hier bietet sich die Integration im Rahmen eines digitalen Zwillings an, welcher auch während der Nutzung einer Kaianlage Aufschluss über die Ausnutzung des Systems liefert (vgl. Roubos, 2019). Darüber hinaus sind die gezeigten Untersuchungen für geschichteten Baugrund und doppelte Träger auszuweiten.

## 6.6 Wesentliche Erkenntnisse

In diesem Kapitel wurden die Lastverteilung auf den Zwischenbohlen und Trägern kombinierter Wände untersucht. Festgehalten werden kann dabei:

- Die qualitativen  $1g$ -Modellversuche an einem Kaimauerabschnitt zeigen, dass die Pfahleinbringung zu einer zusätzlichen Belastung der Träger führt. Auch wenn bereichsweise Ansätze für ein horizontales Gewölbe zu erkennen sind, nehmen die Zwischenbohlen weiter Erddruck auf. Die Versuche zeigen, dass die grundsätzliche Abbildung einer Ufereinfassung im Modellversuch möglich ist und dienen der Validierung eines numerischen Modells. Damit wird die Forschungsfrage 2.1 beantwortet (vgl. Kap. 3).
- Infolge der limitierenden Faktoren ist eine vollumfängliche Ähnlichkeit nicht zu erreichen. Daher ist die Forschungsfrage 2.2 (vgl. Kap. 3), ob eine mechanische Ähnlichkeit mit dem Modellversuch erzielt werden kann, nur eingeschränkt zu beantworten.
- Je nach Einspanngrad kommt es zur Ausbildung eines vertikalen Druckgewölbes.
- Ein horizontales Gewölbe stellt sich bei Trägerquerschnitten mit  $I_y \geq 400.000 \text{ cm}^4$  ausnahmslos auf Höhe der Ankerkopflage ein und hat in Abhängigkeit der Anschlusshöhe einen teils weit reichenden Einfluss.
- Trotz Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens mit  $\psi \approx 3 \dots 7^\circ$  zeigt sich keine vollständige Gewölbewirkung über die volle Trägerhöhe, wie es bspw. bei Trägerbohlwänden der Fall ist (vgl. EAB, 2012; Beilke u. a., 2016).
- In numerischen Simulationen am Prototyp wird die Forschungsfrage 2.3 aus Kap. 3 beantwortet, in dem die Entstehung vertikaler und horizontaler Druckgewölbe aufgezeigt werden kann.
- Unterhalb des Einflussbereichs der Rückverankerung werden die Zwischenbohlen entgegen der idealisierten Modellvorstellung maßgeblich belastet, wie anhand von Messungen am Prototyp überprüft werden sollte.
- Es wird mit Hilfe des Separationsansatzes nach Bernoulli sowohl für die Land- als auch für die Wasserbaustelle ein Ansatz für die Ermittlung der Lastverteilung auf die Träger und Zwischenbohlen formuliert und in Abs. 6.4.3 zusammengefasst. Damit wird die Forschungsfrage 2.4 geklärt (vgl. Kap. 3).

# 7 Bettung von Trägern

In diesem Kapitel werden die Untersuchungen zur Beschreibung der Träger-Boden-Interaktion bei kombinierten Spundwänden vorgestellt. Das Ziel ist die Berücksichtigung der Bettung von Trägern beim Stabilitätsnachweis. Der Fokus liegt dabei auf der Untersuchung der Drehfedersteifigkeit an jungen bindigen Böden bzw. Hafensedimenten, welche insbesondere im Bereich von Kaimauern in Norddeutschland anzutreffen sind. Ebenso wird das Verhalten in geschichtetem Baugrund untersucht, um realitätsnahe Beschreibungen des Tragverhaltens realer Systemquerschnitte zu ermöglichen.

Zur Bearbeitung der Problemstellung werden klein- und großmaßstäbliche Modellversuche sowie numerische Simulationen durchgeführt. Auf Grundlage dessen wird die Drehfedersteifigkeit mit einem Formelansatz approximiert und die Anwendung im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis aufgezeigt. Das methodische Vorgehen zur Optimierung des Stabilitätsnachweises ist in Abb. 7.1 dargestellt. In Abs. 7.6 werden die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst.

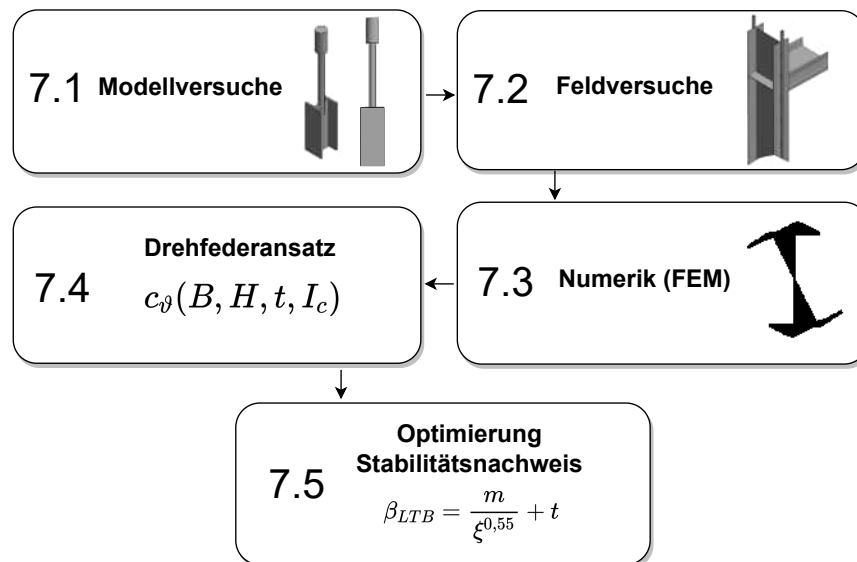


Abb. 7.1: Ablaufschema zur Ermittlung eines Drehfederansatzes für bindige Böden und die Berücksichtigung davon im Stabilitätsnachweis

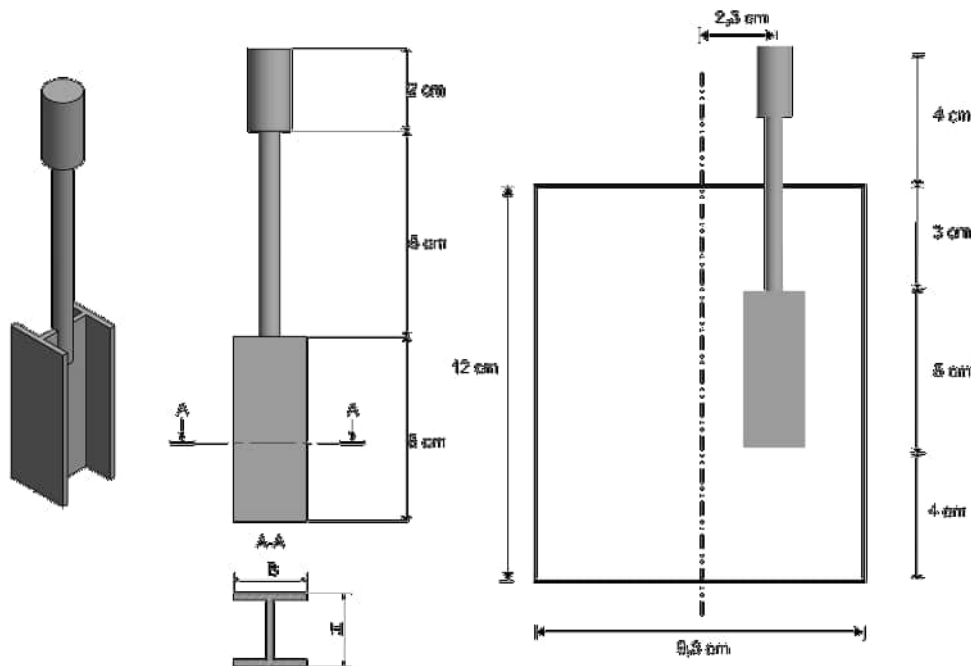
## 7.1 Modellversuche

Zur Identifizierung erster Einflussgrößen der Drehfedersteifigkeit als Grundlage der Planung von großmaßstäblichen Verdrillungsversuchen eines Trägers sowie zur Validierung numerischer Modelle, werden 1g-Modellversuche durchgeführt. Dazu werden Profile mit konstanter Höhe von 5 cm und variierender Querschnittsgeometrie in einem mit Boden gefüllten Behälter im Laborflügelscherversuchsstand verdreht, wobei das Reaktionsmoment und der Rotationswinkel am Kopf gemessen werden.

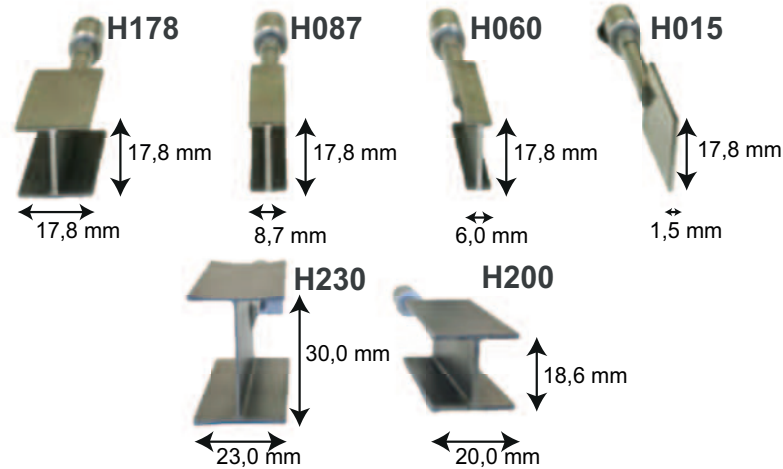
### 7.1.1 Aufbau

Die Verdrehung der Versuchsprofile erfolgt in einem zylindrischen Behälter mit einem Durchmesser von 9,3 cm bei einer Probeneinbauhöhe von 12 cm (vgl. Abb. 7.2). Zur Ermittlung erster Abhängigkeiten werden die Profilgeometrie bei gleichbleibender Profilhöhe  $H = 5$  cm, die Konsistenz des Bodens sowie die Drehgeschwindigkeit variiert.

Die untersuchten Profile sind mit den verwendeten Bezeichnungen und Abmessungen in Abb. 7.3 dargestellt. Die Profile H178 bis H015 werden aus Stahlblechen zusammengefügt und haben eine abnehmende Flanschbreite im I-Querschnitt bis hin zum reinen Blech ohne Flansche. Die Profile H230 und H200 hingegen entsprechen den realen Querschnittsformen der Profiltypen HZ 680 LT und HP 400x231 bei einem Maßstab von 1 : 20. Diese werden aus einer 5 cm dicken Stahlplatte mittels Laser erodiert.



**Abb. 7.2:** Modellversuchsaufbau zur Verdrehung von Profilen im Flügelscherversuchsstand (Beuße und Grabe, 2020a)



**Abb. 7.3:** Untersuchte Modellprofile

Bei dem Boden handelt es sich um einen auf einer Halde im Hamburger Hafen zwischengelagerten Klei von der Baumaßnahme „Kattwykbrücke“, sodass das Material bereits bei der Probenentnahme stark gestört vorliegt. Bodenmechanisch ist das Material als Schluff mit tonigen, schwach feinsandigen und schwach mittelsandigen Beimengungen anzusprechen (Massenanteile T / U / S / G [%]: 18,8 / 56,5 / 24,0 / 0,7 / -). Nach Durchführung der bodenmechanischen Klassifizierungsversuche wird das Material homogenisiert und zu Proben mit drei unterschiedlichen Konsistenzen konditioniert. Für die Mischprobe mit weicher Konsistenz werden folgende bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt:  $\varphi' = 30,8^\circ$ ,  $c' = 8,9 \text{ kN/m}^2$ ,  $e_o = 0,844$ ,  $C_C = 0,231$  und  $C_S = 0,025$ . Der Viskositätsindex ergibt sich nach Leinenkugel (1976) zu  $I_\nu = 0,031$ .

Die variierten Parameter der Konsistenz, Drehgeschwindigkeit und Profilgeometrie sind der Tab. 7.1 zu entnehmen. Nach Matsui und Abe (1981) wird in Abhängigkeit der Konsolidierungsbeiwerte für die drei untersuchten Konsistenzen ermittelt, dass bei den untersuchten Rotationsgeschwindigkeiten von undrängierten Bedingungen auszugehen ist. Daraus ergibt sich die Notation für die Versuchsbezeichnung zu „Konsistenz-Geschwindigkeit-Profil“ (z. B. S-V06-H060).

**Tab. 7.1:** Konsistenzen, Geschwindigkeiten und Profile der Modellversuche

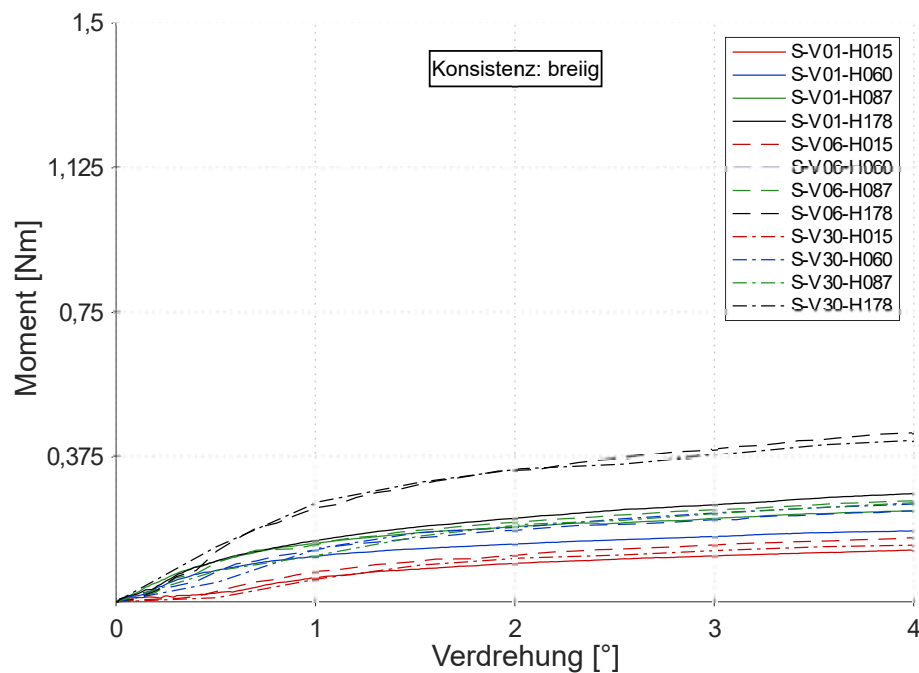
Konsistenz	Geschwindigkeit	Profil
S ( $I_c = 0,47$ ; $w = 37,3\%$ )	V01 ( $1^\circ/\text{min}$ )	H015
M ( $I_c = 0,68$ ; $w = 32,2\%$ )	V06 ( $6^\circ/\text{min}$ )	H060
L ( $I_c = 0,80$ ; $w = 29,1\%$ )	V30 ( $30^\circ/\text{min}$ )	H087 H178

### 7.1.2 Ergebnisse

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit  $c_m$  erfolgt als Sekantenmodul im Torsionsmoment-Verdrehungs-Diagramm ( $M_T$  über  $\vartheta$ ) anhand der Gl. 7.1.

$$c_m = \left. \frac{\Delta M_T(\vartheta)}{\Delta \vartheta} \right|_{\vartheta=2^\circ} = \frac{\Delta m_T(\vartheta = 2^\circ)}{3,491 \cdot 10^{-2} \text{ rad}} \quad (7.1)$$

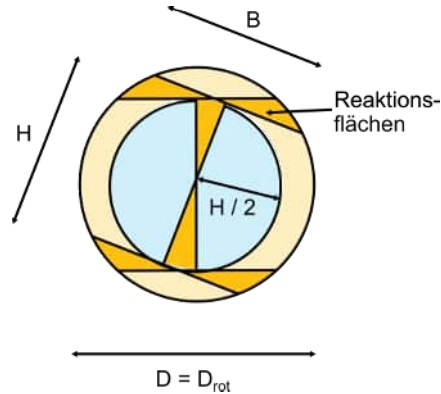
Die Abb. 7.4 zeigt, das in den Versuchen aufgezeichnete Torsionsmoment  $M_T$ , aufgetragen gegenüber der Verdrehung des Profils.



**Abb. 7.4:** Torsionswiderstandsmoment  $M_T$  für den breiigen Moorburger Klei (S-V01-H015) unter Variation der Geschwindigkeit (S-V01...V30-H015) und Profilgeometrie (S-V01-H015...H178)

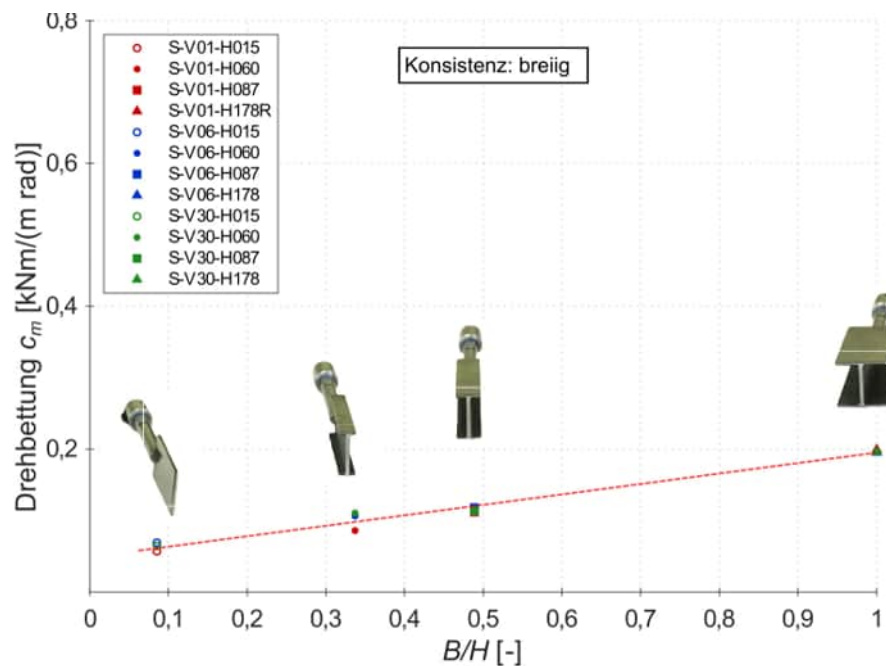
Deutlich wird, dass bis etwa  $1^\circ$ , bedingt durch den Bewegungsspielraum im Spannfutter des Versuchsgeräts, das Torsionsmoment unregelmäßig schwankt. Oberhalb von  $\vartheta > 1^\circ$  ergibt sich eine Regelmäßigkeit und das Torsionsmoment nimmt mit zunehmendem Faktor  $B/H$  zu. Ein direkter Geschwindigkeitseinfluss ist aufgrund der undrained Drainagebedingungen nicht zu erkennen.

Der Rotationskörper bei der Scherung im Boden kann nach Abb. 7.5 über  $H + B$  oder als Durchmesser des abgescherten Rotationskörpers  $D_{\text{rot}} = \sqrt{H^2 + B^2}$  beschrieben werden.



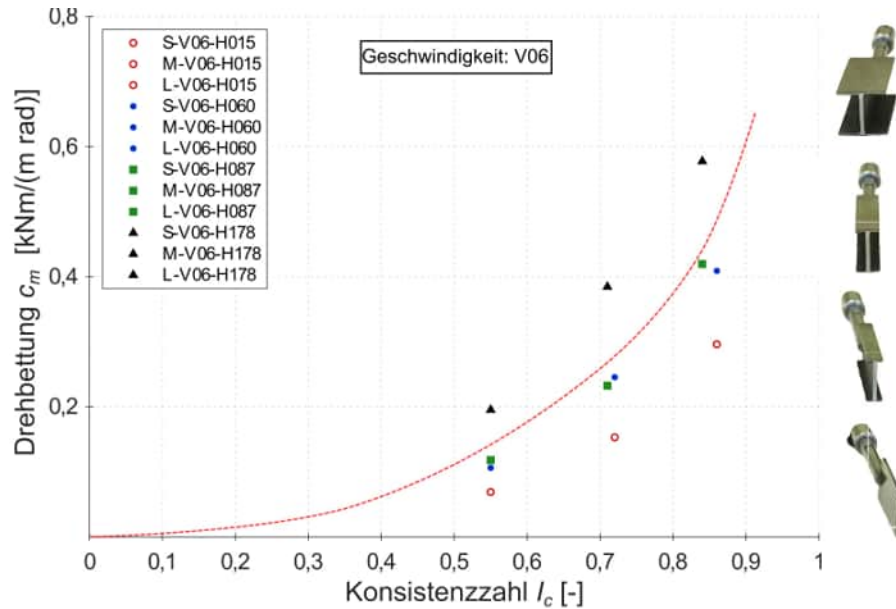
**Abb. 7.5:** Scherkörper eines verdrehten Trägers im Boden

Nachfolgend wird die Sekantensteigung bei einer Profilverdrehung von  $2^\circ$  als Drehbettung  $c_m$  [kNm/(m · rad)] definiert. Diese ist in der Abb. 7.6 für die Variation von  $B/H$  dargestellt. Es zeigt sich mit zunehmender Flanschbreite und dadurch zunehmendem Durchmesser des abgescherten Bodenkörpers eine Zunahme der Drehbettung.



**Abb. 7.6:** Drehbettung  $c_m$  für einen breiigen Moorbürger Klei unter Variation der Profilgeometrie

Darüber hinaus ergibt sich durch Variation der Konsistenz eine exponentielle Abhängigkeit der Drehbettung von der Konsistenzzahl  $I_c$ , wie in Abb. 7.7 zu sehen ist. Dieser Zusammenhang deckt sich mit der grundsätzlichen Abhängigkeit der undrained Scherfestigkeit von der Konsistenz eines bindigen Bodens (vgl. Vogt, 2017).



**Abb. 7.7:** Drehbettung  $c_m$  für einen breiigen Moorburger Klei unter Variation der Konsistenz

Anhand der erzielten Ergebnisse wird ein erster Drehfederansatz als Funktion  $c_m \approx c_{m,g} \left( \frac{B}{H}, I_c \right)$  ermittelt (vgl. Beuß und Grabe, 2020a). Für die Anwendung im Prototypmaßstab sind daher großmaßstäbliche Versuche notwendig, welche nachfolgend vorgestellt werden.

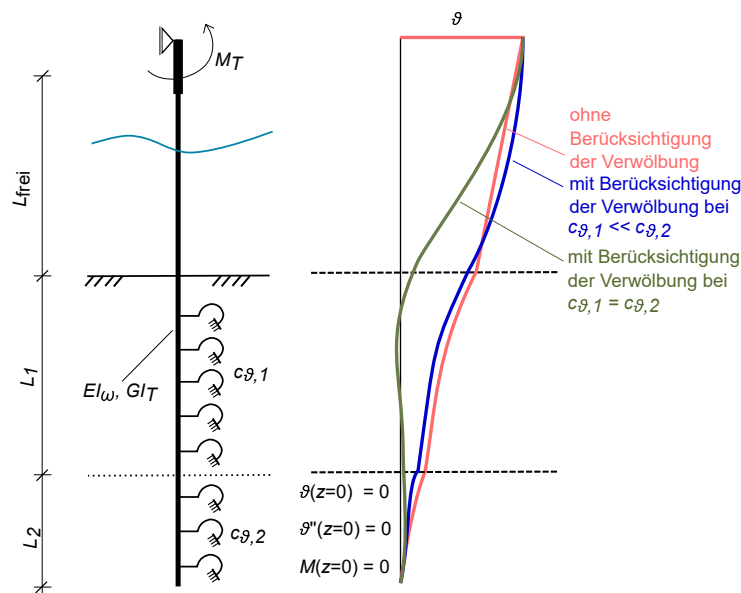
## 7.2 Feldversuche in Wilhelmshaven

In diesem Abschnitt werden die im März 2020 in Wilhelmshaven durchgeführten Versuche zur Untersuchung der Träger-Boden-Interaktion vorgestellt. Das Ziel der Versuche ist die Ermittlung von rotatorischen und lateralen Federsteifigkeiten für einen üblichen Doppel-T-Träger in Boden. Die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse sind bereits teilweise in Beuß und Grabe (2022) publiziert.

### 7.2.1 Erwartetes Verformungsverhalten

Das Torsionsverhalten eines im Boden gebetteten Trägers wird theoretisch über den gebetteten Kragarm gezeigt. Infolge einer reinen Momentenbelastung am Ende eines Kragarms ergibt sich bei wölbefreien Querschnitten (geschlossene Profile, bspw. ein Rohr) ein konstanter Momentenverlauf bis zur Einspannung. Infolgedessen tordiert der Balken und es stellt sich ein linear vom Ende bis zur Einspannung abnehmender Verdrehungsverlauf ein. Dieses Verhalten wird als Torsion ersten Grades bzw. St. Venant Torsion beschrieben.

Bei dünnwandigen offenen Profilen, wie bei einem I-Querschnitt von Trägern kombinierter Spundwände, kommt es infolge der Momentenaufbringung am Ende des Kragarms zu einer Verwölbung des Querschnitts, bei dem sich Teile des Profils in Längsrichtung verformen. Dies hat einen hyperbolischen Verdrehungsverlauf zur Folge (vgl. Petersen, 2013, S.1311). Daraus resultiert ein zu erwartender, hyperbolischer Verdrehungs- bzw. Torsionsverlauf. In Abb. 7.8 ist der Verdrehungsverlauf eines im Boden gebetteten Balkens bei einer Momentenaufbringung am Kopf dargestellt. Dabei stellt sich im Boden auch ein



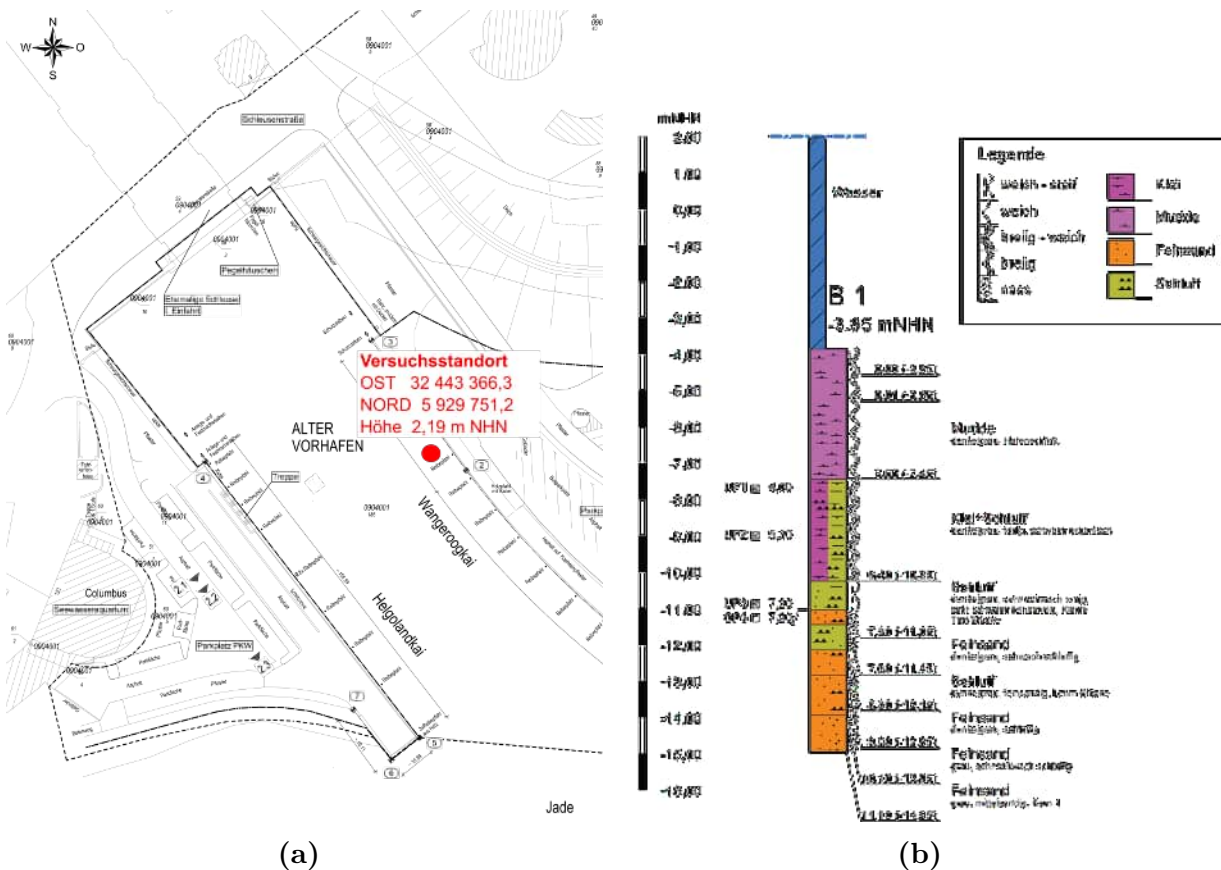
**Abb. 7.8:** Physikalisches Modell und Verdrillung eines Trägers im Boden bei unterschiedlichen Balken und Bettungen

hyperbolischer Verlauf ein, wobei die Steigung der Torsion abhängt von der Größe der Drehfedersteifigkeit  $c_{\vartheta}$ , wie im Versuch von Schallück und Grabe (2011) gezeigt. Oberhalb des Bodens ergibt sich über die freie Länge  $L_{\text{frei}}$  ein linearer Verlauf, wenn das obere Ende wölbefrei ist. Ist am oberen Ende allerdings die Verwölbung bspw. durch eine Platte behindert, so kann der Querschnitt dort nicht wölben und es resultiert ein S-förmiger Verdrehungsverlauf. Dieser hängt von der Größe und dem Verhältnis der Drehfedersteifigkeiten der Bodenschichtung ab.

Im rot dargestellten Fall ist die Verwölbung am oberen Ende eingeschränkt. In den anderen beiden Fällen ist die Verwölbung am Kopf konstruktiv behindert, sodass sich hier andere Verdrehungsverläufe in Abhängigkeit der Bettung im Boden ergeben können.

### 7.2.2 Bodenverhältnisse

Der Versuchsstandort vor dem Wangeroogkai ist geprägt durch breite bis weiche Mudde bzw. Klei bis etwa 7,20 m unterhalb der Hafensohle, gefolgt von dichten Feinsanden im Liegenden (vgl. Abb. 7.9).



**Abb. 7.9:** Lageplan des Versuchsstandorts in Wilhelmshaven (a) und Schichtenverzeichnis der Bohrung direkt neben dem Standort (b)

Zur Einschätzung der Bodeneigenschaften werden die mittels Bohrung vom Ponton gewonnenen Proben im Labor des *Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg* untersucht. Der Klei wird nachfolgend als Wilhelmshavener Klei (WHV Klei) und der Sand als Wilhelmshavener Sand (WHV Sand) bezeichnet. Bei dem WHV Sand handelt es sich um einen Feinsand mit schwach schluffigen Beimengungen. Die lockerste bzw. dichteste Lagerung, der Porenanteil sowie die Trockendichte nach DIN 18126:1996-11 sind in der folgenden Tab. 7.2 aufgelistet.

Anhand von CD-Triaxialversuchen werden die Scherparameter bei dichter Lagerung zu  $\varphi' = 40^\circ$  sowie bei lockerer Lagerung zu  $\varphi' = 30^\circ$  bestimmt. Im CRS Kompressionsversuch wird der Kompressionsbeiwert mit  $C_C$  zu 0,018 ( $\sigma_1 = 10 \text{ kPa} \dots 20 \text{ kPa}$ ) bzw. zu 0,0527 ( $\sigma_1 = 800 \text{ kPa} \dots 1.200 \text{ kPa}$ ) bestimmt.

Der WHV Klei ist bodenmechanisch als ein Schluff mit stark tonigen und schwach feinsandigen Anteilen zu beschreiben. Dabei weist die im CRS-Kompressionsversuch untersuchte

**Tab. 7.2:** Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung des Wilhelmshavener Sands

lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
$\rho_{d,\min} = 1,204 \text{ g/cm}^3$	$\rho_{d,\max} = 1,608 \text{ g/cm}^3$
$n_{\max} = 0,546$	$n_{\min} = 0,396$
$e_{\max} = 1,201$	$e_{\min} = 0,656$

Probe einen Überkonsolidierungsbeiwert von  $OCR = 1,6$  auf und ist nach Leroueil u. a. (1983) als leicht überkonsolidiert zu bewerten. Die Ermittlung der Zustandsgrenzen erfolgt mit den Versuchen nach DIN EN ISO 17892-12:2020-07. Nach den Ergebnissen der Tab. 7.3 zeigt der Klei in breiiger Konsistenz ein ausgeprägt plastisches Verhalten.

**Tab. 7.3:** Bestimmung der Zustandsgrenzen des Wilhelmshavener Kleis

<b>Fließgrenze</b>	$w_L = 135,4 \%$
<b>Ausrollgrenze</b>	$w_P = 47,7 \%$
<b>Plastizitätszahl</b>	$I_P = 87,7 \%$
<b>Konsistenzzahl</b>	$I_C = 5,0 \%$
<b>Konsistenz</b>	breiig

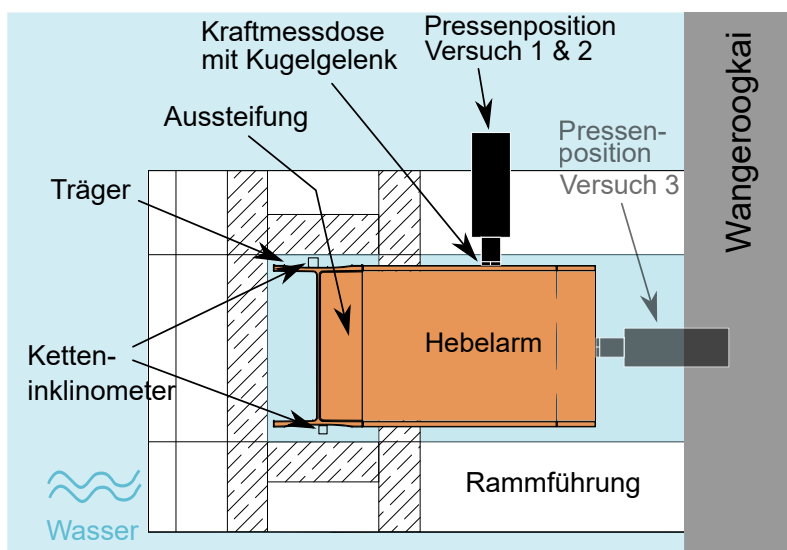
Mit Hilfe des CU-Triaxialversuchs werden die Scherparameter des Kleis zu  $\varphi' = 37,9^\circ$  und  $c' = 4,6 \text{ kN/m}^2$  bestimmt. Zur Ermittlung der Scherfestigkeit des undrännierten Bodens wird der Labor-Flügelscherversuch durchgeführt. Dabei werden der maximale Scherwiderstand  $c_{fv} = 4,55 \text{ kN/m}^2$  und der Rest-Scherwiderstand  $c_{Rv} = 1,63 \text{ kN/m}^2$  bei einer Sensitivität von  $S_{tv} = 2,8$  ermittelt.

Im eindimensionalen Kompressionsversuch ergeben sich der Kompressionsbeiwert  $C_C = 0,883$ , der Schwellbeiwert  $C_S = 0,142$ , der Kriechbeiwert  $C_\alpha = 0,0520$  sowie der Viskositätsindex nach Leinenkugel (1976) zu  $I_\nu = 0,056$ . Nach Terzaghi u. a. (1996) liegt der untersuchte Klei mit  $C_\alpha/C_C = 0,056$  im Bereich von organischem Schluff, sodass hier von einem für die Bodenart üblichen Kompressionsverhalten auszugehen ist.

Der WHV Sand hat im Vergleich zu Literaturwerten aus Witt (2017) in lockerster Lagerung eine hohe Porenzahl, welche auf die schluffigen Beimengungen zurückzuführen ist. Der WHV Klei hingegen zeigt trotz breiiger Konsistenz eine vergleichsweise hohe Scherfestigkeit. Für die Torsionsversuche ist daher mit deutlich messbaren Widerständen zu rechnen, ohne dass es zu einem direkten Versagen des abgesicherten Bodenkörpers kommt.

### 7.2.3 Versuchskonzept

Für die Versuche wird ein Träger des Typs HZ 880MC mit einer Gesamtlänge von 21 m durch Hebelarme zur Aufbringung der Verdrehung erweitert. Zwischen den Hebelarmen für die Verdrehung in Versuch 1 und 2 wird der Träger aussteift, um einen Torsionseinfluss bis zum Beginn der Ketteninklinometer zu vermeiden. Es wird ein lastfreier Bereich von 10 m ab der Kaimauerkante eingehalten, indem eine Rammführung oberhalb des lastfreien Bereichs über die Kaimauerkante hinweg geführt wird. Innerhalb dieser Führung wird der Träger nach der Installation in den Versuchen 1 und 2 verdreht sowie in dem Versuch 3 nach Umbau der Presse lateral belastet, wie in Abb. 7.10 dargestellt ist.

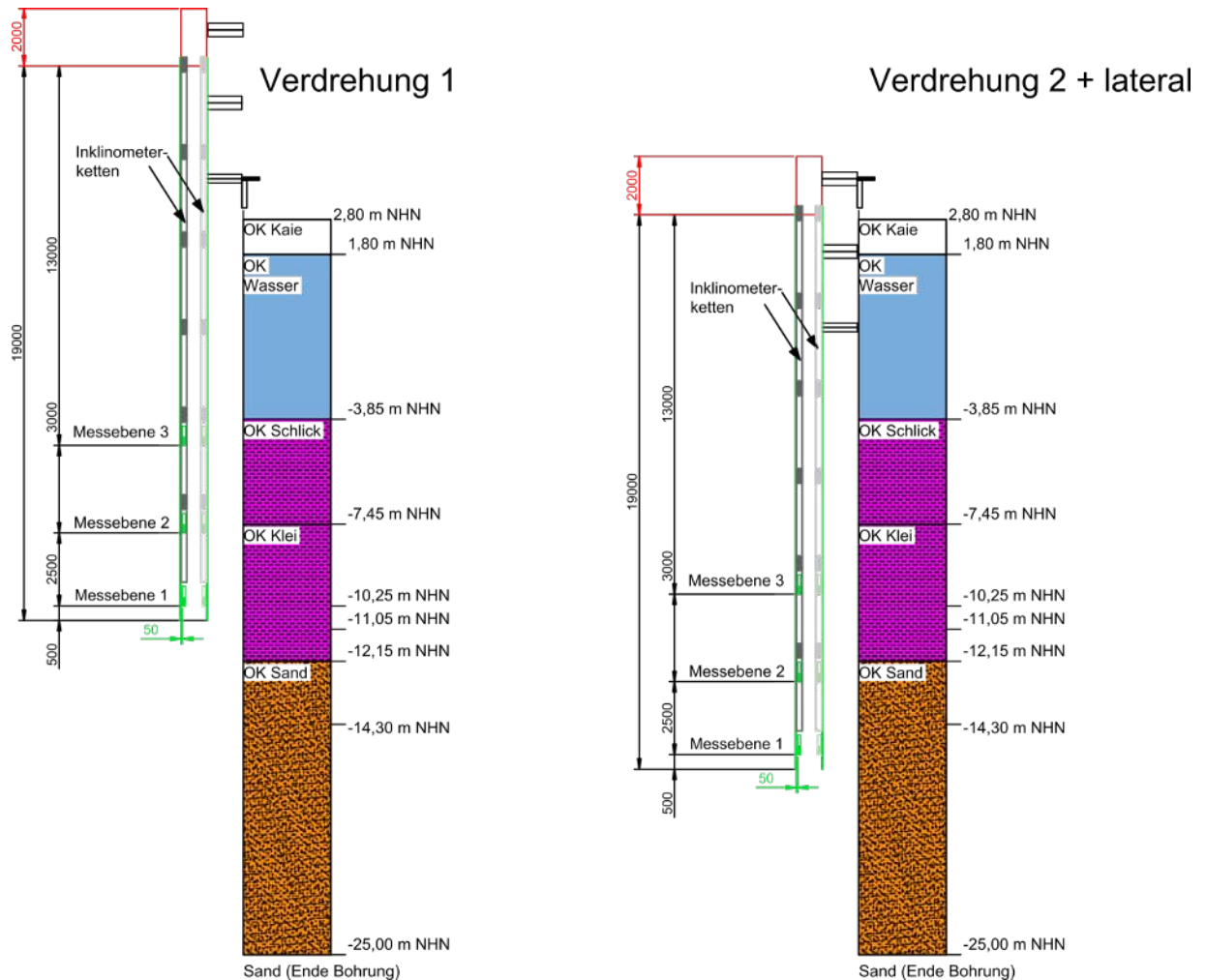


**Abb. 7.10:** Versuchsaufbau zur Verdrehung (Versuch 1 und 2) sowie zur lateralen Belastung (Versuch 3) des Trägers im Boden vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven

An die Rammführung wird eine Konsole als Widerlager für die Presse geschweißt. Die verwendete Presse kann bis zu 100 kN bei konstanter Geschwindigkeit aufbringen. Die Pressenkraft wird mit einem Kugelgelenk und beidseitiger Stahlplatte querkraftfrei in den Hebelarm eingeleitet. Zwischen dem Kugelgelenk und dem Pressenstempel wird eine Ringkraftmessdose angeordnet, die der Berechnung des Drehmoments dient.

Der Pressenweg wird mittels Seilzugsensoren gemessen. Details hierzu sind in Abb. H.1 in Anhang H.1 dargestellt.

Zusätzlich werden Ösen mittig am Steg angeschweißt, an denen Stahlseile befestigt und vorgespannt werden. Mögliche Querkkräfte, die durch die exzentrische Lastaufbringung entstehen könnten, werden so minimiert. Darüber hinaus werden in drei Ebenen jeweils zwei kombinierte Erd- und Porenwasserdrucksensoren montiert, um während der Versuche Rückschlüsse auf die Bodenreaktion zu liefern. Die Anordnung der Sensoren (vgl. Sensordaten in Anhang H.1) ist in Abb. 7.11 dargestellt. Die Kabel werden im Übergangsbereich zu den Flanschen gebündelt nach oben geführt und mittels Epoxid-Glasfasergelege vor äußeren Einflüssen geschützt. Oberhalb des Schutzes werden die Kabel zur Zugentlastung an Stahlösen befestigt.

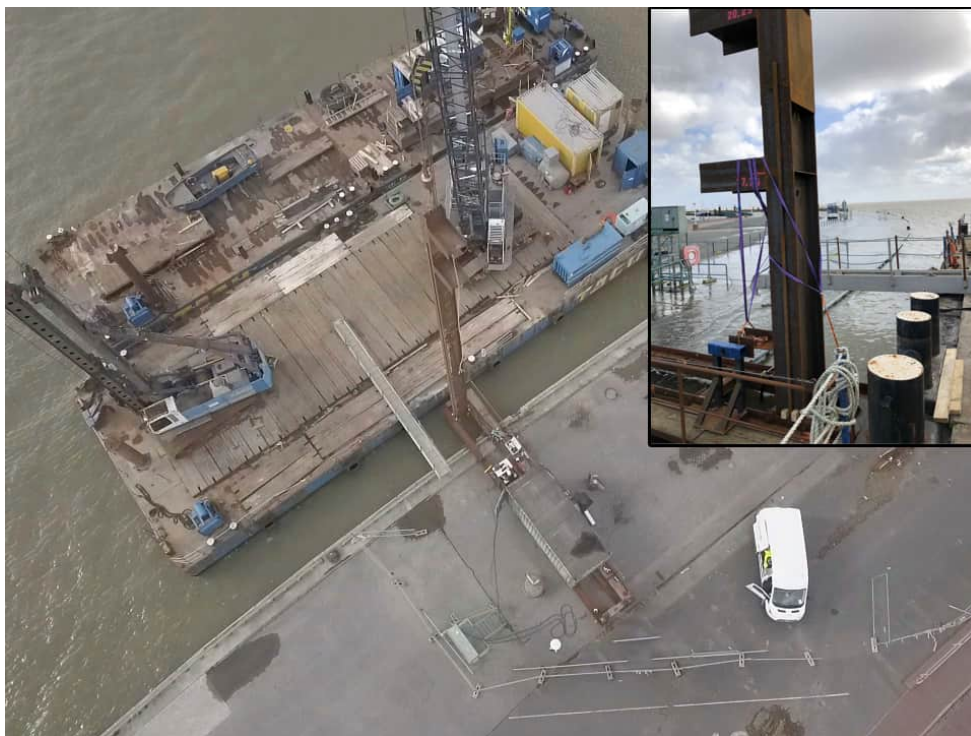


**Abb. 7.11:** Querschnitt der Versuchsanordnung zur Verdrehung und Verschiebung des Trägers vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven

Auf der Kopffläche des Trägers werden an zwei Außenecken der Flansche 5/8“ Muttern angeschweißt, um GPS-Sensoren (Typ Javad Triumph-2) und Tachymeter-Prismen zu montieren. Anhand dieses Systems für hochpräzise Punkteinmessungen erfolgt mittels GPS- und GLONASS-Satelliten eine Bestimmung der Trägerlage im dreidimensionalen Raum.

Der Träger wird mit einem Abstand von etwa 1,70 m vor der Bestandskaimauer am Wangeroogkai eingebracht. Für den Versuch im Klei dringt der Träger allein durch das Eigengewicht hängend am Kran in den Boden ein, wie in Abb. 7.12 dargestellt.

Für die Versuche, bei denen der Träger zusätzlich in die Sande einbinden soll, wird der Träger mittels Vibration auf die geplante Endtiefe gebracht.



**Abb. 7.12:** Luftbilder während und nach der Installation des Trägers in der Rammführung vor dem Wangeroogkai in Wilhelmshaven

Zur Bestimmung der Trägerverformungen werden zwei Ketten-Inklinometer mit jeweils sechs Inklinometer-Sonden je Strang verwendet. Für die Montage der Inklinometerketten werden Vierkantstahlrohre exzentrisch an der Außenseite der Flansche angeordnet und nach unten hin angeschrägt verschlossen.

Jeweils danebenliegend ist ein Leerrohr angeordnet, um ein Verlaufen des Trägers im Zuge der Einbringung durch die exzentrische Anordnung zu verhindern (vgl. Beuße und Grabe, 2020a).

Um in den Versuchen die dreidimensionalen Trägerverformungen aus den Neigungen zu ermitteln, erfolgt durch ein Abgleichen der folgenden Messgrößen die Ermittlung des Verformungszustands ausgehend von der veränderlichen Lage des Trägerkopfs:

1. GPS + GNSS  $\Rightarrow$  Anfangs- und Endposition des Trägerkopfes,
2. Tachymeter  $\Rightarrow$  Position des Trägerkopfes während der Versuche,
3. Seilzugsensor  $\Rightarrow$  Messung des Pressenwegs,
4. Ketteninklinometer  $\Rightarrow$  Verformung in zwei Achsen, zurückgerechnet vom Kopf.

#### 7.2.4 Versuchsablauf

Nach dem Befüllen der Porenwasserdrucksensoren erfolgt in der Phase 1 das Stellen des Trägers in der Rammführung. Der Träger bindet nach dem Herablassen in der Führung 6,70 m in den Klei ein und wird zur Minimierung lateraler Bewegungen infolge des Seegangs sowie der Windlast abgespannt. Es wird bis zur Beruhigung der Porenwasserdrücke (PWD) etwa sechs Tage abgewartet.

In der Phase 2 wird der Träger bei Tideniedrigwasser im Klei verdreht. Dazu wird über die Presse mit der Vorschubgeschwindigkeit 6 mm/min auf den untersten Hebelarm die Verdrehung  $\vartheta$  aufgebracht. Der Versuch wird nach 14 min bei  $\vartheta = 6^\circ$  gestoppt, um ein Verkanten der Lastplatte und Kraftmessdose zu verhindern. Der Träger dreht sich anschließend wieder selbstständig in die Ausgangsposition zurück.

Zunächst war jeweils eine Wartezeit von etwa einer Woche zwischen den Versuchen und Einbringungen vorgesehen, um die Einflüsse der Veränderungen der Bodenzustände zu verringern. Bedingt durch die Maßnahmen zur Corona-Pandemieeindämmung ist das ehemals für mehrere Wochen geplante Vorgehen auf zwei Tage zu verkürzen. Der Einfluss auf die Porenwasserüberdrücke wird dabei entsprechend berücksichtigt. Es erfolgt nach etwa 18 h Wartezeit (Phase 3) die Einbringung mittels Vibration für weitere 5,25 m, sodass der Träger anschließend 3,60 m zusätzlich in den Sand einbindet (Phase 4). Die Reduktion von Porenwasserüberdrücken wird dabei für etwa 6 h abgewartet. Anschließend erfolgt in Phase 5 der zweite Versuch zur Verdrehung der Träger in Klei und Sand infolge der am obersten Hebelarm aufgebrachten Verschiebung. Zusätzlich zum Ablauf der ersten Verdrehung wird der Träger nach der Verdrehung bis auf  $\vartheta = 6^\circ$  gezielt zurückgefahren.

Innerhalb der Phase 6 erfolgt der Umbau der Belastungseinrichtung sowie der Seilzugsensoren, sodass die Presse in axialer Richtung des Hebelarms zeigt und so eine laterale Verschiebung des Trägers erzeugen kann. In der letzten Phase 7 wird der Träger im dritten Versuch bis zum maximalen Pressenweg von 200 mm am obersten Hebelarm lateral verschoben und kontrolliert wieder zurück in die Ausgangsposition gefahren. Anschließend wird der Träger wieder gezogen.

Der Versuchsablauf ist in der Tab. 7.4 zusammengefasst. Weitere Bilder der Versuchsdurchführung sind in im Anhang H.1 dargestellt.

**Tab. 7.4:** Ablaufphasen der Versuche am Wangeroogkai

Phase	Dauer	Ablauf
1	6d 3 h 46 min	<b>Einbringung</b> durch Eigengewicht in 6,7 m Klei und Abbau der Porenwasserüberdrücke
2	15 min	<b>Versuch 1 / Verdrehung 1:</b> Verdrehung in 6,7 m Klei
3	17 h 49 min	Zeitraum nach Verdrehung bis Einbringung in die Sande
4	5 h 11 min	<b>Einbringung</b> mittels Vibration weitere 3,6 m bis in die Sande
5	18 min	<b>Versuch 2 / Verdrehung 2:</b> Verdrehung in Klei und Sand
6	1 h 13 min	Umbau der Presse zur lateralen Belastung
7	1 h 20 min	<b>Versuch 3 / Laterale Verschiebung</b>

## 7.2.5 Ergebnisse

### Verformungsverhalten

Für die Versuche 1 und 2 werden die Verformungen in den zwei exzentrisch angeordneten Inklinometerachsen in eine gemittelte Verdrehung des Trägers über die Höhe umgerechnet.

Für den Versuch 3 wird die Trägersauslenkung gemittelt. Die Ergebnisse sind zusammen mit den Höhenlagen der Presse, der Schlick- und der Kleischicht in Abb. 7.13 dargestellt. Es wird deutlich, dass sich im Versuch 1 (Verdrehung nur in Klei) der Fuß infolge der aufgetragenen Kopfverdrehung mit dreht. Die Verdrehung nimmt über die Trägerhöhe ab Beginn der obersten Bodenschicht ab. Im Versuch 2 führt die zusätzliche Einbindung zu einer weiteren Reduktion der Verdrehung über die Höhe. Ab Beginn der Sandschicht nimmt die Verdrehung signifikant ab und ist am Fuß nahezu 0°.

Das Verformungsverhalten entspricht dabei den theoretischen Erwartungen eines gebetteten, dünnwandigen Querschnitts bei Torsion (vgl. Abs. 7.2.1). Ein vergleichbarer Zusammenhang zwischen dem Bodenwiderstand und der resultierenden Verformung zeigt sich auch bei dem Versuch 3. Infolge der lateralen Belastung nimmt die Verschiebung des Trägers über die Höhe zunächst im Klei leicht - und ab der Einbindung in den Sand stärker ab.

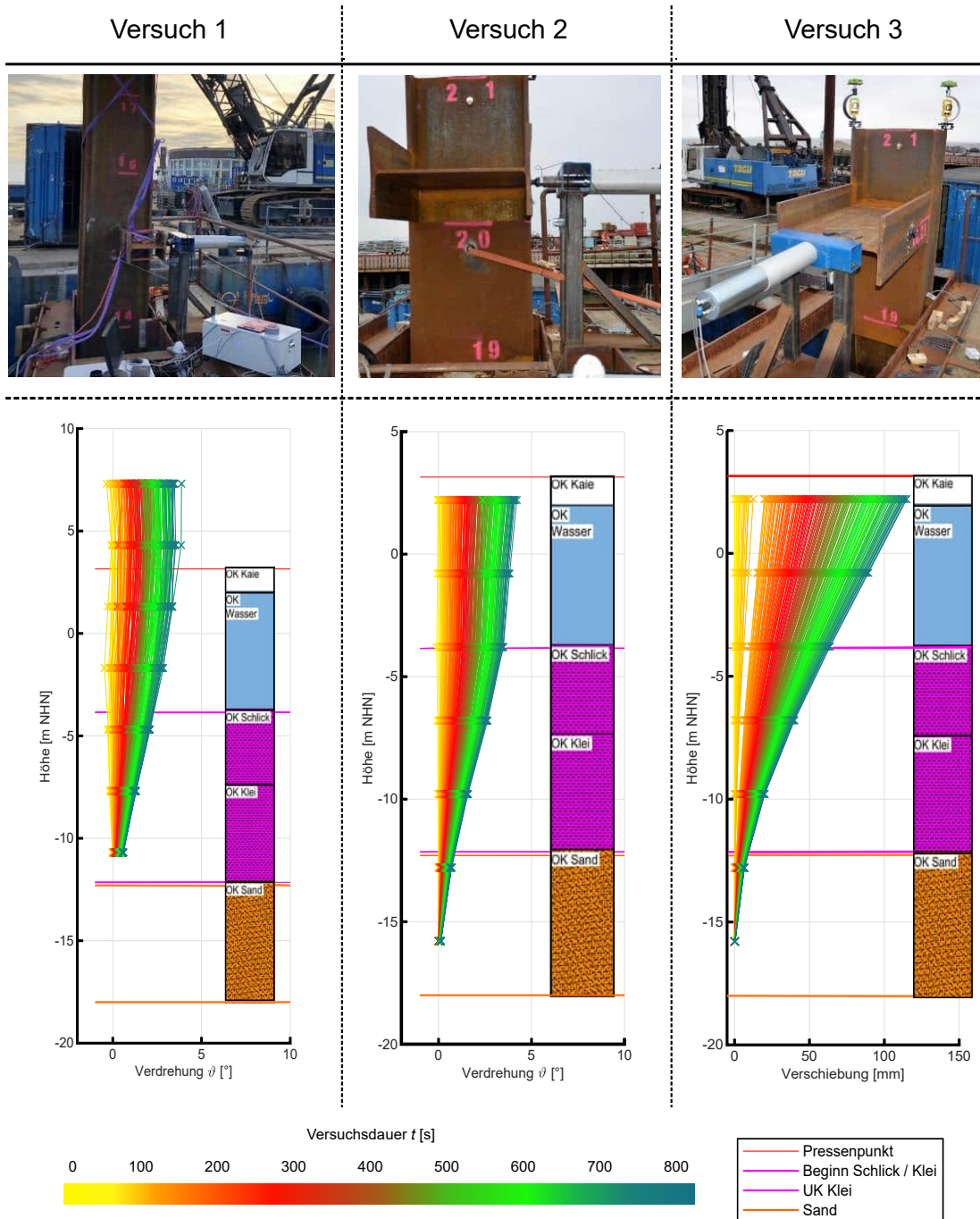
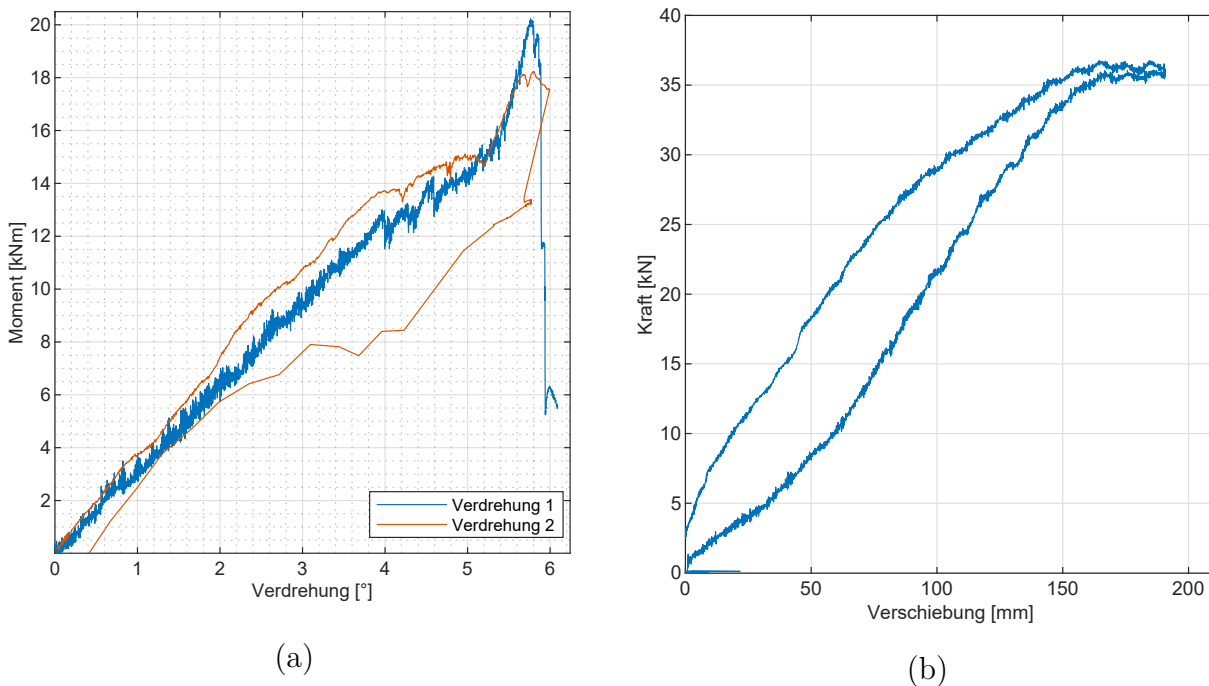


Abb. 7.13: Berechnete Verdrehung des Trägers des ersten (links) und zweiten Verdrehungsversuchs (Mitte) sowie Verschiebung der lateralen Belastung (rechts)

### Bodenreaktion

In Abb. 7.14 (a) ist das Reaktionsmoment für die Versuche 1 und 2 gegenüber der Verdrehung auf Höhe der Presse aufgetragen. Im Versuch 1 im Klei steigt das Reaktionsmoment in einem näherungsweise linearen Verlauf bis auf etwa 20 kNm bei 5,8° Kopfverdrehung an. Anschließend fällt das Reaktionsmoment schlagartig ab, da der Kontakt zwischen der Auflagerplatte zur Krafteinleitung und der Presse nicht mehr hinreichend gegeben ist. Im Versuch 2 steigt das Reaktionsmoment bis auf etwa 14 kNm bei 4° Kopfverdrehung mit größerer Steigung als im Versuch 1 an. Ab diesem Punkt nimmt das Reaktionsmoment zunächst geringer zu bis auf etwa 5° Verdrehung. Anschließend fällt es leicht ab und steigt dann mit größerer Steigung an bis zum Maximum von 18 kNm bei etwa 5,8° Verdrehung. Infolge des Zurückfahrens der Presse sinkt das Reaktionsmoment anschließend wieder.

Anhand der Trägerverdrehung in Abb. 7.14 (a) wird deutlich, dass im Versuch 2 im Klei der Abbau der Verdrehung geringer ausfällt als im Versuch 1.



**Abb. 7.14:** Reaktionsmoment der Versuche 1 und 2 (a) sowie Reaktionskraft während der lateralen Verschiebung in Versuch 3 (b) aus Beuße und Grabe (2022)

Zusammen mit den gemessenen Porenwasserdrücken sowie der pandemiebedingten Verkürzung zwischen den Versuchen ist davon auszugehen, dass sich der zuvor infolge der Verdrehung verformte Klei noch nicht wieder an den Träger gelegt hat. Daher kann im Versuch 2 für das gemessene Reaktionsmoment verantwortliche Widerstand lediglich durch die Sandschicht aufgebracht werden. Bezogen auf die Einbindelänge der jeweiligen Schicht ist das Reaktionsmoment erwartungsgemäß im Versuch 2 größer als in Versuch 1. Das bestätigen auch die Messung des effektiven Erddrucks, wie in Beuße und Grabe (2023) gezeigt.

Die infolge der lateralen Verschiebung des Trägers im Versuch 3 gemessene, horizontale Reaktionskraft ist gegenüber der Pfahlkopfverschiebung in Abb. 7.14 (b) aufgetragen.

Demnach stellt sich ein nichtlinearer Zuwachs der gemessenen Horizontalkraft gegenüber der lateralen Verschiebung bis zu maximal 37 kN bei einer Verschiebung von 190 mm am Trägerkopf ein. Zusammen mit der Entlastung ist ein hysteretisches Verhalten erkennbar – die Reaktionskraft nimmt zunächst schneller wieder ab als sie zuvor zugenommen hat. Dieses Verhalten kehrt sich nach etwa zwei Dritteln der Entlastung wieder um.

Die kombinierten Erd- und Porenwassersensoren zeigen das von der Tide und der Belastung abhängige Verhalten des Bodens während der Versuche auf, wie der Abb. 7.15 zu entnehmen ist.

Die einzelnen Abbildungen sind im Anhang H.1 dargestellt und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

#### **Versuch 1** Verdrehung im Klei

- Die Porenwasserüberdrücke sind hinreichend abgebaut nach der Installation und
- es gibt keine signifikanten Änderungen der Porenwasser- und Erddrücke bei Verdrehung im Klei.

#### **Versuch 2** Verdrehung im Klei und Sand

- Die Porenwasserdrücke und effektive Spannungen weisen bei der Installation auf eine Verflüssigung im Nahbereich hin und normalisieren sich nachfolgend. Bei der Verdrehung steigen die Drücke im Widerstandsbereich an und sinken im Entlastungsbereich bei positiver Verdrehung,
- es zeigt sich ein rückläufiges Verhalten der effektiven Spannungen bei negativer Verdrehung und
- die effektiven Spannungen in der obersten Sensorebene deuten auf eine starke Störung des Kleis hin.

#### **Versuch 3** laterale Verschiebung im Klei und Sand

- Die Porenwasserdrücke und effektive Spannungen steigen noch stärker im Widerstandsbereich und sinken im Entlastungsbereich bei positiver Verschiebung,
- auch hier zeigt sich ein rückläufiges Verhalten der effektiven Spannungen bei negativer Verschiebung und
- die effektiven Spannungen in der obersten Sensorebene deuten weiterhin auf einen stark gestörten Klei hin.

Mittels des dargestellten Last-Verformungsverhaltens werden die Steifigkeit der Drehfeder sowie der lateralen Wegfeder invers bestimmt.

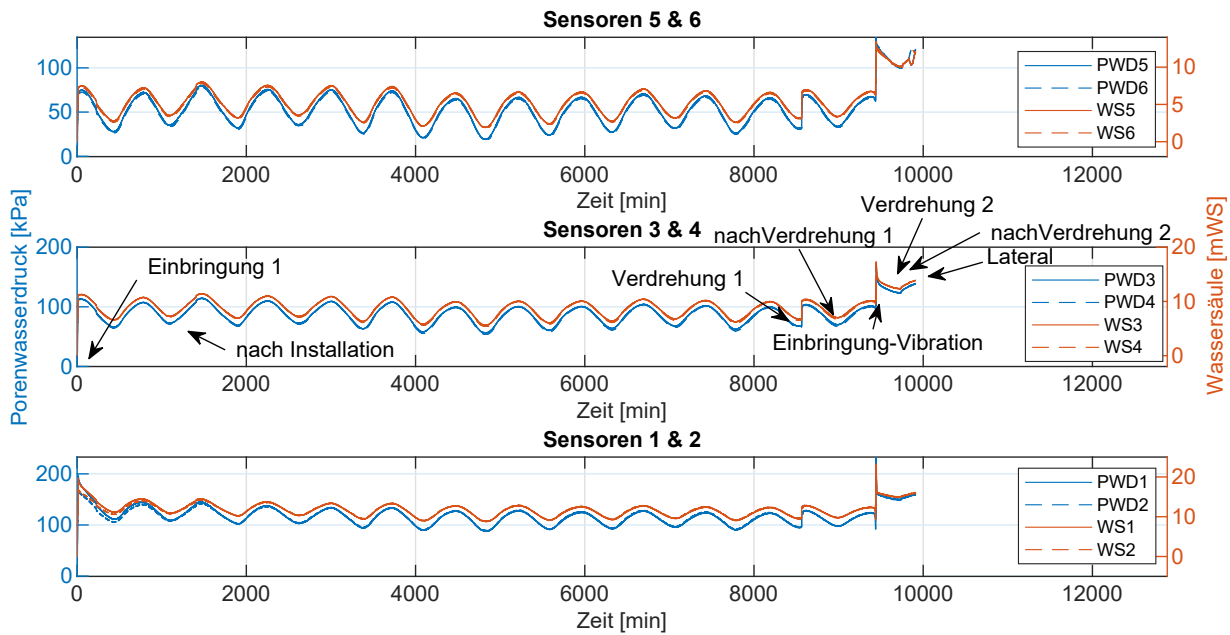


Abb. 7.15: Verlauf der Porenwasserdrücke und des Wasserstands auf Höhe der Sensoren über die Dauer der gesamten Messung

**Ermittlung der Drehbettung**

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit erfolgt nach dem in Abb. 7.16 dargestellten Schema. Dabei gehen die gemessenen Trägerverformungen der Versuche 1 und 2 als Anfangs- und Übergangsbedingungen in die Lösung der DGL ein ①. Für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit, welche selbst Bestandteil der Differentialgleichung (DGL) ist, wird im Weiteren die DGL numerisch bei bestmöglicher Approximation der gemessenen Trägertorsion gelöst ②. Anschließend erfolgt mit der Datengrundlage einer Parametervariation ③ die Ermittlung eines Drehfederansatzes ④.

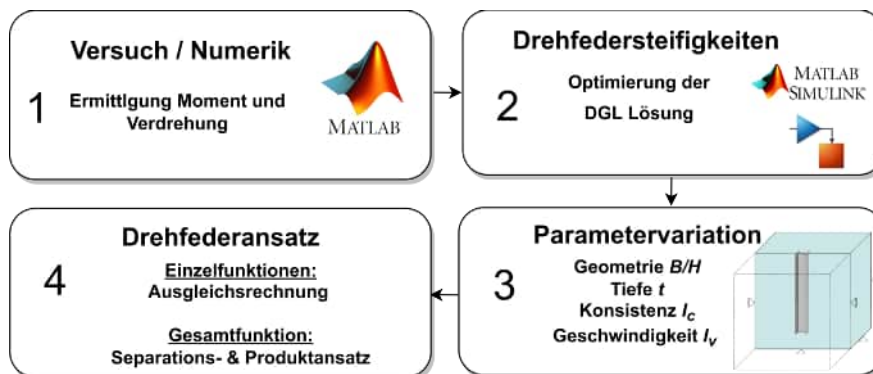


Abb. 7.16: Ablaufschema zur Ermittlung des Drehbettungsansatzes

Dabei ist die Drehfedersteifigkeit  $c_\vartheta$  vereinfacht als Bestandteil der DGL der Torsion eines elastisch gebetteten, dünnwandigen Stabes nach Gl. 7.2 zu verstehen (vgl. Petersen, 2013).

$$EI_\omega \cdot \vartheta'''' - GI_T \cdot \vartheta'' + c_\vartheta \cdot \vartheta = 0 \quad (7.2)$$

Hier sind  $EI_\omega$  die Wölbsteifigkeit,  $GI_T$  die St. Venantsche Torsionssteifigkeit und  $c_\vartheta$  die Drehfedersteifigkeit bei dem Verdrehwinkel  $\vartheta$  [rad]. Die vollständige, analytische Lösung der homogenen DGL gibt Wlassow und Duda (1964) an mit

$$\vartheta = C_1 \cdot \phi_1 + C_2 \cdot \phi_2 + C_3 \cdot \phi_3 + C_4 \cdot \phi_4. \quad (7.3)$$

Dabei sind die partikulären Lösungen als Produkte trigonometrischer und hyperbolischer Funktionen anzusetzen:

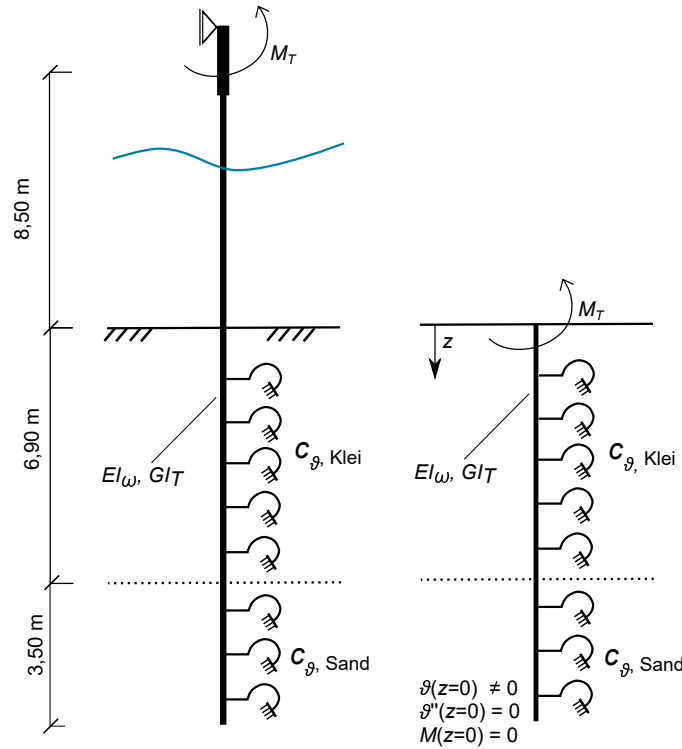
$$\begin{aligned} \phi_1 &= \cosh(\alpha \cdot z) \cdot \sin(\beta \cdot z), \\ \phi_2 &= \cosh(\alpha \cdot z) \cdot \cos(\beta \cdot z), \\ \phi_3 &= \sinh(\alpha \cdot z) \cdot \cos(\beta \cdot z), \\ \phi_4 &= \sinh(\alpha \cdot z) \cdot \sin(\beta \cdot z), \end{aligned} \quad (7.4)$$

$$\text{mit } \alpha = \sqrt{\frac{\lambda_1^2 + \lambda_2^2}{2}}; \beta = \sqrt{\frac{\lambda_1^2 - \lambda_2^2}{2}}; \lambda_1 = \sqrt{\frac{c_\vartheta}{EI_\omega}}; \lambda_2 = \sqrt{\frac{GI_T}{2EI_\omega}}. \quad (7.5)$$

Zur Lösung der DGL mit diesem Ansatz sind vier Anfangs- bzw. Übergangsbedingungen erforderlich. Sofern der Fuß selbst beweglich ist, wie bei der Einbettung in weichem Boden, sind die Integrationskonstanten voneinander abhängig. Die Lösung der DGL beschreibt die Verdrehung des Stabes beginnend mit der Laufordinate  $z$  vom Fuß bis zum Ende am Kopf. Dabei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

1. Verdrehung am Fuß:  $\vartheta(0) = \vartheta_0$ ,
2. Freie Verwölbung am Fuß:  $\vartheta''(0) = 0$ ,
3. Torsionsmoment am Fuß:  $M_T(0) = 0 \quad \rightarrow \quad \vartheta'(0) \cdot GI_T - \vartheta'''(0) \cdot EI_\omega = 0$ ,
4. Torsionsmoment am Kopf:  $M_T(l) = M_{\text{GOK}} \quad \rightarrow \quad \vartheta'(l) \cdot GI_T - \vartheta'''(l) \cdot EI_\omega = M_{\text{GOK}}$ .

Das angesetzte mathematisch-physikalische Modell zur Berechnung des Torsionsmomentenverlaufs und der Drehfedersteifigkeit ist exemplarisch für den Versuch 2 in Abb. 7.17 dargestellt.



**Abb. 7.17:** Mathematisch-physikalisches Modell zur Berechnung des Torsionsmomentenverlaufs und der Drehfedersteifigkeit

Zusammengefasst ergeben sich nach der vollständigen Herleitung (vgl. Anhang H.2) die Konstanten zu:

$$C_1 = C_3 \cdot \frac{[\alpha(\alpha^2 - 3\beta^2) \cdot EI_w - 2 \cdot G \cdot I_T]}{[\beta \cdot G \cdot I_T - \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \cdot EI_w]}, \quad (7.6)$$

$$C_2 = \frac{\vartheta_0}{\phi_2(1)}, \quad (7.7)$$

$$C_3 = \frac{M_{\text{GOK}} - [C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 + \beta \cdot \phi_3)] G \cdot I_T}{[z \cdot (\alpha \cdot \phi_4 + \beta \cdot \phi_2) + (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) + C_4] \cdot G \cdot I_T}, \quad (7.8)$$

$$C_4 = \frac{-C_2 \cdot (\alpha^2 - \beta^2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta}. \quad (7.9)$$

Durch das Einfügen der vier ermittelten Konstanten in die Lösung der DGL in Gl. 7.3 kann nun für eine Verdrehung  $\vartheta$  die Drehfedersteifigkeit  $c_\vartheta$  bestimmt werden.

Bei geringer Einspannwirkung kann das Torsionsmoment am Fuß noch größer als null sein. Die gezeigte analytische Lösung stellt daher lediglich eine erste Annäherung an den gesuchten Last-Verformungszustand dar.

Daher erfolgt im Weiteren die Bestimmung der Drehfedersteifigkeit durch eine numerische Lösung der DGL im Gradientenverfahren mit dem *ode45* Löser von *Matlab* nach Shampine und Reichelt (1997). Dieser basiert auf den Formelansätzen des Runge-Kutta-Verfahrens, wobei jeder Integrationsschritt doppelt mit dem Dormand-Prince-Formelpaar gerechnet wird (vgl. Dormand und Prince, 1980). Der Vergleich der beiden Ergebnisse am Ende eines Integrationsschrittes wird genutzt, um die Schrittweite zu wählen bzw. anzupassen. Die Toleranzen zur Optimierung der Parameter wird nach Shampine und Reichelt (1997) mit 0,001 bei maximal 100 Iterationsschritten festgelegt.

Die Lösung erfolgt unter bestmöglicher Approximation des Verdrehungsverlaufs der Versuche bei gleichzeitiger Einhaltung der fünf Bedingungen:

1. Torsionsmoment am Fuß =  $0 \pm 2$  kNm,
2. Torsionsmoment am Kopf = gemessenes Moment an der GOK  $\pm 5$  kNm,
3. Verdrehung am Fuß = gemessene Verdrehung,
4. Verdrillung am Fuß = gemessene Verdrillung,
5. Verdrillung am Kopf =  $0^\circ/\text{m}$ .

Unter Einhaltung der o. g. Bedingungen wird mit *Simulink* ein Optimierungssystem aufgestellt. Hierbei stellt die in den Gl. 7.6 bis Gl. 7.9 aufgestellte Lösung den Anfangswert für  $c_\theta$  dar.

Im Weiteren wird das Optimum der Integrationskonstanten ermittelt, um die gemessene Trägerverdrehung über die Höhe bestmöglich abzubilden.

### Abgeleitete Drehbettung

Die in einer Frequenz von 1 Hz ermittelten Verdrehungen des Trägers werden nachfolgend in neun repräsentative Einzelmessungen mit gleichem zeitlichen Abstand zueinander aufgeteilt und zur Lösung der DGL als Referenzkurven vorgegeben.

Für den Versuch 1 sind die erzielten Ergebnisse als Verläufe der Verdrehung und des Torsionsmoments gegenüber der Trägerhöhe in Abb. 7.18 aufgetragen. Die Drehfedersteifigkeit ergibt sich dann für jeweils eine Messung als konstanter Wert über die Einbindelänge des Trägers als Widerstandsmoment je Verdrehung. Dabei stellen sich für den Klei Drehfedersteifigkeiten zwischen  $243 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  als Anfangssteifigkeit und  $113 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  als Endwert des Versuchs 1 ein.

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit für den Versuch 2 erfolgt analog zu der des Versuchs 1. Versuchsbedingt wird davon ausgegangen, dass der Klei noch nicht wieder in der Lage ist, Widerstände gegen die Torsion des Trägers zu mobilisieren. Demnach wird die rechnerische GOK auf Höhe der Schichtgrenze des Kleis zum Sand gesetzt. Dabei stellen sich für den Sand Drehfedersteifigkeiten zwischen  $1.955 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  als Anfangssteifigkeit und  $911 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  als Endwert des Versuchs ein, wie in Abb. 7.19 gezeigt. Diese Werte liegen in der gleichen Größenordnung wie im Versuch von FOSTA P813 (2012) mit  $1.512 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$ .

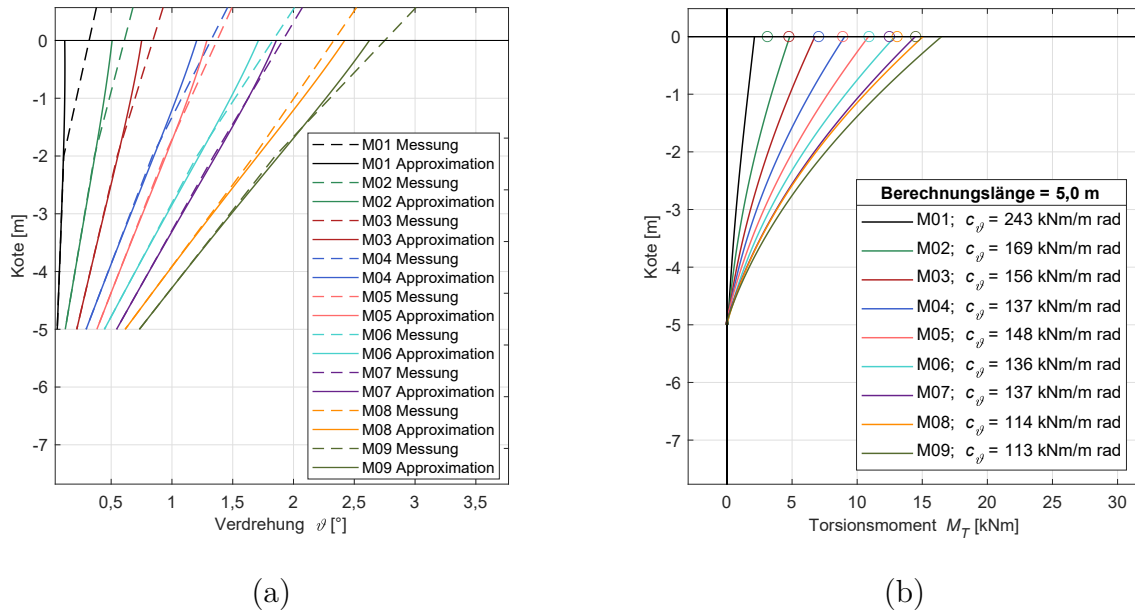


Abb. 7.18: Versuch 1 – Verdrehung des Trägers (a) sowie Torsionsmoment und Drehfedersteifigkeit (b) aus Beußé und Grabe (2022)

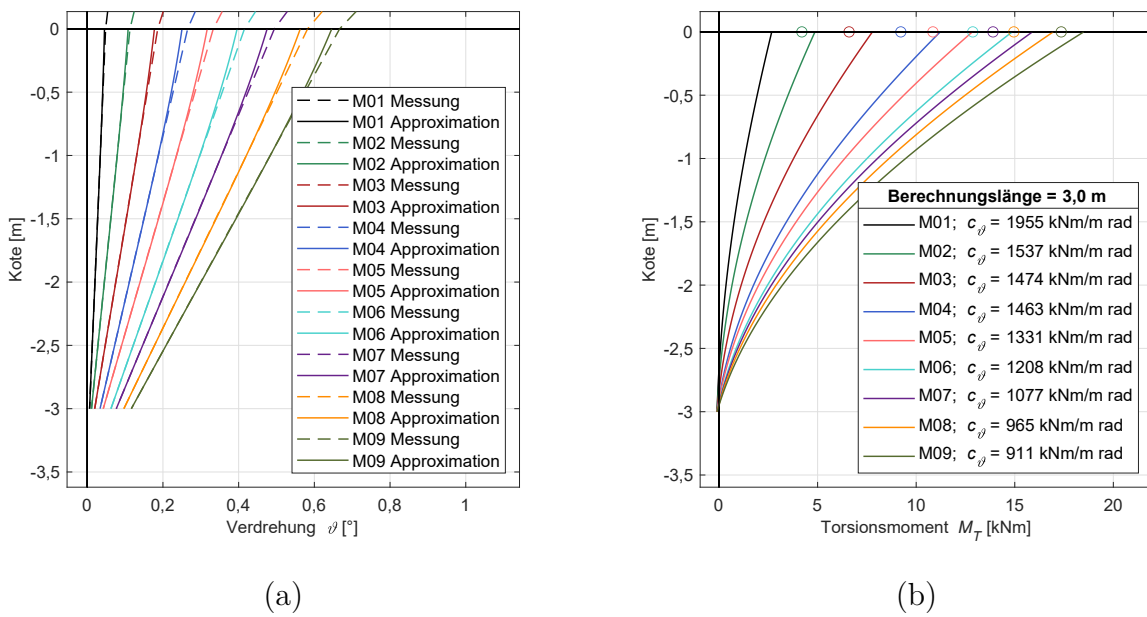


Abb. 7.19: Versuch 2 – Verdrehung des Trägers (a) sowie Torsionsmoment und Drehfedersteifigkeit (b) aus Beußé und Grabe (2022)

### Ermittlung der lateralen Bettung

Die Ableitung der lateralen Federsteifigkeit aus der Probelastung in Versuch 3 erfolgt mittels des elastisch gebetteten Balkens. Unter Zugrundelegung der Vereinfachung eines Bernoulli-Balkens, welcher am Kopf horizontal belastet wird, kann die Auslenkung durch Lösung der DGL in Gl. 7.10 ermittelt werden (vgl. Petersen, 2013). Dabei sind  $EI$  die Biegesteifigkeit,  $k$  die Federsteifigkeit und  $x$  die Auslenkung am Kopf des Balkens.

$$EI \cdot \frac{d^4x}{dz^4} = -k \cdot x \quad (7.10)$$

Unter Annahme einer freien Auflagerung am Fuß und der bekannten Querkraft am Kopf ergibt sich die Lösung der DGL nach Kolymbas (2019) für die Pfahlauslenkung  $x(z)$  in der Tiefe  $z$  zu:

$$x(z) = \frac{2H}{k \cdot L} \cdot \frac{\sinh(\lambda) \cdot \cos(\zeta) \cdot \cosh(\lambda - \zeta) - \sin(\lambda) \cdot \cosh(\zeta) \cdot \cos(\lambda - \zeta)}{\sinh^2(\lambda) - \sin^2(\lambda)}. \quad (7.11)$$

mit der elastischen Länge  $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_{\text{ini}}}}$ , der normierten Laufordinate  $\zeta = \frac{z}{L}$ , dem Faktor  $\lambda = \frac{l}{L}$ , der Tiefe  $z$  ab GOK sowie der am Kopf wirkenden Horizontalkraft  $H$ . Der Nenner wird entgegen der ursprünglichen Lösung von Hetenyi (1964) dabei mittels trigonometrischer Beziehung umgeformt.

Wie auch bei der Ermittlung der Drehfedersteifigkeit, ist auch die Steifigkeit der Wegfeder indirekt selbst Teil der Lösung der DGL. So wird für die initiale Lösung der Gl. 7.10 die elastische Länge  $L$  mit der Anfangsfedersteifigkeit  $k_{\text{ini}} = 30.000 \text{ kN/m}^3$  nach FOSTA P813 (2012) ermittelt. Anschließend kann je Tiefe die Berechnung der Bettungskonstante  $k$  in 100 Iterationen erfolgen, wobei als Abbruchkriterium  $k \approx k_{\text{ini}}$  mit einer Abweichungstoleranz von 0,01 % definiert wird.

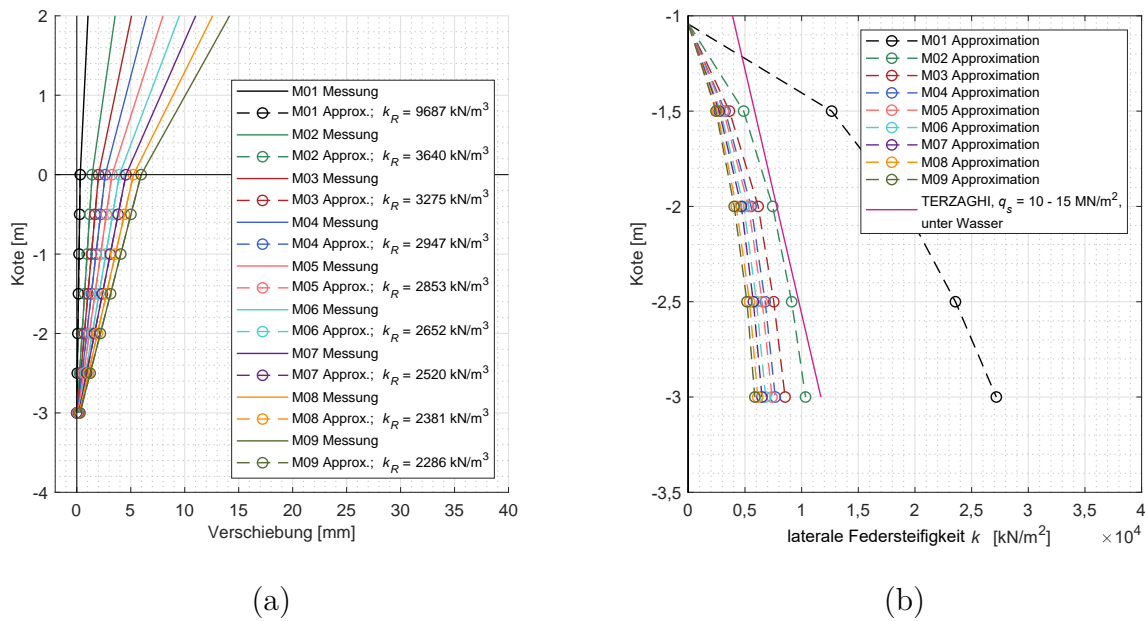
Für die folgenden Tiefen wird jeweils für  $k_{\text{ini}}$  das Endergebnis der Iteration aus dem vorherigen Berechnungsschritt verwendet. Abschließend erfolgt für die ermittelten Bettungskonstanten die Berechnung der horizontalen Auslenkung nach Gl. 7.10 für den Vergleich mit dem Versuch.

Mit diesem Vorgehen wird aus den Messdaten der lateralen Pfahlprobelastung die seitliche Federsteifigkeit bestimmt.

### Abgeleitete laterale Bettung

Bei einer Unterteilung des Trägers wird die Steifigkeit der Wegfeder alle 0,5 m berechnet, wobei sich für jeden betrachteten Zeitpunkt ein nichtlinearer Zusammenhang der Federsteifigkeit über die Einbindetiefe ergibt.

Anhand der ermittelten effektiven Spannungen während des Versuchs wird deutlich, dass der Boden nicht über die gesamte Einbindelänge zum Widerstand gegen die Verschiebung der Träger beiträgt. Dafür ist die mehrfache vorherige Scherbeanspruchung infolge der Versuche sowie die nicht abgeschlossene Konsolidierung verantwortlich. Anhand der Erddrucksensoren wird davon ausgegangen, dass lediglich die unteren 7 m der Einbindung für die laterale Bettung verantwortlich sein können (bis 1 m oberhalb der zweiten Sensorebene im Klei). Die in Abb. 7.20 dargestellten Ergebnisse zeigen die gemessene - sowie approximierte Verschiebung (a) sowie jeweils die Proportionalitätskonstante  $k_R$  [kN/m<sup>3</sup>], welche multipliziert mit der Einbindetiefe  $z$  [m] die laterale Bettungssteifigkeit  $k$  [kN/m<sup>2</sup>] (b) ergibt.



**Abb. 7.20:** Versuch 3 – Verschiebung des Trägers (a) sowie laterale Federsteifigkeit (b) aus Beuße und Grabe (2022)

Anhand der Auswertung ist festzustellen, dass die laterale Federsteifigkeit bereits bei  $-1$  m im Übergangsbereich vom Sand zum Klei gegen null geht. Hiermit wird die Annahme bestätigt, dass der Klei bei der aufgebrachten Verschiebung und der geringen Zeit zwischen den Versuchen keinen messbaren Einfluss auf den Widerstand gegen die Verschiebung hat. Die Bettung am Anfang des Versuchs ist fast sechsmal so groß wie in den folgenden Zeitpunkten des Versuchs. Im Weiteren liegen die Werte von  $k$  im Bereich der Erfahrungswerte nach Terzaghi (vgl. Abs. 2.4.4) für einen mitteldicht gelagerten Sand, wie ebenfalls der Abb. 7.20 (b) zu entnehmen ist. Ab dem Zeitpunkt M02 ergibt sich  $k_R \leq 3.640$  kN/m<sup>3</sup>.

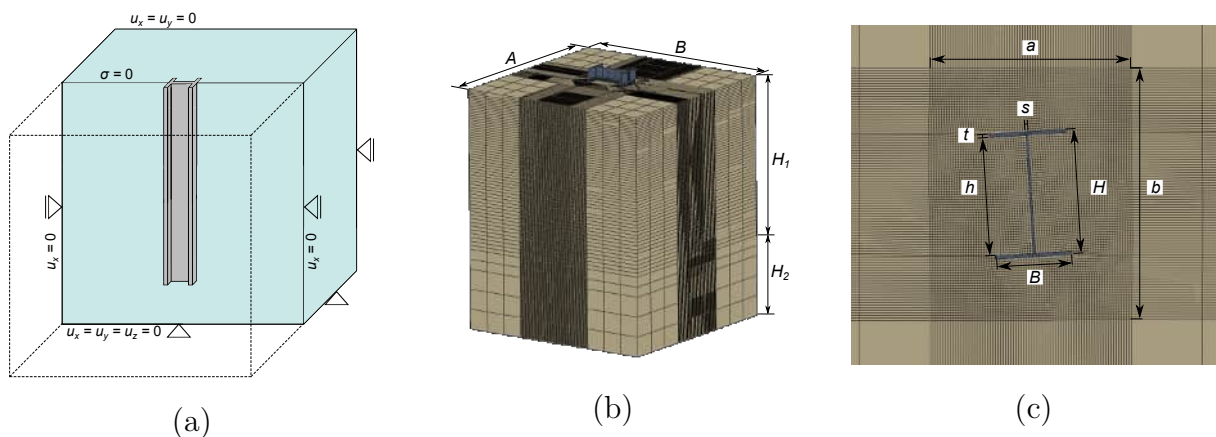
## 7.3 Numerische Simulationen

Wie zuvor in Abs. 7.2 gezeigt, liefert der laterale Bettungsansatz nach Terzaghi eine gute Übereinstimmung. Das bestätigen auch weitere numerische Untersuchungen in FOSTA P1327 (2021). Für die Drehfedersteifigkeit fehlt jedoch für bindigen Boden ein empirischer Ansatz in Abhängigkeit maßgebender Einflussgrößen. Um diese zu identifizieren, wird die Verdrehung eines Trägers im Boden mit Hilfe der Finite Elemente Methode (FEM) untersucht. Zunächst werden die in situ Versuche simuliert. Anschließend werden die Trägergeometrie, die Einbindetiefe, die Konsistenz des Bodens sowie die Belastungsgeschwindigkeit variiert. Die numerischen Simulationen erfolgen mit Hilfe des FEM-Programms ABAQUS 2020 mit einem impliziten Lösungsalgorithmus. Der Prozess der Modellbildung zur Durchführung der numerischen Simulationen wird nachfolgend vorgestellt.

### 7.3.1 Modellbildung

#### Geometrie und Randbedingungen

Zur Lösung des in Abb. 7.21 (a) dargestellten Randwertproblems zur Verdrehung eines Trägers im Boden wird zunächst ein hinreichend großes Modellgebiet gewählt, um Randeinflüsse zu minimieren. Anhand von Voruntersuchungen wird ein Untergrundausschnitt von  $A/B = 5,0 \text{ m} / 5,0 \text{ m}$  als ausreichend groß ermittelt. Die Tiefe des Modells wird definiert durch die Schichtung des Bodens und die Einbindetiefe  $z_{ET}$ . Die Schichthöhe  $H_1$  wird definiert zu  $z_{ET} + 0,5 \text{ m}$ . Die darunter liegende Schicht hat bei reiner Einbindung des Trägers in die obere Schicht eine Mächtigkeit von  $H_2 = 3,0 \text{ m}$ . Die Trägerlänge entspricht bei den Variationsrechnungen der Einbindetiefe.



**Abb. 7.21:** Verdrehung eines Trägers im Boden – Randwertmodell (a), FE-Netz (b) und im Detail im Endzustand (c)

Oberhalb des Trägerkopfes wird ein 0,5 m langer Träger mit dem gleichen Profilquerschnitt als unverformbarer Starrkörper angeordnet. Dieser wird mit einer „tie“-Kontaktverbindung an den Trägerkopf gekoppelt und dient neben der Aufbringung der Kopfverdrehung auch der Ausgabe des Reaktionsmoments. Das diskretisierte Modell ist in Abb. 7.21 (b) dargestellt.

Der untere Rand des Untergrundausschnitts ist in allen Raumrichtungen unverformbar. Die seitlichen Ränder können sich jeweils nur in ihren parallelen Richtungen und nicht in der Richtung orthogonal zur Randebene verformen. Zu Beginn der Simulation wird der Träger in allen Raumrichtungen gehalten. Beim Aufbringen der Schwerkraft auf das gesamte Modell kann der Träger sich lediglich axial (in  $z$ -Richtung) bewegen.

Anschließend wird die Verdrehung im Referenzpunkt des Starrkörpers aufgebracht und so in den Träger eingeleitet. Dabei ist am Starrkörper lediglich der Freiheitsgrad der Verdrehung um die  $z$ -Achse frei. Der Trägerfuß hingegen ist frei verformbar, sodass eine Verwölbung des Trägers möglich ist. Zwischen den Trägeraußenflächen und dem Boden wird ein Kontakt nach der Penalty-Kontakt-Methode in tangentialer Richtung angesetzt. Der Reibkoeffizient des Coulomb'schen Reibungsmodells wird mit 0,5 angenommen. In Normalkraftrichtung wird ein harter Kontakt angesetzt.

### **Dränagebedingungen**

Unterhalb des Wassers ist von gesättigten Zuständen auszugehen. Da die Messungen der Porenwasserdrücke im Versuch keine messbaren Porenwasserüberdrücke aufwiesen (vgl. Abb. 7.15), werden die Simulationen unter Ansatz dräniertter Bedingungen durchgeführt.

### **Diskretisierung**

Das Lösungsgebiet wird um den Träger in einem Bereich von  $a/b = 1,2 \cdot H$  aufgrund der erwarteten größten Verformungen und Spannungen an der Oberkante der Hafensohle feiner diskretisiert als in den äußeren bzw. unteren Bereichen, wie in Abb. 7.21 (c) gezeigt. Zur optimalen Diskretisierung des Trägers werden Voruntersuchungen zur Torsion am gabelgelagerten Träger durchgeführt. Hierbei stellt sich heraus, dass drei Elemente je Steg und Flansch sowie eine maximale Elementhöhe von  $2 \text{ cm} \geq 1 / 680 \cdot L$  zur Vermeidung einer netzbedingten Steifigkeitserhöhung notwendig sind. Für den Boden und den Träger werden hexaeder-förmige Lagrange-Elemente vom Typ C3D8R mit reduzierter Integration und quadratischer Ansatzfunktion verwendet. Für das größte Modell der Simulation der Verdrehung in Klei und Sand (Versuch 2 in Kap. 7.2) ergeben sich unter Einhaltung der oben genannten Regeln 701.315 Elemente, wobei 180.096 Elemente für den Träger benötigt werden.

### **Stoffmodelle und Materialparameter**

Zur Abbildung des Kleis wird das visko-hypoplastische Stoffmodell nach Wolffersdorff (1996) verwendet. Dieses ist ein isotropes Modell, welches für Tone entwickelt wurde. Mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis (2003) ist es in der Lage, das ratenabhängige Materialverhalten abzubilden. Durch Berücksichtigung der Baro- und Pyknotropie antwortet das Stoffmodell abhängig von der Spannung und der Dichte des Bodens. Für die Berechnung mit dränierten Bedingungen wird die Stoffroutine nach Niemunis (2003) und bei vergleichenden undrännierten Berechnungen die von Qiu (2012) erweiterte Routine verwendet.

Für den WHV Klei werden auf Basis der durchgeführten Laborversuche (vgl. Abs. 7.2.2) die Kennwerte in Tab. 7.6 für das visko-hypoplastische Stoffmodell nach Niemunis (2003) nach Niemunis, Grandas-Tavera u. a. (2009) und Niemunis und Herle (1997) bestimmt.

**Tab. 7.6:** Parameter des visko-hypoplastischen Stoffmodells nach Niemunis (2003) für den Wilhelmshavener Klei.

$\rho$	$\varphi_c$	$e_{100}$	$\lambda$	$\kappa$	$\beta_R$	$I_v$	$D_r$	$OCR$	$m_T$	$m_R$	$R_{\max}$	$\beta_r$	$\chi$
[g/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-/sek]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,34	36,9	1,949	0,172	0,025	0,95	0,046	$5,69 \cdot 10^{-6}$	1,5	2	5	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,05	1,05

Da der Fokus dieser Simulationen auf der Verdrehung von Trägern im Klei liegt und das Spannungs-Dehnungsverhalten im darunterliegenden Sand eine untergeordnete Bedeutung hat, wird das Materialverhalten vereinfacht mit einem linear elastischen, ideal plastischen Stoffmodell mit Fließgrenze nach Mohr-Coulomb (MCM) abgebildet. Die Parameter für das Mohr-Coulomb-Modell werden mit den Laborversuchen (vgl. Abs. 7.2.2) bestimmt zu  $E = 56 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0,3$  sowie  $\varphi_c = 34,37^\circ$  und  $\psi = 12,8^\circ$  bei  $\rho = 1,402 \text{ g/cm}^3$  bei  $I_D = 0,528$ . Die mitteldichte Lagerungsdichte wird mittels der Auswertung von Drucksondierungen nach Muhs (1957) und Muhs (1969) bestätigt.

Ergänzend werden in Tab. 7.7 die Parameter des WHV Sand für das hypoplastische Stoffmodell von Wolfersdorff (1996) mit der Bestimmung der Kennerte nach Niemunis und Herle (1997) und Niemunis (2003) dargestellt. Diese werden bei der Simulation der Feldversuche verwendet.

**Tab. 7.7:** Parameter des hypoplastischen Stoffmodells nach Niemunis (2003) für den Wilhelmshavener Sand

$\rho_{\min}$	$\rho_{\max}$	$\varphi_c$	$h_s$	$n$	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$	$\alpha$	$\beta$	$m_T$	$m_R$	$R_{\max}$	$\beta_r$	$\chi$
[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,204	1,600	34,37	422	0,18	0,656	0,823	0,935	0,026	5,684	1,25	1,56	$1,121 \cdot 10^{-9}$	1,82	4,0

Der Stahl des Trägers wird mit einem elastisch-plastischen Materialansatz modelliert. Die Materialparameter werden mit dem Elastizitätsmodul  $E = 210.000 \text{ kN/m}^2$ , der Querkontraktionszahl von  $\nu = 0,3$  sowie der Streckgrenze in Abhängigkeit der Stahlgüte S 355 GP angesetzt.

### Anfangsbedingung und Lastgeschichte

Zu Beginn der Simulationen bindet der Träger bereits in der Aussparung im Boden ein (wished-in-place). Die Anfangsporenzahl  $e_0$  wird gemäß Abs. 7.2 konstant in den beiden Schichten als Anfangsbedingung vorgegeben. Dabei wird von einem initialen Erdruckzustand mit  $K_0 = 1 - \sin(\varphi_c)$  ausgegangen. Im nächsten Schritt erfährt das gesamte Modell die Erdbeschleunigung mit  $9,81 \text{ m/s}^2$ , sodass sich der Träger setzt und sich der Anfangsspannungszustand einstellt. Anschließend erfolgt die Aufbringung der linearen Verdrehung am Starrkörper oberhalb des Trägers.

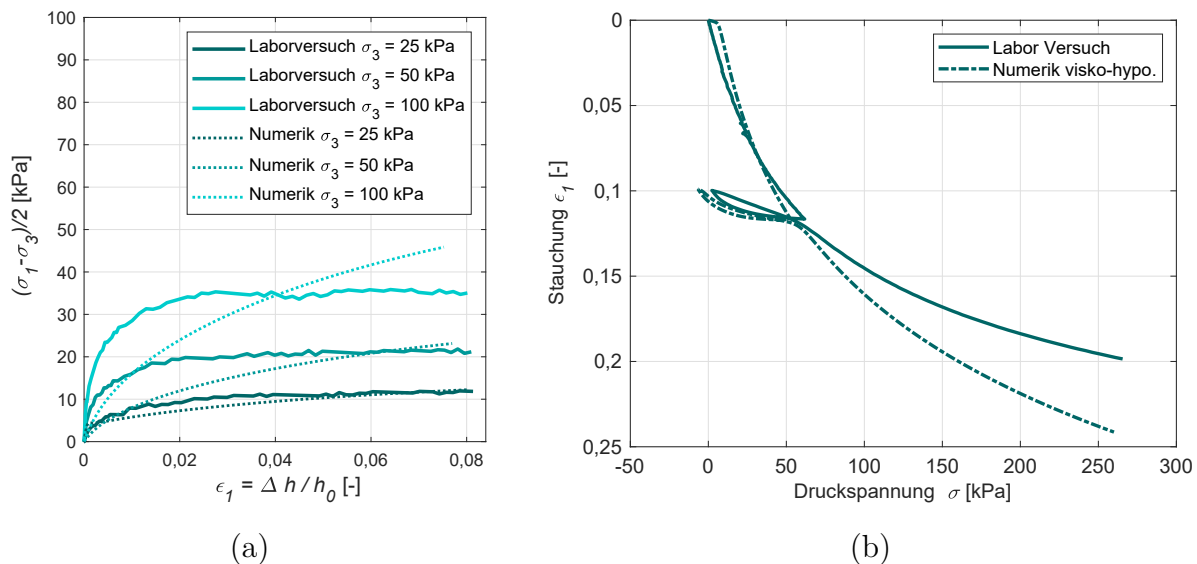
### 7.3.2 Eignung des Modells

Zur Überprüfung der Eignung der gewählten Stoffmodelle und -parameter sowie der Methoden der Verdrehung des Trägers im Boden, werden nachfolgend die Elementversuche sowie großmaßstäbliche Feldversuche simuliert. Anschließend erfolgt eine Bewertung des Modells hinsichtlich ihrer Verwendbarkeit zur Ermittlung eines Drehfederansatzes.

#### Simulation von Elementversuchen

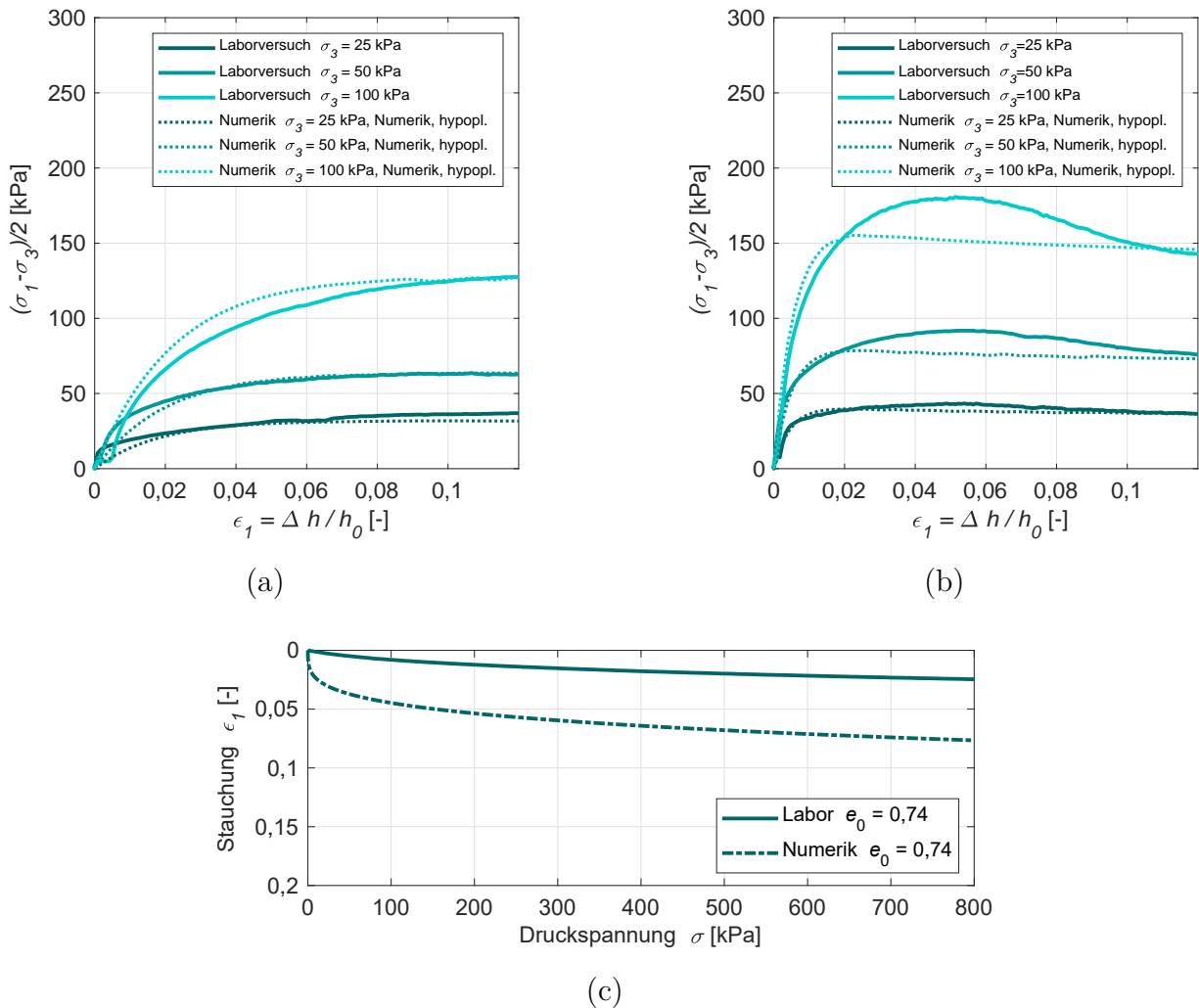
Es am Wilhelmshavener Klei werden drei Triaxialversuche und ein Ödometerversuch im Vergleich zu den Laborversuchen simuliert, wie in Abb. 7.22 dargestellt. Die Simulationen bilden die Anfangssteifigkeit sowie Restscherfestigkeit im Triaxialversuch unterhalb von 50 kPa mit Einschränkungen ab (Abb. 7.22, links). Die Scherfestigkeit wird ab einem Zelldruck größer als 50 kPa überschätzt. Es ist gemäß der im Feldversuch gemessenen Spannung im Boden in Abs. 7.2 jedoch mit geringeren Druckänderungen zu rechnen, sodass die Abbildung auf der sicheren Seite liegt. In der Simulation des Ödometerversuchs wird der Erstbelastungspfad im Druck-Dehnungs-Diagramm übereinstimmend abgebildet. Die Steifigkeit in der Wiederbelastung wird hingegen unterschätzt (vgl. Abb. 7.22, rechts).

Die Simulation der Elementversuche zeigt, dass die mathematische Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des jungen weichen Bodens herausfordernd ist. In den erwarteten Spannungs- und Dehnungsbereichen bildet das Stoffmodell das Materialverhalten ausreichend ab. Zusätzlich bietet das Modell im Vergleich zu anderen Ansätzen die Berücksichtigung der Spannungs- und Ratenabhängigkeit, sodass der Ansatz im Weiteren verwendet wird.



**Abb. 7.22:** Simulierte Elementversuche an dem Wilhelmshavener Klei - Triaxialversuche (a) und Ödometerversuche (b)

Die Simulation der Elementversuche am Wilhelmshavener Sand in Abb. 7.23 bilden das Materialverhalten zufriedenstellend ab.

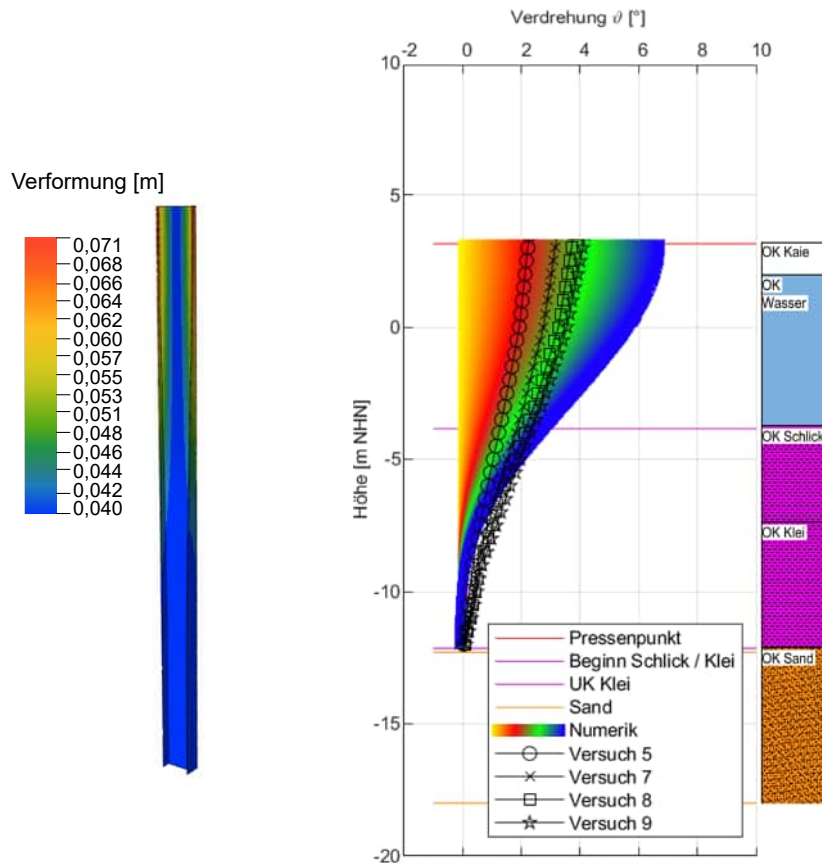


**Abb. 7.23:** Simulierte Elementversuche an dem Wilhelmshavener Sand - Triaxialversuche bei lockerer - (a) sowie dichter Lagerung (b) und Ödometerversuch (c)

### Simulation eines Feldversuchs

In der Simulation des Versuchs 1 (vgl. Abs. 7.2) wird der idealisierte Träger in 6,7 m WHV Klei um  $7^\circ$  verdreht. Die Simulationsergebnisse der Versuche 2 und 3 sind in FOSTA P1327 (2021) dargestellt. Aus der Simulation der Verdrehung 1 (Einbindung ausschließlich in Klei) resultiert eine mit der Einbindetiefe abnehmende Verdrehung mit einer geringen Fußverdrehung von  $\leq 0,5^\circ$ . Da der Träger zwischen Kopf und Beginn des Kleis im Wasser nicht gebettet ist, kommt es hier zu den größten Verformungen (vgl. Abb. 7.24, links). Rechts in Abb. 7.24 ist die Verdrehung des Trägers über die Höhe zusammen mit den maßgebenden Ebenen aus der Verdrehung 1 von Abs. 7.2 aufgetragen.

Die Verdrehung des Trägers in situ ist mit den Kurvenbezeichnungen „Versuch“ zu vier Zeitpunkten der Messung skizziert. Bis zu einer Tiefe von etwa zwei Dritteln der Kleischicht wird eine hinreichende Übereinstimmung der Trägerrotation aus der numerischen Simulation mit der aus dem Versuch erzielt. Darunter kommt es zu einer Unterschätzung der Verdrehung bis zum Fuß des Trägers, was auf die Idealisierung der Kleischicht als homogene Schicht zurückgeführt wird.



**Abb. 7.24:** Simulation der Verdrehung 1 – Verteilung der Verformungen des Trägers (links) und Verdrehung über die Höhe (rechts) im Vergleich zum Versuch

### Bewertung

Die Laborversuche werden mittels numerischer Elementversuche simuliert, wobei eine ausreichende Genauigkeit im erwarteten Spannungsbereich und im Bereich der Anfangsscherfestigkeit vorliegt. Die Simulationen zeigen erwartungsgemäß in der dränierten Berechnung in der Verteilung der Porenzahlen an den durch die Trägerrotation auf Druck belasteten Flächen eine Verringerung der Porenzahl – also ein kontraktantes Verhalten (Verdichtung). Die Entlastung an den gegenüberliegenden Kontaktflächen führt im Klei erwartungsgemäß zu einer Vergrößerung der Porenzahl – also einer Entspannung bzw. Relaxation. Vergleichende Berechnungen mit Plaxis 3D V22 mit dem Soft Soil Creep Modell sowie der CEL-Methode in Abaqus/Explicit 2020 zeigen ein vergleichbares Modellverhalten (vgl. FOSTA P1327, 2021). Für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten bei einer Verdrehung von  $\vartheta \leq 1^\circ$  wird daher die Eignung der Modellierungstechnik als hinreichend bewertet.

### 7.3.3 Parametervariation

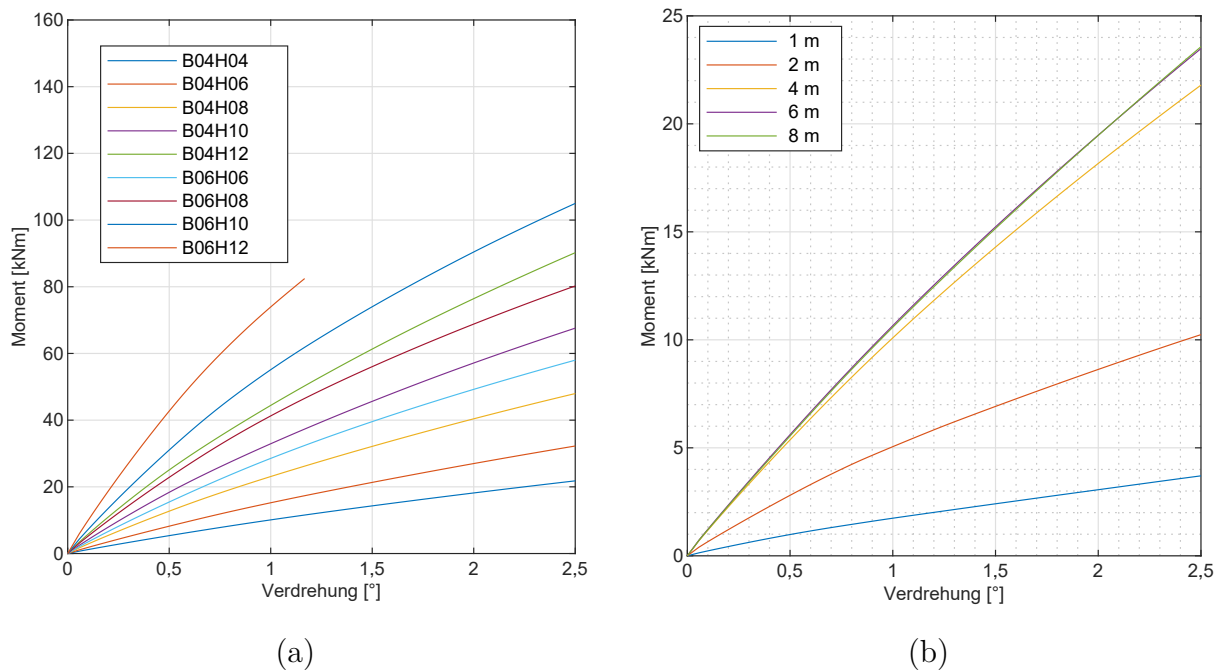
Variiert werden in 22 Simulationen:

- die Trägergeometrie mit  $H = 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2$  m bei  $B = 0,4$  m und  $B = 0,6$  m. Konstant bleiben die Stegdicke  $s = 2$  cm und die Flanschdicke  $t = 3$  cm,
- die Einbindetiefe mit  $z_{ET} = 1,0; 2,0; 4,0; 6,0$  und  $8,0$  m,
- die Konsistenz wird indirekt durch die Veränderung der Anfangsporenzahl  $e_0$  mit  $2,5$  ( $I_c = 0,39$ ),  $2,25$  ( $I_c = 0,5$ ),  $1,8$  ( $I_c = 0,71$ ) und  $1,5$  ( $I_c = 0,85$ ) sowie
- die Berechnungsdauer  $t_{\text{step}}$  mit  $1, 10, 100$  und  $1.000$  s.

### 7.3.4 Ergebnisse

Für die Variation der Trägergeometrie bei  $z_{ET} = 4,0$  m,  $e_0 = 2,5$  ( $I_c = 0,39$ ) und  $t_{\text{step}} = 1$  s ist das Reaktionsmoment gegenüber der Verdrehung der Abb. 7.25 (a) zu entnehmen. Korrelierend mit der Variation der Trägergeometrie in den Modellversuchen in Abs. 7.1 steigt das Reaktionsmoment mit zunehmender Verdrehung wie auch mit größer werdendem Querschnitt an. Mit zunehmender Querschnittsgröße führt das Finite Elemente Netz bei Verdrehung  $\vartheta > 1,5^\circ$  zu beeinflussenden Netzverzerrungen, weshalb die Berechnung mit dem Profil B06H12 ( $B = 0,6$  m und  $H = 1,2$  m) zuvor beendet wird.

Der Einfluss der Einbindetiefe ist in Abb. 7.25 (b) dargestellt.



**Abb. 7.25:** Reaktionsmoment gegenüber der Verdrehung. Variation der Trägergeometrie bei  $z_{ET} = 4,0$  m,  $e_0 = 2,5$  ( $I_c = 0,39$ ) und  $t_{\text{step}} = 1$  s (a) sowie Variation der Einbindetiefe  $z_{ET}$  bei  $B = H = 0,4$  m,  $e_0 = 2,5$  und  $t_{\text{step}} = 1$  s (b)

Es stellt sich ein deutlicher Zuwachs des Reaktionsmoments mit zunehmender Einbindetiefe ein. Deutlich wird, dass die Modelle bei größeren Einbindetiefen als 6,0 m keine signifikanten Änderungen im Reaktionsmoment mehr abbilden können.

Die Ergebnisse der Variation der Porenzahl und Belastungsgeschwindigkeit sind in Anhang H.3 dargestellt. Erwartungsgemäß ist das Reaktionsmoment bei geringerer Porenzahl größer als bei größerer Porenzahl. Trotz geringer Änderungen des Reaktionsmoments ergibt sich aufgrund des veränderten Verformungsverhaltens ein signifikanter Einfluss der Konsistenz auf die Drehfedersteifigkeiten. Die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Belastung wird mit der Dauer des Belastungsschritts  $t_{\text{step}}$  zwischen 1 s und 1000 s überprüft. Dabei ist lediglich zum Ende der Berechnung hin ein geringer Unterschied des Reaktionsmoments festzustellen. Für die weitere Ermittlung der Drehfedersteifigkeit im Bereich der Verdrehung von  $\vartheta \leq 1^\circ$  ist der zeitliche Einfluss zu vernachlässigen.

## 7.4 Drehfederansatz

Für die Herleitung eines Formelansatzes für die Steifigkeit der Drehfeder werden die in Abs. 7.3.3 berechneten Momenten-Verdrehungs-Verläufe am Träger Kopf sowie die Verdrehung des Trägers über die Höhe verwendet. Mit Hilfe des in Abs. 7.2.5 beschriebenen Vorgehens wird dann mit einem Optimierungsansatz die DGL des elastisch gebetteten, dünnwandigen Stabes unter Torsion gelöst. Die Bestimmung der gesuchten Funktion erfolgt mit Hilfe des Separations- bzw. Produktansatzes, wie bereits bei dem Ansatz zur Erddruckverteilung in Abs. 6.4 angewandt.

In Abs. 2.4.3 wird erläutert, dass die Drehfeder in Sanden von der Einbindetiefe, der Lagerungsdichte und der Trägergeometrie abhängt. Anhand der Variation der Trägergeometrie, der Belastungsgeschwindigkeit und der Konsistenz in kleinmaßstäblichen Modellversuchen werden in Abs. 7.1 analoge Abhängigkeiten für Klei ausgemacht. Mit Hilfe des Separationsansatzes wird postuliert, dass die Gleichung zur Beschreibung der Drehfedersteifigkeit die folgende Form haben kann:

$$c_{\vartheta}(B, H, z, I_c, \dots) = f_1(B, H) \cdot f_2(t) \cdot f_3(I_c) \cdot f_i(\dots). \quad (7.12)$$

Demnach ist die gesuchte Funktion ein Produkt von mindestens drei Teilfunktionen, welche zu bestimmen sind. Die maßgebenden Anfangssteifigkeiten (Verdrehung  $\vartheta \leq 1^\circ$ ) werden gegenüber den dimensionslosen Faktoren zur Beschreibung der variierten Größen aufgetragen. In Anlehnung an die Berechnungen von FOSTA P813 (2012) wird als Faktor für die Geometrieabhängigkeit  $(B + H)/(B + H)_{\text{ref}}$  definiert, was bei konstantem  $B = H = 0,4 \text{ m}$  in den Variationen zu  $(B + H)_{\text{ref}} = 0,8 \text{ m}$  führt. Für die Tiefenabhängigkeit wird die Tiefe  $z$  durch die geringste, praxistaugliche Tiefe 1 m geteilt, sodass der Faktor  $z/1 \text{ m}$  lautet. Der Faktor der Konsistenzabhängigkeit bleibt  $I_c$ , da diese Größe repräsentativ für die Änderung von  $c_{\vartheta}$  und dazu bereits dimensionslos ist.

Für die Geometrie-, Tiefen- und Konsistenzabhängigkeit werden Ausgleichsfunktionen gebildet. Die ermittelten Teilfunktionen werden abschließend als Produkt zusammengefasst zu einer Funktion mit der Form

$$c_{\vartheta}(B, H, z, I_c) = U \cdot f_1\left(\frac{B+H}{0,8 \text{ m}}\right) \cdot f_2\left(\frac{z}{1 \text{ m}}\right) \cdot f_3(I_c). \quad (7.13)$$

Hierbei ist  $U$  der Umrechnungsfaktor zur Umrechnung der Teilfunktionen in die Gesamtfunktion und gibt die Einheit der Drehfeder mit  $[c_{\vartheta}] = \text{kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  vor.

Zur Bestimmung aller Ausgleichsfunktionen wird festgelegt, dass diese innerhalb des 90 %-Quantils der Referenzpunkte liegen muss. Für die Ermittlung der Teilfunktion  $f_1\left(\frac{B+H}{0,8 \text{ m}}\right)$  wird aufgrund der Voruntersuchungen in Schallück und Grabe (2011) sowie der Modellversuche in Abs. 7.1 von einer Exponentialfunktion mit einem Nulldurchgang ausgegangen. Mit der erzielten Funktion in Gl. 7.14 wird eine lineare Regression von  $R^2 = 0,98$  ermittelt.

$$f_1\left(\frac{B+H}{0,8 \text{ m}}\right) = c_{\vartheta}(B, H) = 136,9 \cdot \left(\frac{B+H}{0,8 \text{ m}}\right)^{2,42} \quad (7.14)$$

Für die Teilfunktion  $f_2(z/1\text{m})$  zur Beschreibung der Tiefenabhängigkeit wird ein linearer Ansatz mit Nulldurchgang gewählt und so die Funktion in Gl. 7.15 mit einer linearen Regression von  $R^2 = 0,85$  erzielt.

$$f_2\left(\frac{z}{1 \text{ m}}\right) = c_{\vartheta}(z) = 70,89 \cdot \frac{z}{1 \text{ m}} \quad (7.15)$$

Die Abhängigkeit der Konsistenz  $f_3(I_c)$  erfolgt zunächst über die variierte Größe der Anfangsporenzahl  $e_0$  als  $f_3(e_0)$ . Die Ausgleichsfunktion wird mit einem linearen Ansatz mit der Gl. 7.16 bei einer linearen Regression von  $R^2 = 0,91$  erzeugt.

$$f_3(e_0) = c_{\vartheta}(e_0) = -19,67 \cdot e_0 + 188,9 \quad (7.16)$$

Die Umrechnung der Anfangsporenzahl  $e_0$  in die Konsistenzzahl  $I_c$  erfolgt mit den in Abs. 7.2.2 ermittelten Kenngrößen sowie der Korndichte  $2,47 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$  nach Gl. 7.17 und Gl. 7.18.

$$w_{\max} = e_0 \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \quad (7.17)$$

$$I_c = \frac{w_l - w_{\max}}{w_l - w_p} = \frac{1,354 - w_{\max}(e_0)}{1,354 - 0,477} \quad (7.18)$$

Hiermit ergibt sich für den WHV Klei die gesuchte Teilfunktion nach Gl. 7.19.

$$f_3(I_c) = c_{\vartheta}(I_c) = 136,9 \cdot I_c + 72,36 \quad (7.19)$$

Weiterhin kann anstelle  $I_c$  auch die undrÄnierte Scherfestigkeit  $c_u$  nach der Korrelation nach Witt (2017) als eingehender Parameter verwendet werden:

$$c_u = e^{(-0,54+4,6 \cdot I_c)} \quad (7.20)$$

Der Umrechnungsfaktor zur Beschreibung der Teilfunktionen mit einer Gesamtfunktion ergibt sich nach dem Produktansatz als Produkt der Teilfunktionen bei zuvor definierten Referenzparametern nach Gl. 7.21.

$$U = \frac{c_{\vartheta}(B + H = 0,8; z = 2; I_c = 0,5052)}{c_{\vartheta}[(B + H)_{\text{ref}}] \cdot c_{\vartheta}(z_{\text{ref}}) \cdot c_{\vartheta}(I_{c,\text{ref}})} \quad (7.21)$$

Als Referenzgrößen werden jeweils die im Zuge der Variation konstanten Größen definiert zu:  $(B + H)_{\text{ref}} = 0,8 \text{ m}$ ,  $z_{\text{ref}} = 2,0 \text{ m}$  und  $I_{c,\text{ref}} = 0,505$ . Mit Hilfe der Teilfunktionen in Gl. 7.14, Gl. 7.15 und Gl. 7.19 ergibt sich der Umrechnungsfaktor  $U = 5,4308 \cdot 10^{-5}$ , welcher mit  $U \approx 2/175$  approximiert wird. Ebenso werden die Koeffizienten zur praktikablen Anwendung mit geringer Abweichung approximiert. Der für den WHV Klei erzielte Ansatz für die Drehfedersteifigkeit unter Berücksichtigung der TrÄgergeometrie, Tiefe und Konsistenz des Kleis ist der Gl. 7.22 und als Definition in AbhÄngigkeit von der undrÄnierten Scherfestigkeit  $c_u$  der Gl. 7.23 zu entnehmen.

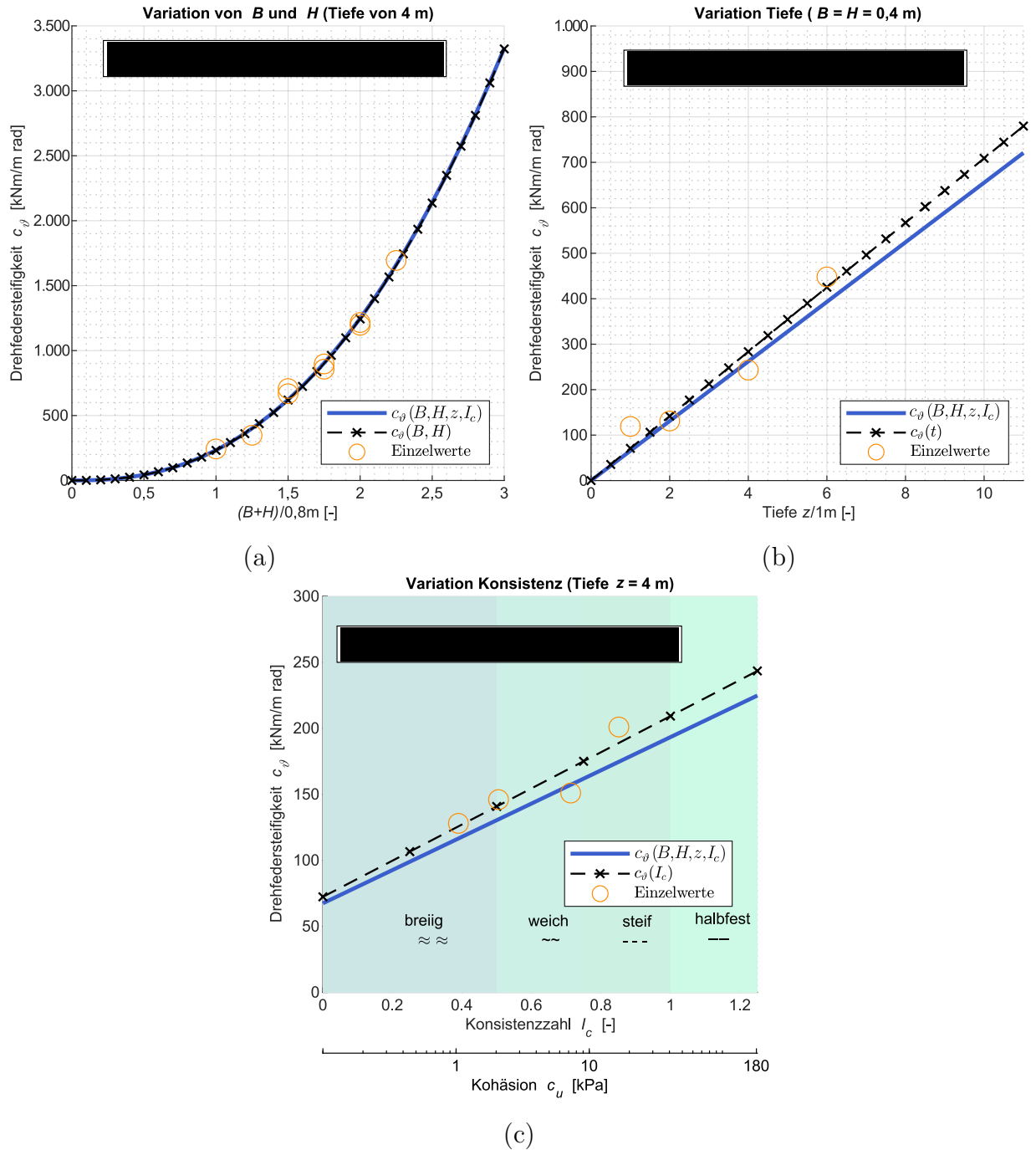
$$c_{\vartheta}(B, H, z, I_c) = \frac{2}{175} \cdot \left( \frac{B + H}{0,8 \text{ m}} \right)^{2,42} \cdot 70 \cdot \frac{z}{1 \text{ m}} \cdot (140 \cdot I_c + 75) \quad (7.22)$$

$$c_{\vartheta}(B, H, z, c_u) = \frac{2}{175} \cdot \left( \frac{B + H}{0,8} \right)^{2,42} \cdot 70 \cdot \frac{z}{1 \text{ m}} \cdot (30,4 \cdot \ln(c_u) + 145,6) \quad (7.23)$$

Der Formelansatz wird erwartungsgemÄß für norddeutsche, geologisch junge Hafensedimente mit  $OCR > 1,6$  eine gute AbschÄtzung liefern. Insbesondere für gemischtkörnige Böden und tieferliegende, halbfeste bis feste, bindige Böden ist mit einer UnterschÄtzung der Drehfedersteifigkeit zu rechnen. Ebenso wird empfohlen, bei flüssiger Konsistenz sowie Sediment oberhalb der Berechnungssohle von Kaimauern auf die Berücksichtigung der Drehbettung zu verzichten. Für Sande wird weiterhin der Ansatz nach FOSTA P813 (2012) nach Gl. 2.3 empfohlen.

Die Diagramme in Abb. 7.26 zeigen die Drehfedersteifigkeit in AbhÄngigkeit der variierten GröÙe. Dabei sind die als „Einzelwerte“ bezeichneten Datenpunkte die jeweils mit den numerischen Simulationen errechneten Werte der Drehfedersteifigkeit. Die schwarze Kurve stellt die bestmögliche Ausgleichskurve der einzelnen Teilfunktionen mit exakten Koeffizienten dar. Die blaue Kurve bildet die approximierte, vereinfachte Gesamtfunktion ab.

Mit den vorgestellten Ergebnissen wird nachfolgend ein neue Möglichkeiten für das Bemessungsverfahren präsentiert, um die Drehfedersteifigkeit indirekt in vereinfachten Formeln für den kombinierten Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis zu berücksichtigen.



**Abb. 7.26:** Drehfedersteifigkeit  $c_\theta$  in Abhängigkeit von dem Geometriefaktor  $(B + H)/0,8m$  (a), dem Tiefenfaktor  $z/1m$  (b) sowie von der Konsistenzzahl  $I_c$  sowie der undrÄnirten Kohäsion  $c_u$  (c)

## 7.5 Berücksichtigung der Bettung im Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis

Mit dem Ansatz aus Gl. 7.22 sowie den bestehenden Untersuchungen in Abs. 2.4 kann die rotatorische und laterale Bettung von Trägern in Sand wie auch in Klei bestimmt werden. Dadurch wird die Durchführung des Stabilitätsnachweises unter Berücksichtigung der Widerstände des Baugrunds möglich. Hierzu stehen folgende zwei Herangehensweisen zur Auswahl.

### **Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis mit einem Stabwerkprogramm**

Mithilfe eines Stabwerkprogramms, welches Elemente unter Berücksichtigung des Wölbmoments als 7. Freiheitsgrad implementiert hat, kann der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis durchgeführt werden. Hierbei werden laterale Federn mit den Steifigkeiten nach Terzaghi oder Sherif über die gebetteten Bereichen berechnet. Ebenso werden Drehfedern tiefenabhängig nach Gl. 7.22 für Klei und Gl. 2.3 für Sand angesetzt. Eine Studie mit dem Stabwerkprogramm Dlubal RFEM Vers. 5.25 zeigt am Querschnitt des Wangeroogkais in Wilhelmshaven das Potential der Berücksichtigung der Drehbettung auf. Wie dem Anhang H.4 im Detail zu entnehmen ist, kann bereits durch Berücksichtigung der Drehbettung im breiigen bis weichen Klei der Nachweis gegen Biegeknicken und Biegedrillknicken um bis zu 53 % optimiert werden. Folglich reicht bereits der Träger Typ HZ 630M anstelle des nächst größeren Träger-Typs HZ 880MC aus und es werden Ressourcen gespart.

### **Anwendung von Grenzkriterien und Näherungslösung**

Alternativ dazu soll untersucht werden, bei welchen Grenzkriterien der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis entfallen kann. Außerdem ist ein vereinfachtes analytisches Nachweisverfahren zu entwickeln, welches indirekt die Bettungen berücksichtigt. Das dabei angewandte Konzept basiert auf einer inversen Berechnung von Knicklängenbeiwerten, mit welchen der bekannte Nachweis durchgeführt werden kann. Diese Arbeiten erfolgen im Rahmen des Forschungsprojekts FOSTA P1327 in Zusammenarbeit mit Herrn Alexander Enders (Universität Stuttgart).

Zur Berücksichtigung realer Systeme von Uferauffassungen bei der Ermittlung des analytischen Ansatzes müssen Intervalle für unterschiedlich gebettete Bereiche festgelegt werden. Dazu werden 28 reale Bauprojekte im Hinblick auf den Profilquerschnitt, die Baugrundsichtung sowie die Profillängen analysiert (vgl. Anhang C). Auf Basis der ermittelten Längen der realen Systeme in Tab. 7.8 wird der Träger unterteilt in Längen, in Abhängigkeit von der Einbettung (tragfähiger Baugrund, Weichschicht, ungebettet).

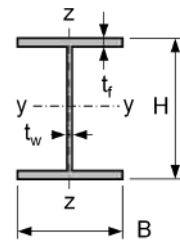
Mit den in Tab. 7.9 vorgestellten Randbedingungen wird ein Modell eines gabelgelagerten Balkens mit dem FEM-Code ANSYS unter Verwendung der Balkenelemente vom Typ BEAM188 und dem Federelementtyp MPC184 aufgebaut. Das Modell wird anhand von analytischen Lösungen validiert und für unterschiedliche Bettungssituationen angepasst (vgl. FOSTA P1327, 2021).

**Tab. 7.8:** Zusammenfassung der für die Bettung relevanten Längen von Trägern der untersuchten Kaimauer-Systeme aus Anhang C

	Geländesprung	Trägerlänge	tragfähig, vollst. gebettet	tragfähig, teilw. gebettet	Weichschicht	obere Sandschicht	ungebettet
	$H_G$	$L_T$	$L_1$	$L_2$	$L_3$	$L_4$	$L_5$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
min	10,0	16,0	5,0	3,0	0	0	0
max	30,6	41,6	19,9	27,0	6,0	21,0	5,5

**Tab. 7.9:** Randbedingungen der Systeme BDK II bis BDK III. (FOSTA P1327, 2021)

Parameter	Wert
Trägerlänge	$L_T = 15 \dots 50$ m (in 5 m Schritten)
Einbindetiefe	$L_1 = 5 \dots 45$ m, mit $\frac{L_1}{L_T} > 0,2$
Weichschicht	$\frac{L_3}{L_3 + L_4} = 0,0 \dots 0,975$ , mit $L_3 > 2,0$ m $k_{3,y} = 8.000$ kN/m <sup>2</sup> $\ll k_{1,z}$ $c_\vartheta = c_\vartheta(I_c = 0,5)$ kNm/(m · rad)
Sand	$k_{1,z} = k_{1,y} = k_{2,y} = 30.000$ kN/m <sup>2</sup> $c_\vartheta = c_\vartheta(I_D = 0,3)$ kNm/(m · rad)
Elementeinteilung	$L_{EL} \geq \frac{1}{5} \cdot H_{\text{Profil}}$ $H = 400 \dots 1.200$ mm
Profilgeometrie	$B = 400 \dots 600$ mm $t_f = 30$ mm $t_w = 20$ mm



Im Folgenden werden zwei für Kaimauern übliche Systeme betrachtet. Das System BDK II vereinfacht dabei eine kombinierte Spundwand, die teilweise im Sand gebettet ist ( $L_1$  und  $L_2$ ). Im Gegensatz dazu hat das System BDK III noch eine darüber gelagerte Weichschicht ( $L_3$ ) vorzuweisen. Beide Systeme können noch eine freie Länge ohne Bettung unterhalb des Kaimauerkopfes ( $L_4$ ) abbilden.

Unter Durchführung von 6.966 Berechnungen für die zwei Systeme (BDK II: 864; BDK III: 6.102) wird der Knicklängenbeiwert über das ermittelte Biegedrillknickmoment zurückgerechnet. Ebenso werden geometrische Grenzkriterien der Längenverhältnisse der Bettung in Tab. 7.10 angegeben, bis zu welchen der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis bei  $\lambda \leq 0,4$  entfallen kann (vgl. prEN 1993-5; DIN EN 1993-1-1:2010-12).

### Empfehlungen

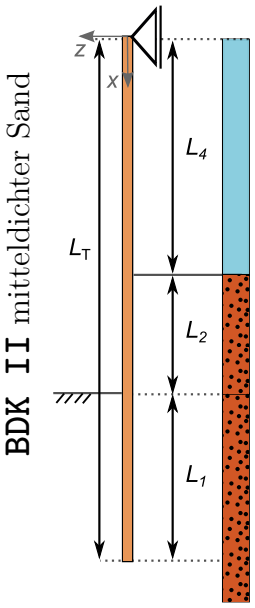
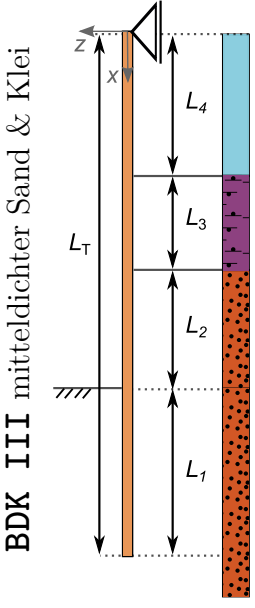
Auf den kombinierten Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis kann verzichtet werden, solange:

- die kombinierte Spundwand mit mindestens mitteldicht gelagertem Sand hinterfüllt wird sowie in einer Bodenschicht mit vergleichbaren Bettungseigenschaften wie der Hinterfüllung eingebunden ist,
- die freie Länge unterhalb des Kaimauerkopfs  $\leq 10\%$  der Trägerlänge entspricht sowie
- bei geschichtetem Baugrund und / oder größerer freier Länge die geometrischen Kriterien der Tab. 7.10 eingehalten werden.

Für die Anwendung der Grenzbedingungen und Näherungslösungen wird der Systemquerschnitt in repräsentative Baugrundsichten bzw. Homogenbereiche nach DIN 18300:2019-09 eingeteilt. Für die Berücksichtigung der Grenzkriterien und Näherungslösung können bis zu drei Schichten und ein zusätzlich freier, nicht gebetteter Trägerabschnitt berücksichtigt werden. Klassifiziert wird dabei zwischen tragfähigen Sandschichten mit mindestens mitteldichter Lagerung oder Böden vergleichbarer Bettungseigenschaften sowie Weichschichten mit mindestens weicher Konsistenz. Die Drehfedersteifigkeit wird linear mit der Tiefe zunehmend nach Gl. 7.22 ermittelt. Der Ansatz, dass die Drehfedersteifigkeit bei wasserseitiger Anordnung der Zwischenbohlen um 30% zu reduzieren ist und die Drehfedersteifigkeit für Sand nach Gl. 2.3 bestimmt werden kann, werden aus FOSTA P813 (2012) übernommen.

Sofern die Kriterien für  $\lambda \leq 0,4$  nicht eingehalten werden, können die Näherungslösungen nach FOSTA P1327 (2021) angewandt werden. Sind komplexere Baugrundsichtungen vorhanden oder die Randbedingungen nach Tab. 7.9 nicht eingehalten, kann der Nachweis mit einem Stabwerkprogramm oder der FEM geführt werden.

**Tab. 7.10:** Grenzkriterien für die Vernachlässigung des Biegeknick- und Biegedrillknicknachweises bei  $\lambda \leq 0,4$  für die gebetteten Systeme BDK II und BDK III (FOSTA P1327, 2021)

		Stahlsorte				
		Widerstandsgrößen elastisch (el) & plastisch (pl)				
<b>BDK II</b> mitteldichter Sand	$\lambda \leq 0,4$	S235 <sup>el</sup>	S355GP <sup>el</sup>	S355GP <sup>pl</sup>	S430GP <sup>el</sup>	S430GP <sup>pl</sup>
	$\frac{L_4}{L_T} \leq$			0,20		
	$\frac{L_2}{(L_2 + L_4)} \geq$	0,750	0,80	0,825	0,850	0,875
		Stahlsorte				
		Widerstandsgrößen elastisch (el) & plastisch (pl)				
<b>BDK III</b> mitteldichter Sand & Klei	$\lambda \leq 0,4$	S235 <sup>el</sup>	S355GP <sup>el</sup>	S355GP <sup>pl</sup>	S430GP <sup>el</sup>	S430GP <sup>pl</sup>
	$\frac{L_4}{L_T} \leq$			0,20		
	$\frac{(L_2 + L_3)}{(L_T - L_1)} \geq$			0,90		
	$\frac{L_2}{(L_T - L_1)} \geq$	0,55	0,70	0,80	0,833	0,85

## 7.6 Wesentliche Erkenntnisse

In diesem Kapitel wurde die laterale - und vornehmlich die rotatorische Bettung von Trägern in Klei sowie geschichtetem Boden untersucht. Festgehalten werden kann dabei:

- Die Forschungsfrage 3.1, wie die Drehbettung eines Doppel-T-Trägers in bindigen Böden ermittelt werden kann (vgl. Kap. 3), wird mit durch die Lösung der Differentialgleichung des gebetteten Balkens unter Torsion auf Basis von Versuchen und numerischen Simulationen beantwortet.
- Die Drehfedersteifigkeit  $c_\vartheta$  steigt mit dem Durchmesser des abgescherten Bodenkörpers sowie ebenfalls mit zunehmender Konsistenzzahl  $I_c$  und Einbindetiefe des Trägers.
- Für oberflächennahe Hafensedimente mit  $I_c = 0,3 \dots 1,0$  bzw.  $c_u = 30 \dots 150$  kPa und für bindige Böden mit  $OCR > 1,6$  ist  $c_\vartheta$  als Funktion von  $I_c$  nach Gl. 7.22 oder in Abhängigkeit von der undrännierten Scherfestigkeit  $c_u$  nach Gl. 7.23 zu berechnen. Der Ansatz gilt für übliche Trägerquerschnitte bis zu einer Mächtigkeit der bindigen Schicht von 6 m ( $\sigma_v = 8,5 \dots 51,0$  kPa bei  $\gamma' = 8,5$  kN/m<sup>3</sup>). Damit gilt die Forschungsfrage 3.2 aus Kap. 3 als beantwortet.
- Die Bestimmung der lateralen Bettung zeigt im Versuch eine gute Übereinstimmung mit dem Ansatz für rollige Böden nach Terzaghi.
- Mit Tab. 7.10 werden zur Beantwortung der Forschungsfrage 3.3 (vgl. Kap. 3) Näherungslösungen für den Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis ebenso wie Grenzkriterien für die Notwendigkeit der Nachweisführung präsentiert. Diese berücksichtigen bereits indirekt die äquivalente Bettung in einem mitteldichten Sand bzw. weichen Klei.
- Bereits ab weicher Konsistenz lohnt sich der Ansatz der Drehfedersteifigkeit und führt zur Optimierung des Biegeknick- und Biegedrillknicknachweises von bis zu 53%. Folglich wird künftig eine Überbemessung vermieden und es ist davon auszugehen, dass der Stabilitätsnachweis nicht mehr maßgebend bei der Bemessung von Kaimauern sein wird.

Basierend auf den durchgeführten Untersuchungen wird folgende Abschätzung gegeben:

Auf den kombinierten Biegedrillknick- und Biegeknicknachweis kann verzichtet werden, solange hinter der kombinierten Spundwand mindestens mitteldicht gelagerter Sand ansteht und diese in einer Bodenschicht mit vergleichbaren Bettungseigenschaften eingebunden ist. Dabei muss die freie Länge unterhalb des Kaimauerkopfs  $\leq 10\%$  der Trägerlänge entsprechen.

Bei geschichtetem Baugrund und / oder größerer freier Länge kann der Nachweis entfallen, sofern die geometrischen Kriterien der Tab. 7.10 eingehalten werden. Die Überprüfung der Kriterien kann mit dem erstellten Berechnungstool erfolgen. Andernfalls ist mit den angegebenen Längenbeiwerten über die Näherungslösung der vereinfachte Nachweis mit direkter Berücksichtigung der lateralen und rotatorischen Bettung der Träger zu führen. Beispielrechnungen hierzu sind in FOSTA P1327 (2021) zu finden.

# 8 Zusammenfassung und Ausblick

## 8.1 Zusammenfassung

Die Regelbauweise zur Absicherung von Geländesprüngen von Ufereinfassungen ist die kombinierte Spundwand. Diese besteht zumeist aus bis zu über 40 m langen Doppel-T-Trägern, welche über Schlösser mit Z-förmigen Zwischenbohlen verbunden werden. Der Einbringvorgang und das Tragverhalten sind mit dem Stand der Technik und Wissenschaft jedoch noch nicht vollständig verstanden. Wie in Kap. 2 gezeigt, gibt es unterschiedliche Varianten von Rammführungen, die zumeist zusammen mit dem Einbringverfahren auf Basis von baustellenspezifischen Erfahrungswerten festgelegt werden. Daraus ergibt sich die Frage, wie die lagegetreue Einbringung sichergestellt werden kann, um Schäden zu vermeiden.

Infolge der Anordnung der Elemente einer Ufereinfassung und der Belastung aus dem Erddruck ist das Tragverhalten geprägt durch räumliche Einflüsse. Diese werden als angenommene Gewölbewirkung in den analytischen Ansätzen in zweidimensionalen Ersatzsystemen berücksichtigt. Diese Annahme ist jedoch nicht belegt, sodass zu klären ist, wie die Erddruckverteilung realitätsnah berücksichtigt werden kann, um mögliche Systemreserven auszunutzen.

Obwohl die Träger der kombinierten Spundwand von Boden umgeben sind, wird dieser im kombinierten Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis nicht als Widerstand berücksichtigt. Folglich besteht zur Erbringung des Stabilitätsnachweises bei Ufereinfassungen Forschungsbedarf. Hierzu soll diese Arbeit zeigen, wie der Widerstand im Boden gegen Biegedrillknicken auch bei bindigem Boden berücksichtigt werden kann, um eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen.

Diese drei Forschungsfragen sind in Kap. 3 abgeleitet. Durch Beantwortung dieser Fragen soll das System der kombinierten Spundwand nachhaltiger gestaltet und die Wirtschaftlichkeit durch effizienteres und ressourcenschonenderes Bauen sichergestellt werden. Zur Beantwortung der Forschungsfragen werden sowohl experimentelle - als auch numerische Methoden angewandt, wie näher in Kap. 4 erläutert.

Unterteilt in die drei Forschungsfragen sind die Ergebnisse zur Einbringung von Trägern in Kap. 5 dargestellt. Das räumliche Tragverhalten wird in Kap. 6 - und die Bettung der Träger in Kap. 7 untersucht. Das methodische Vorgehen sowie die Ergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst.

### Einbringung von Trägern

Die Einbringung von Trägern wird in einer Feldmessung am Liegeplatz 23 in Rostock messtechnisch untersucht. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass sich die lateralen Beschleunigungen im Träger beim Kontakt zur Rammführung signifikant reduzieren. Darauf aufbauend wird ein numerisches 2D-Ersatzmodell entwickelt, um den Einbringprozess abzubilden. Festgehalten werden kann dabei, dass

- der Programmcode des Ersatzmodells zur Einbringung von Pfählen (EEP) den Einbringprozess eines verformbaren Trägers und den Kontakt zur Rammführung bei der Vibrations- und Schlagrammung abbildet. Damit wird die kontinuierliche Simulation der Einbringung mit einer entwickelten Python Funktion zur Zustandsübertragung in Abaqus 2020 auf Basis von Feder-Dämpfer-Elementen erreicht.
- die durchgeführte Parameterstudie den Einfluss unterschiedlicher Rammführungen zur Einhaltung der Einbautoleranz aufzeigt.
- die Verwendung einer Mäklerführung oder einer Parallelführung unterhalb der Wasseroberfläche die Lageabweichung signifikant reduziert und einlagige Kammführungen zumeist unzureichend sind.
- je nach Randbedingung mit der grafischen Oberfläche des EEPs die Ermittlung der erforderlichen Rammführung bzw. Gerätekonfiguration ermöglicht wird.

Damit wird der Einfluss der Rammführung auf die Endlage identifiziert und eine Möglichkeit zur Wahl einer geeigneten Konfiguration aus Gerät-Rammführung-Boden entwickelt. Durch eine Minimierung der Lageabweichung werden Imperfektionen und unplanmäßige Lasten reduziert.

### Räumliches Tragverhalten

Zur Untersuchung des räumlichen Tragverhaltens wird ein 1g-Modellversuch eines Abschnitts von einer Ufereinfassung mit trockenem Sand und der Installation eines Kaiplattenpfahls entwickelt. Dieser besteht aus 3D-gedruckten Bauteilen und gibt mittels Glasfasermessungen qualitative Erkenntnisse zum Last-Verformungsverhalten. Die Zwischenbohlen werden demnach ebenfalls durch Erddruck belastet und es kommt zu einem signifikanten Anstieg der Belastung infolge der Pfahleinbringung. Anhand der Modellversuche wird ein numerisches 3D-Modell validiert und für den Prototyp ist auf Basis der durchgeführten Simulationen festzuhalten, dass

- die Zwischenbohlen insbesondere auf Höhe der Hafensohle stark durch den Erddruck belastet werden und ein horizontales Gewölbe nicht ohne Weiteres für die gesamte Systemhöhe anzusetzen ist.
- die Lastaufteilung neben der Herstellungsweise von der Lagerungsdichte des Bodens, der Biegesteifigkeit des Trägers, der Ankerdehnsteifigkeit und der Ankeranschlusshöhe, der Geländesprunghöhe sowie der Einbindetiefe des Trägers abhängt.
- die Ausbildung eines vertikalen Gewölbes von der Systemsteifigkeit und der Bauweise abhängt.
- die Lastaufteilung mit dem entwickelten Formelansatz für den Gewölbefaktor  $\eta_{\text{Gew}}$  analytisch erfasst werden kann.

Infolge der zu berücksichtigenden Imperfektion durch die Fertigung und Einbringung der Träger sowie aufgrund der räumlichen Belastung können die Träger bei zusätzlicher Vertikallast durch den Betrieb der Ufereinfassungen stabilitätsgefährdet sein.

### Bettung von Trägern

Zur Berücksichtigung der Bettung von Trägern beim Stabilitätsnachweis werden 1g-Modellversuche sowie großmaßstäbliche Feldversuche durchgeführt. Anhand der Versuche werden die Drehfedersteifigkeit und die laterale Federsteifigkeit für Klei und Sand ermittelt. Anschließend erfolgen numerische Simulationen, welche aufzeigen, dass

- für die laterale Federsteifigkeit der Ansatz nach Terzaghi eine gute Übereinstimmung mit der im Versuch ermittelten lateralen Federsteifigkeit liefert.
- die Drehfedersteifigkeit  $c_\vartheta$  für den Trägertyp HZ 880MC im breiigen bis weichen Klei Werte in der Größenordnung von  $240 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  und im mitteldicht gelagerten Sand von  $1.800 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$  annimmt.
- durch Berücksichtigung der Drehbettung in einer Kleischicht der Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis um 53 % optimiert werden kann, obwohl ohne die Berücksichtigung der Drehbettung der Kleischicht der Nachweis nicht einzuhalten ist. Demnach ist trotz geringer Drehfedersteifigkeit im Vergleich zum Sand die Berücksichtigung von Weichschichten als Widerstand empfehlenswert.
- die Drehfedersteifigkeit im bindigen Boden abhängt von der Trägergeometrie, der Einbindetiefe sowie der Konsistenz bzw. undrännierten Scherfestigkeit im Boden. Dieser Zusammenhang lässt sich auf Basis einer Parametervariation in einer Formel für  $OCR > 1,6$  beschreiben.
- mit den ermittelten Bettungsansätzen der Ansatz im Stabwerksprogramm beim Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis oder die Verwendung von Näherungslösungen und Grenzkriterien möglich ist.

Mit den erzielten Ergebnissen wird ein Beitrag zur Bewertung einer möglichst lagegetreuen Rammbarkeit von Trägern unter Verwendung von Rammführungen geleistet. Anhand der Untersuchungen zum räumlichen Tragverhalten wird ein besseres Verständnis zur Entstehung vertikaler - sowie horizontaler Druckgewölbe im Boden erarbeitet. Daraus ergeben sich Möglichkeiten für die Ausnutzung von Systemreserven durch einen Ansatz des Lastabtrags aus dem Erddruck über die Zwischenbohlen. Die Berücksichtigung der Bettung im bindigen Boden Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis ermöglicht fortan eine wirtschaftliche Nachweisführung. Diese Erkenntnisse ermöglichen die Ausnutzung von Systemreserven für bestehende Ufereinfassungen und reduzieren eine Überbemessung von Neubauten.

## 8.2 Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss des Einbringvorgangs auf die Endlage von Trägern kombinierter Spundwände ermöglichen die kontinuierliche Simulation des Einbringvorgangs. Durch ein iteratives Prognosemodell kann die Wahl einer geeigneten Rammführung und der passenden Geräteparameter erfolgen. Das Modell kann mit anderen Feder-Dämpfer-Modellen, beispielsweise mit einem hypoplastischen Ansatz, erweitert und an weiteren Messungen validiert werden. Auf Basis einer größeren Untersuchungsvielfalt könnten anschließend Diagramme für mögliche Kombinationen aus Rammgerät, Profilsteifigkeit, Toleranzen und Rammführung entwickelt werden, die von der Praxis einfacher als komplexe Programme anzuwenden sind. Dabei ist eine statistische Auswertung zur Angabe der Prognosegenauigkeit erstrebenswert. Weiterhin sind die Grundlagen des Modells für die Anpassung zur dritten Dimension gelegt, sodass mit dieser Erweiterung auch die Untersuchung der Verdrillung infolge der Einbringung möglich wäre. Da die Lageabweichung direkt vom Verformungszustand des Trägers abhängt, sollten engere Toleranzen vereinbart werden.

Bezogen auf das räumliche Tragverhalten sollten im nächsten Schritt die tatsächlichen Einwirkungen auf die Zwischenbohlen und die Träger am Prototyp gemessen werden. Hier eignet sich die Integration von Erddruckmessungen in einem künftigen Kaimauerprojekt als digitaler Zwilling, wie es bereits teilweise für Ankerkraft-, Dehnungs- und Temperaturmessungen in niederländischen *smarten* Kaimauern integriert ist. Geprüft werden sollte dabei, wie groß die von den Zwischenbohlen mobilisierten Widerstände sind, um einen Ansatz dieser Lagerungsbedingung bei der Bemessung zu ermöglichen. Dadurch könnte die rechnerische Belastung aus dem Erddruck auf die Träger in Feldmitte mit bis zu 80 % reduziert werden. Diese Untersuchungen sollten mit Versuchen im Grenzzustand verglichen werden.

Darüber hinaus werden die durchgeführten Untersuchungen in der Realität überlagert durch die dynamischen Einwirkungen infolge der Einbringung von Kaiplattenpfählen, deren Abschirmwirkung und wechselnden Wasserständen. Ob eine Superposition bestehender Ansätze zur Erddruckreduktion infolge der Kaiplattenpfähle sowie der ermittelten Lastverteilungsfunktionen möglich ist, ist zu prüfen.

Die Bettung von Doppel-T-Trägern im Boden kann in einem vereinfachten Nachweisformat des Stabilitätsnachweises angewandt werden, sofern die Grenzkriterien zur Notwendigkeit der Nachweisführung nicht eingehalten sind. Als weiterführende Vereinfachung zu den gezeigten Ansätzen wird in der Entwurfsfassung der prEN 1993-5 der Vorschlag eines vereinfachten Druckgurtnachweises unterbreitet. Die Eignung dieses Ansatzes ist im Vergleich zu den durchgeführten Untersuchungen für geschichteten Baugrund nachzuweisen.

Diese Forschungsarbeit zeigt, dass sich die fachübergreifende Betrachtung der kombinierten Spundwand derzeit nicht ausreichend in der Normgebung wiederfindet. Für die wirtschaftliche Auslegung von Ufereinfassungen und eine praxistaugliche Bemessung sollten die geotechnischen - und stahlbautechnischen Nachweise in Kooperation aufeinander abgestimmt werden. Hier bietet das Bemessen mit der Finite-Elemente-Methode eine interdisziplinäre Methode, die unter Anwendung digitaler Zwillinge optimiert werden kann.

# Literatur

- Altenbach, H. (2015). *Kontinuumsmechanik: Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. Springer-Verlag.
- ArcelorMittal (2022a). *Rammfibel für Stahlspundbohlen*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- Aubram, D., F. Rackwitz, P. Wriggers und S. A. Savidis (2015). „An ALE Method for Penetration into Sand Utilizing Optimization-Based Mesh Motion“. In: *Computers and Geotechnics* 65, S. 241–249.
- Barnov, V. A. (1967). „On the Calculation of Excited Vibrations of an Embedded Foundation (in Russian)“. In: *Voprosy, Dynamiki Prochnosti* 14, S. 195–209.
- Bartholomä, R. (2019). „Megacontainerschiffe und die Herausforderungen für den Hafenausbauer in der Praxis“. In: *Tagungsband zum Fachseminar Stahl im Wasserbau 2019 in Braunschweig*. Bd. 109. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.
- Beilke, O., T. Garbers und A. Prüser (2016). *Bemessung von Trägerbohlwänden - Gewölbewirkung bei Holzauflagerungen*.
- Bender, A. und J. Ricklefs (2. Nov. 2000). „Verfahren und Vorrichtungen zum Erstellen einer Spundwand in einem Gewässer“. Dt. Pat. 19913582A1. Bilfinger und Berger Bau AG.
- Bergs, T. (2005). „Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion“. Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2004.
- Berner, F. und C. Moormann (2018). „Einbringverfahren für Pfähle und Spundbohlen: Rammen, Vibrieren, Pressen“. In: *Grundbau-Taschenbuch*. John Wiley & Sons, Ltd, S. 559–633.
- Beuße, J. und J. Grabe (2020a). „Investigation on the Rotational Bedding of King Piles on the Basis of Model Tests“. In: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. Baltic Sea Geotechnical Conference 2020. Bd. 727. Helsinki, S. 012024.
- Beuße, J. und J. Grabe (2020b). „Messtechnische Begleitung der Einbringung einer Tragbohle mittels Vibration und Schlagrammung“. In: *geotechnik* 43.2.
- Beuße, J. und J. Grabe (2020c). „Zum Messen der Bewegungen und Verformungen einer Tragbohle im Zuge einer schweren Rammung“. In: *Tagungsband zum Fachseminar Messen in der Geotechnik 2020 in Braunschweig*. Bd. 110. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.
- Beuße, J. und J. Grabe (2021). „Ersatzmodell zur Untersuchung der Einflüsse der Installation von Stahlträgern auf die Lagegenauigkeit“. In: *Bautechnik* 98.9, S. 640–649. DOI: 10.1002/bate.202100035.
- Beuße, J. und J. Grabe (2022). „Zur Ermittlung der Bettung von Doppel-T Trägern im Boden – Teil 1: Grundlagen und in situ Versuche“. In: *Bauingenieur* 97.12, S. 413–422.

- Beuße, J. und J. Grabe (2023). „Feldversuche zur Untersuchung der Profil-Boden-Interaktion von Doppel-T Trägern in Boden und Optimierung des Bemessungsverfahrens kombinierter Spundwände“. In: Bd. 111. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Pfahlsymposium.
- Bojanowski, C. (2014). „Numerical Modeling of Large Deformations in Soil Structure Interaction Problems Using FE, EFG, SPH, and MM-ALE Formulations“. In: *Archive of Applied Mechanics* 84.5, S. 743–755.
- Boley, C., M. Morgen, M. Fritsch, O. Piepenbreier und J. Stahlmann (2004). „Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung durch Pfähle bei Kaimauern“. In: *Kaimauern-Messungen und Numerik, Gemeinsamer Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 1*, S. 131–150.
- Brinkgreve, R., E. Engin und H. K. Engin (3. Juni 2010). *Validation of Empirical Formulas to Derive Model Parameters for Sands*. DOI: 10.1201/b10551-25.
- Broos, E. (2021). „Quay wall Design & Construction in Rotterdam“. In: *Kaimauer-Workshop des Fachausschusses Ufereinfassungen am 02.12.2021 im Hotel Hafen Hamburg*.
- Broos, E., R. Sibbes und J. G. de Gijt (2017). „Widening a Harbor Basin, Demolition of a Deep See Quay Wall in Rotterdam“. In: *Conference Proceedings COME 2017. Decommissioning of Offshore Geotechnical Structures*. Hamburg, S. 11.
- Bubel, J. (2022). „Zum Versagen von Unterwasserböschungen im Seegang“. Technische Universität Hamburg.
- Buckingham, E. (1915). „The Principle of Similitude“. In: *Nature* 96.2406, S. 396.
- Buja, H.-O. (2001). *Handbuch des Spezialtiefbaus: Geräte und Verfahren*. Werner Verlag.
- Ciantia, M. O., C. O’Sullivan und R. J. Jardine (2019). „Pile Penetration in Crushable Soils: Insights from Micromechanical Modelling“. In: *Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Geotechnical Engineering, foundation of the future)*, S. 5247–5266.
- Cudmani, R. (2001). „Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden“. In: *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik in Karlsruhe, Heft 152*.
- Dankert, J. und H. Dankert (2013). *Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- De Gijt, J. G. (2010). „A History of Quay Walls: Techniques, Types, Costs and Future“. TU Delft.
- De Gijt, J. G. und M. L. Broeken (2005). *Handbook of Quay Walls*. CRC Press.
- De Gijt, J. G. und M. L. Broeken (2013). *Quay Walls*. 2. Auflage. CRC Press.
- De Gijt, J. G. und A. Toorn (1. Jan. 2009). *Future Trends in Quay Wall Design*.
- Dierssen, G. (1994). „Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden“.
- Dormand, J. R. und P. J. Prince (1980). „A Family of Embedded Runge-Kutta Formulae“. In: *Journal of computational and applied mathematics* 6.1, S. 19–26.
- Dührkop, J. (2009). „Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.

- Feindt, F. und B. Kocak (2022). „Aktuelle Erkenntnisse aus der Nachrechnung bestehender Kaimauern im Hamburger Hafen“. In: *TAGUNGSBAND TEIL A zum HTG Kongress 2021 in Düsseldorf*.
- Förster, K. (1937). „Die Abschirmung des Erddrucks vor Sprundwänden durch Pfahlroste“. In: *Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft* 17.18, S. 122–127.
- FOSTA P1327 (2021). *Forschungsvorhaben P 1327 – Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand; bearbeitet durch U. Kuhlmann, A. Enders, J. Grabe und J. Beuße*. Düsseldorf: FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
- FOSTA P813 (2012). *Forschungsvorhaben P 813 – Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Tragbohlen kombinierter Stahlspundwände; bearbeitet durch U. Kuhlmann, B. Leitz, J. Grabe und C. Schallück*. Düsseldorf: FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
- Gattermann, J. (1998). *Interpretation von Geotechnischen Messungen an Kaimauern in Einem Tidehafen*. Institut Für Grundbau Und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig 59.
- Gazetas, G. und R. Dobry (1984). *Horizontal Response of Piles in Layered Soils*.
- George, T. I. und S. M. Dasaka (2021). „Numerical Investigation of Soil Arching in Dense Sand“. In: *International Journal of Geomechanics* 21.5, S. 04021051.
- Gliniorz, K.-U., P. Kronenberg und J. Natterer (2001). „Verformungsaufzeichnungen von Tragwerken mit Hilfe von Glasfasern“. In: *Bautechnik* 78.11, S. 819–822.
- Grabe, J. und F. König (2004). „Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes“. In: *Bautechnik* 81.7, S. 569–577.
- Grabe, J. und D. Osthoff (2016). „Zum Tragverhalten von Spundwänden unter Berücksichtigung von Lageimperfektionen“. In: *Stahlspundwände – Neues für Planung und Anwendung*. Lübeck.
- Grabe, J. und D. Osthoff (2018). „Toleranzanforderungen bei langen kombinierten Spundwänden“. In: *Bautechnik* 95.9, S. 658–662.
- Hamann, T. (2015). „Zur Modellierung wassergesättigter Böden unter dynamischer Belastung und großen Bodenverformungen am Beispiel der Pfahleinbringung“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Heins, E. (2018). „Numerical Based Identification of the Pile-Soil Interaction in Terms of the Axial Pile Bearing Capacity“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Heins, E. und J. Grabe (Juni 2017). „Class-A-prediction of Lateral Pile Deformation with Respect to Vibratory and Impact Pile Driving“. In: *Computers and Geotechnics* 86, S. 108–119.
- Heitmann, C. (2022). „Climate Change, Sustainability, Ship Size Development - Challenges for the Port of Hamburg“. In: *Workshop: Adaptive Structures At Shore 2022 : 23rd & 24th of May 2022, Hamburg, Germany : Conference Proceedings*, S. 121–124. DOI: 10.15480/882.4468.
- Heitz, C. (2006). *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern*. Bd. 19. Kassel University Press.
- Henke, S. (2008). „Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg.

- Henke, S. (2013). „Untersuchungen zur Pfropfenbildung infolge der Installation offener Profile in granularen Böden“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg.
- Henke, S. und J. Grabe (2011). „Zur Beanspruchung von Schrägankern infolge des Herstellvorganges bei als Wasserbaustelle hergestellten Kaianlagen“. In: *Bautechnik* 88.8, S. 530–537.
- Hetyenyi, M. (1964). *Beams on Elastic Foundation*. University of Michigan Press, Toronto.
- Hettler, A. (2019). „Methoden zur Ermittlung des Erddrucks“. In: *Erddruck*. John Wiley & Sons, Ltd, S. 145–192.
- Höhmann, S., C. Wolf und G. Lehmann (2009). „Ausführung des Neubaus ‘Europakai LP 5‘ in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm,“ in: *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88*. Pfahlsymposium 2009. Braunschweig.
- HPA (2019). *Nachrechnungsrichtlinie für Kaimauern*.
- Janssen, H. A. (1895). „Versuche über Getreidedruck in Silozellen“. In: *Z. ver. deut. Ing.* 39, S. 1045.
- Just, A. (2020). „Zum Tragverhalten von Stahlspundwänden mit breiten Zwischenbohlen“. Diss. University of Stuttgart.
- Kanitz, M. (2021). „Experimental and Numerical Investigation of Particle-Fluid Systems in Geotechnical Engineering“. Technische Universität Hamburg.
- Khatami, H., A. Deng und M. Jaksa (2021). „Discrete-Element Modelling of the Trapdoor Arching Effect in Sand and Rubberised Sand“. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 174.6, S. 657–669.
- Kolymbas, D. (2019). *Geotechnik – Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. 5. Auflage. Springer Berlin Heidelberg New York.
- König, H. (2008). *Maschinen im Baubetrieb: Grundlagen und Anwendung*. Springer.
- Kulak, R. F. und C. Bojanowski (2011). „Modeling of Cone Penetration Test Using SPH and MM-ALE Approaches“. In: *8th European LS-DYNA Users Conference*, S. 1–10.
- Labenski, J., C. Moormann, J. Aschrafi und B. Bienen (24. Sep. 2016). „Simulation of the Plug inside Open Steel Pipe Piles with Regards to Different Installation Methods“. In: *Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference*. The 13th Baltic Sea Region Geotechnical Conference. Vilnius Gediminas Technical University, S. 223–230.
- Lammertz, P. (2008). *Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden*. Bd. Heft 35. Veröffentlichung des Fachgebiets Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen. Verlag Glückauf.
- Leinenkugel, H.-J. (1976). „Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe, experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung“. In: *Veroff. Inst. Boden-u. Felsm.* 66.
- Leitz, B. (2015). *Zum Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden*. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf. Universität Stuttgart.
- Leroueil, S., F. Tavenas und J.-P. L. Bihan (1983). „Propriétés Caractéristiques Des Argiles de l’est Du Canada“. In: *Canadian Geotechnical Journal* 20.4, S. 681–705.
- Lohse, W., J. Laumann und C. Wolf (2016). *Stahlbau 1: Bemessung von Stahlbauten nach Eurocode mit zahlreichen Beispielen*. Springer-Verlag.

- Mabsout, M. E. und J. L. Tassoulas (1994). „A Finite Element Model for the Simulation of Pile Driving“. In: *International Journal for numerical methods in Engineering* 37.2, S. 257–278.
- Machaček, J. und P. Staubach (2021). „Numgeo: A Finite-Element Program for the Simulation of Hydro-Mechanically Coupled Geotechnical Processes“. In: *Fachsektionstagung Geotechnik*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- Mahutka, K.-P. (2007). „Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler“. Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Mardfeldt, B. (2005). „Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand“. Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Massarsch, K. R., B. H. Fellenius und A. Bodare (2017). „Fundamentals of the Vibratory Driving of Piles and Sheet Piles“. In: *geotechnik* 40.2, S. 126–141.
- Matlock, H. (1970). „Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay“. In: *Offshore Technology Conference*. OnePetro.
- Matsui, T. und N. Abe (1981). „Shear Mechanisms of Vane Test in Soft Clays“. In: *Soils and Foundations* 21.4, S. 69–80.
- Maybaum, G. (1996). *Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer*. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig 52.
- Mourillon, N. K. N., J. G. de Gijt, K. J. Bakker, H. Brassinga und E. Broos (2017). „Stability Analysis Quay Wall at the Amazonehaven, Port of Rotterdam: The 6th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum“. In: *The 6th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum*. MATEC Web of Conferences 138. Hrsg. von J. Park, H. Ay Lie, H. Hardjasaputra und P. Thayaalan.
- Muhs, H. (1957). „Die Prüfung nichtmetallischer Baustoffe“. In: Springer, S. 819–988.
- Muhs, H. (1969). „Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flach gegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung“. In: *Bautechnik* 46, S. 181–191.
- Niemunis, A. (2003). *Extended hypoplastic models for soils*. Bd. 34. Inst. für Grundbau und Bodenmechanik.
- Niemunis, A., C. E. Grandas-Tavera und L. F. Prada-Sarmiento (2009). „Anisotropic Visco-Hypoplasticity“. In: *Acta Geotechnica* 4.4.
- Niemunis, A. und I. Herle (1997). „Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range“. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* Band 2 (Ausgabe 4), S. 279–299.
- Novak, M. (1974). „Dynamic Stiffness and Damping of Piles“. In: *Canadian Geotechnical Journal* 11.4, S. 574–598.
- Osthoff, D. (2018). *Zur Ursache von Schlosssprengungen und zu einbringbedingten Lageabweichungen von Spundwänden*. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg 43. TU Hamburg.
- Paik, K. H. und R. Salgado (2003). „Estimation of Active Earth Pressure against Rigid Retaining Walls Considering Arching Effects“. In: *Geotechnique* 53.7, S. 643–653.
- Petersen, C. (2013). *Stahlbau*. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden.

- Pucker, T. (Dez. 2011). „Numerische Untersuchung zum Tragverhalten der Zwischenbohlen kombinierter Spundwände bei Belastung durch Wasserdruck“. In: *Bautechnik* 88.12, S. 821–827.
- Qiu, G. (2012). „Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems“. Hamburg: Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Roubos, A. (2019). „Enhancing Reliability-Based Assessments of Quay Walls“. Delft University of Technology.
- Rui, R., A. F. van Tol, Y. Y. Xia, S. J. M. van Eekelen und G. Hu (2016). „Investigation of Soil-Arching Development in Dense Sand by 2D Model Tests“. In: *Geotechnical Testing Journal* 39.3, S. 20150130.
- Savitzky, A. und M. J. Golay (1964). „Smoothing and Differentiation of Data by Simplified Least Squares Procedures.“ In: *Analytical chemistry* 36.8, S. 1627–1639.
- Schallück, C. und J. Grabe (2011). „Rotational bedding of open-ended steel profiles in soil“. In: *Tagungsband zum Workshop Ports for Container Ships of Future Generations, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 22*, S. 329–344.
- Schanz, T., P. Vermeer und P. Bonnier (1999). „The Hardening Soil Model: Formulation and Verification“. In: *Beyond 2000 in computational geotechnics*, S. 281–296.
- Shampine, L. F. und M. W. Reichelt (1997). „The Matlab Ode Suite“. In: *SIAM journal on scientific computing* 18.1, S. 1–22.
- Sherif, G. (1974). *Elastisch eingespannte Bauwerke*. Düsseldorf: W.Ernst.
- Smith, I. M. und P. To (1988). „Numerical Studies of Vibratory Pile Driving“. In: *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 12.5, S. 513–531.
- Soleimani, M. und C. Weißenfels (Mai 2021). „Numerical Simulation of Pile Installations in a Hypoplastic Framework Using an SPH Based Method“. In: *Computers and Geotechnics* 133, S. 104006.
- Spangler, M. G. (1973). *Soil Engineering*. New York, Intext Educational Publishers.
- Stahlhut, O. (2000). „Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide“. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- Stahlmann, J. und J. Fischer (2013). *Abschlussbericht des BMU-Förderprojekts – Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore – Gründungsstrukturen*.
- Stahlmann, J., J. Gattermann, C. Missal und J. Schmitt (2009). „Moderne Kajenkonstruktionen Im Anforderungsprofil Norddeutscher Häfen“. In: *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium* 19.20.02, S. 2009.
- Stapelfeldt, M. (2021). „The Influence of the Drainage Regime on the Installation and the Response to Vertical Cyclic Loading of Suction Caissons“. Technische Universität Hamburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb.
- Staubach, P. und J. Macháček (2019). „Influence of Relative Acceleration in Saturated Sand: Analytical Approach and Simulation of Vibratory Pile Driving Tests“. In: *Computers and Geotechnics* 112, S. 173–184.

- Staubach, P., J. Machaček, J. Skowronek und T. Wichtmann (Feb. 2021). „Vibratory Pile Driving in Water-Saturated Sand: Back-analysis of Model Tests Using a Hydro-Mechanically Coupled CEL Method“. In: *Soils and Foundations* 61.1, S. 144–159.
- Staubach, P., J. Machaček und T. Wichtmann (2022). „Mortar Contact Discretisation Methods Incorporating Interface Models Based on Hypoplasticity and Sanisand: Application to Vibratory Pile Driving“. In: *Computers and Geotechnics*.
- Stegner, G. und J. Gattermann (1998). „Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg“. In: *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55*. Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar am 19./20.02.98 in Braunschweig, S. 351–370.
- Stein, P., J. Gattermann, E. Daumlechner, N. Hinzmann und J. Stahlmann (1. Nov. 2020). *ZykLaMP Großmaßstäbliche Modellversuche zur lateralen Tragfähigkeit offener Stahlrohrpfähle unter zyklischer Belastung bei verschiedenen Einbringverfahren*. DOI: 10.2314/KXP:1757076905.
- Stein, P., H. Sychla, C. Missal und J. Stahlmann (2013). „Numerische Untersuchungen zum räumlichen Tragverhalten einer generischen Kaje“. In: 9. FZK-Kolloquium - Modellierung im Seebau und Küsteningenieurwesen. Hannover, S. 121–134.
- Sutton, M. A., S. R. McNeill, J. D. Helm und Y. J. Chao (2000). „Advances in Two-Dimensional and Three-Dimensional Computer Vision“. In: *Photomechanics. Topics in Applied Physics* 77. Springer, S. 323–372. DOI: 10.1007/3-540-48800-6\_10.
- Terzaghi, K., T. B. Peck und G. Mesri (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. (1936). „Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door“. In: 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Terzaghi, K. (1954). *Theoretische Bodenmechanik*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- Thielicke, W. und E. J. Stamhuis (16. Okt. 2014). „PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB“. In: *Journal of Open Research Software* 2.
- Titze, E. (1970). *Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen*. 77. Ernst.
- Tom Würden, G. (2010). „Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck auf starre vertikale Bauteile im nichtbindigen Boden“. Hannover: IGBE / Zugl.: Hannover, Univ., Diss., 2010.
- Viking, K. (2006). „The Vibratory Pile Installation Technique“. In: *Proceedings of the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction*, S. 65–82.
- Vogel, A. und J. Grabe (2019). *DFG-Zwischenbericht, Projekt GR 1024/27-1, Scherpunktprogramm SPP 1866 "Polymorphe Unschärfemodellierungen für den numerischen Entwurf von Strukturen"*.
- Vogel, P. (2022). „Zur Anwendbarkeit von embedded piles bei der Modellierung von Kai-mauern“. In: *Beiträge der Spezialsitzung der 37. Baugrundtagung, RheinMainCongress Center Wiesbaden, 5. - 8. Oktober*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik.

- Vogel, P., F. Grabe und F. Feindt (2021). „Finite-Elemente-Analyse zur Standsicherheit einer Bestandskaimauer und zu den Auswirkungen von Ertüchtigungsmaßnahmen“. In: *Bauingenieur* 96.12, S. 427–440.
- Vogelsang, J. (2017). *Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung*. Bd. 182. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Karlsruher Institut für Technologie (KIT).
- Vogt, S. R. K. (2017). „Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle“. Technische Universität München.
- Von Wolffersdorff, P.-A. (2019). „Informationen und Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik““. In: *geotechnik* 42.2, S. 88–97.
- Walz, B. (2006). „Möglichkeiten Und Grenzen Bodenmechanischer 1g-Modellversuche“. In: *Entwicklungen in Der Bodenmechanik, Bodendynamik Und Geotechnik*. Hrsg. von F. Rackwitz. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 63–78.
- Wang, H. (1994). „Experimental Study and Finite Element Analysis of Driveability and Static Behavior of Various Piles Installed by Vibratory Driving“. Texas: Faculty of the Department of Civil and Environmental Engineering.
- Wang, Y.-Z. (Feb. 2000). „Distribution of Earth Pressure on a Retaining Wall“. In: *Géotechnique* 50.1, S. 83–88.
- Weißbach, A. (1985). „Baugruben, Teil II: Berechnungsgrundlagen“. In: *Ernst & Sohn, Berlin* (1. berichtigter Nachdruck).
- Witt, K. J. (2017). *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. John Wiley & Sons.
- Wlassow, W. und E. Duda (1964). *Dünnwandige elastische Stäbe*. Verlag für Bauwesen.
- Wolffersdorff, P.-A. von (1996). „A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface“. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* (Vol. 1), S. 251–271.
- Wolters, H. J., K. J. Bakker und J. G. de Gijt (2014). „Reliability of Quay Walls Using Finite Element Analysis“. In: 2014.
- Wood, D. M. (2004). *Geotechnical Modelling (Applied Geotechnics; v. 2.2)*. Taylor & Francis Group/Books.
- Zhang, R., D. Su, X. Lin, G. Lei und X. Chen (1. Juni 2023). „DEM Analysis of Passive Arching in a Shallow Trapdoor under Eccentric Loading“. In: *Particuology* 77, S. 14–28.
- Zobel, D. (2020). „Abapys, Version v.0.6.5“. In: DOI: 10.5281/zenodo.4467987.
- Zobel, D. und J. Grabe (2020). *Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben TOP – Nachträgliche Tragfähigkeitserhöhung von Offshore-Pfahlgründungen, PtJ Projekt 0324048A*.
- Zwakhals, J. W., P. Taneja und H. Ligteringen (2012). „Quay Wall Design for an Uncertain Future“. In: *COPEDEC 2012: Proceedings of the 8th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Chennai, India, 20-24 February 2012*.

# Normen und Standards

- API RP2A-WSD (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*. Washington Dc.
- DIN 18126:1996-11 (Nov. 1996). *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 18300:2019-09 (Sep. 2019). *VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4085:2017-08 (Aug. 2017). *Baugrund – Berechnung des Erddrucks*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 10248-1:2020 (2020). *Entwurf - Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen - Teil 1: Technische Lieferbedingungen*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 10248-2:1995 (Aug. 1995). *Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen - Teil 2: Grenzabmaße und Formtoleranzen*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 12063:1999-05 (Mai 1999). *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Spundwandkonstruktionen*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 12063:2020-07 (Juli 2020). *Entwurf - Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Spundwandkonstruktionen*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 12699:2015-07 (Juli 2015). *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1993-1-1:2010-12 (Dez. 2010). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1993-5:2010-12 (Dez. 2010). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-1:2014-03 (März 2014). *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 178:2019-08 (Aug. 2019). *Kunststoffe - Bestimmung der Biegeeigenschaften*. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 17892-12:2020-07 (Juli 2020). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 12: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen*. Beuth Verlag GmbH.
- EAB (2012). *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. Berlin: Ernst & Sohn.
- EAU (2020). *Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“*. Berlin: Ernst & Sohn.
- EBGEO (2010). *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, 2. Auflage*. Ernst & Sohn.

- HPA (2013). *HPA Richtlinie, Freie und Hansestadt Hamburg, Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg.*
- HPA (2022). *ZTV-TB: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Technische Bearbeitung.*
- EA-Pfähle (2012). *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“.* Berlin: Ernst & Sohn.
- prEN 1993-5 (Dez. 2021). *prEN 1993-5 for Technical Approval - Eurocode 3 - Design of Steel Structures - Part 5: Piling.* Beuth Verlag GmbH.
- ZTV-W LB214 (2015). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Spundwände, Pfähle, Verankerungen (Leistungsbereich 214).*

# Sonstiges

- ArcelorMittal (2008). *Case Study, Rehabilitation of the 'French Quay', Port of Kamsar, Republic of Guinea*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2009). *Case Study, Porto Amboim, Angola, PAENAL Fabrication Yard*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2012). *Case Study, Maydon Wharf, Rehabilitation of Berth 12, Port of Durban, South Africa*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2014). *Case Study, North Quay Small Harbour & South Quay Large Harbour, Port of Piombino - Livorno, Italy*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2016). *Case Study, East Quay, Port of Piombino - Livorno, Italy*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2017). *Case Study, Unitterminal, Port of Køge, Container Terminal, Køge, Denmark*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2019). *Case Study, Kalundborg Ny Vesthavn, Port of Kalundborg, Denmark*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- ArcelorMittal (2022b). *The HZ-M Steel Wall System 2022*. Luxemburg: ArcelorMittal Commercial RPS S.à.r.l. Sheet Piling.
- Dassault Systèmes (2020). *Simulia User Assistance 2020 – Abaqus Documentation*.
- HPA (1975). *Salzgitterkai Querschnitt Block 6 bis 25, Arge Ph. Holzmann, Hochtief, Dyckerhoff und Widmann*.
- HPA (2012). *Baudokumentation Ausbau Burchardkai Liegeplatz 3 und 4*.
- Luna Innovations Inc. (2020). *ODiSI 6100 User's Guide*.



# Anhang

## A Notation

### Abkürzungen

ACC	Beschleunigungssensor (engl. <i>Acceleration Sensor</i> )
aif	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF)
bzw.	beziehungsweise
DMS	Dehnungsmessstreifen
EEP	Ersatzmodell zur Einbringung von Pfählen
etc.	et cetera
FDM	Verfahren der Schmelzschtung (engl. <i>Fused Deposition Modeling</i> )
FEM	Finite-Elemente-Methode
FFT	Fast-Fourier-Transformation
FOSTA	Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA)
GUI	Grafische Oberfläche (engl. <i>Graphical User Interface</i> )
IGF	Industrielle Gemeinschaftsforschung (IGF)
Inkl	Inklinometer
LGS	lineares Gleichungssystem
PLA	Polylactid
PVC	Polyvinylchlorid
TUHH	Technische Universität Hamburg
u. a.	und andere
vgl.	vergleiche
z. B.	zum Beispiel

### Griechische Buchstaben

$1/\rho$	Krümmung	[–]
$\alpha$	Konstante der Lösung der DGL nach Wlassow und Duda (1964)	[–]
$\alpha$	Hypoplastizität: Exponent	[–]
$\beta$	Konstante der Lösung der DGL nach Wlassow und Duda (1964)	[–]
$\beta$	Hypoplastizität: Exponent	[–]
$\beta_r$	Hypoplastizität: Exponent	[–]
$\beta_x$	Viskohypoplastizität: modifizierter Exponent	[–]
$\chi$	Hypoplastizität: Exponent	[–]
$\chi_{LT}$	Biegedrillknickschlankheit	[–]
$\chi_y$	bezogene Schlankheit	[–]
$\chi_z$	bezogene Schlankheit	[–]
$\eta^\circ$	Funktionswert im oberen Bereich des bilinearen Ansatzes der Lastverteilung	[–]
$\eta_u$	Funktionswert im unteren Bereich des bilinearen Ansatzes der Lastverteilung	[–]
$\eta_{Gew}$	Gewölbefaktor	[–]
$\gamma_{0,7}$	Dehnungswert der intergranularen Dehnungen im HS-small Modell	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{sat}$	Sättigungswichte im HS-small Modell	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{unsat}$	Trockenwichte im HS-small Modell	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\kappa$	Viskohypoplastizität: Ent-/Wiederbelastungsbeiwert	[–]
$\lambda$	Schlankheit	[–]
$\lambda$	Viskohypoplastizität: Konsolidierungsbeiwert	[–]
$\lambda_1$	Konstante der Lösung der DGL nach Wlassow und Duda (1964)	[–]
$\lambda_2$	Konstante der Lösung der DGL nach Wlassow und Duda (1964)	[–]
$\mu$	Reibungskoeffizient	[–]
$\Pi$	Faktor zur Beschreibung der Ähnlichkeit zwischen Modell und Prototyp	[–]
$\psi$	Dilatanzwinkel im HS-small Modell	[°]
$\sigma$	Spannung	[kN/m <sup>2</sup> ]

---

$v$	Hypoplastizität: Exponent	[–]
$\varepsilon$	Dehnung	[%]
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel	[°]
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel im HS-small Modell	[°]
$\varphi_c$	kritischer Reibungswinkel	[°]
$\vartheta$	Verdrehung	[°]
$\rho_{d,\max}$	maximale Dichte	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_{d,\min}$	minimale Dichte	[g/cm <sup>3</sup> ]
$c_\vartheta$	Drehfedersteifigkeit	[kNm/(m · rad)]

### Großbuchstaben

$\Delta M_{y,\text{Ed}}$	Moment aus der Verschiebung der Querschnittsachse	[kNm]
$\Delta M_{z,\text{Ed}}$	Moment aus der Verschiebung der Querschnittsachse	[kNm]
$I_P$	Plastizitätszahl	[–]
$A$	Querschnittsfläche	[m <sup>2</sup> ]
$A_A$	Ankerquerschnittsfläche	[m <sup>2</sup> ]
$B$	Profilbreite	[mm]
$C$	Konstante der Lösung der DGL nach Wlassow und Duda (1964)	[–]
$C_\alpha$	Kriechbeiwert im Ödometerversuch	[–]
$C_C$	Kompressionsbeiwert im Ödometerversuch	[–]
$C_s$	Schwellbeiwert im Ödometerversuch	[–]
$D_{\text{rot}}$	Rotationsdurchmesser	[m]
$E$	Elastizitätsmodul	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_s$	Elastizitätsmodul unter ödometrischer Kompression	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{50}^{\text{ref}}$	Elastizitätsmodul bei 50 % Kompression im HS-small Modell	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	Elastizitätsmodul bei ödometrischer Kompression im HS-small Modell	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Elastizitätsmodul der Wiederbelastung im HS-small Modell	[kN/m <sup>2</sup> ]

---

$E_p$	Elastizitätsmodul vom Pfahl	[kN/m <sup>2</sup> ]
$F$	Kraft	[kN]
$G_0^{\text{ref}}$	Schubmodul bei 50 % Kompression im HS-small Modell	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G_s$	Schubmodul des Bodens	[kN/m <sup>2</sup> ]
$H$	Profilhöhe	[mm]
$H_G$	Höhe des Geländesprungs	[m]
$I_\nu$	Viskositätsindex nach Leinenkugel (1976)	[–]
$I_\omega$	Wölbwiderstandsmoment	[cm <sup>6</sup> ]
$I_c$	Konsistenzzahl	[–]
$I_y$	Flächenträgheitsmoment um die $y$ -Achse	[cm <sup>4</sup> ]
$I_D$	Bezogene Lagerungsdichte	[–]
$K_0$	Erdruehdrukbeiert	[–]
$k_{yy,t}$	Federsteifigkeit des Fußelements	[kN/m]
$L_T$	Trägerlänge	[m]
$M_{\text{Ed}}$	Bemessungswert des einwirkenden Moments	[kN]
$M_{\text{Rd}}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Moments	[kN]
$N_{\text{Ed}}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft	[kN]
$N_{\text{Rd}}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft	[kN]
$OCR$	Überkonsolidationsbeiwert	[–]
$P$	Kraft der lateralen Feder	[kN]
$Q$	Querkraft	[kN]
$R_f$	Steifigkeitsindex im HS-small Modell	[–]
$U$	Umrechnungsfaktor im Separationsansatz nach Bernoulli	[–]
$v_s$	Scherwellengeschwindigkeit im Boden	[m/s]
$W_{el}$	elastisches Widerstandsmoment	[cm <sup>3</sup> /m]

**Konstanten**

$g$  Erdfallbeschleunigung  $9,81 \text{ m/s}^2$

**Kleinbuchstaben**

$\nu$	Querdehnzahl	[–]
$\rho_s$	Dichte des Bodens	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\varphi_c$	Hypoplastizität: kritischer Reibungswinkel	
$e_{\max}$	maximale Porenzahl	[–]
$e_{\min}$	minimale Porenzahl	[–]
$n_{\max}$	maximaler Porenanteil	[–]
$n_{\min}$	minimaler Porenanteil	[–]
$w_L$	Fließgrenze	[–]
$w_P$	Ausrollgrenze	[–]
$a_0$	Frequenzfaktor	[–]
$a_A$	Abstand des Ankeranschlusses vom Kaimauerkopf	[m]
$b_{\text{sys}}$	Systemmaß: Abstand zweier Träger	[m]
$B_T$	Breite des Trägers	[cm]
$B_{ZB}$	Breite der Zwischenbohle	[cm]
$c'$	Effektive Kohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_r$	laterale Dämpfungskonstante	[kNs/m]
$c_u$	undrained Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_{fv}$	maximaler Scherwiderstand im Labor-Flügelscherversuch	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_m$	Drehfedersteifigkeit im Modellversuch	[kNm/(m · rad)]
$c_{Rv}$	Rest-Scherwiderstand im Labor-Flügelscherversuch	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_{tv}$	Sensitivität im Labor-Flügelscherversuch	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_{yy}$	Dämpfungskonstante des Fußelements	[kNs/m]
$D_r$	Viskohypoplastizität: Referenzkriechwert	[–/sek]

---

$d_{equ}$	äquivalenter Pfahldurchmesser	[m]
$e$	Porenzahl	[-]
$e_0$	Anfangsporenzahl	[-]
$e_{ah,T}$	Gewölbefaktor für aktiven Erddruck auf den Träger	[-]
$e_{c0}$	Hypoplastizität: Porenzahl bei kritischer Lagerung	[-]
$e_{d0}$	Hypoplastizität: Porenzahl bei dichtester Lagerung	[-]
$e_{i0}$	Hypoplastizität: Porenzahl bei lockerster Lagerung	[-]
$f$	Frequenz	[Hz]
$f_{18,1}$	Funktionswert nach Novak (1974)	[-]
$f_{18,2}$	Funktionswert nach Novak (1974)	[-]
$h$	Wandhöhe	[m]
$h_\eta$	Grenzhöhe für den bilinearen Ansatz der Lastverteilung	[-]
$h_s$	Hypoplastizität: Granulathärte	[kN/m <sup>2</sup> ]
$H_T$	Höhe des Trägers	[cm]
$H_{ZB}$	Höhe der Zwischenbohle	[cm]
$k$	Faktor der Dimensionsanalyse	[-]
$k$	Laterale Federsteifigkeit	[MN/m <sup>2</sup> ]
$k_{yy}$	Interaktionsfaktor für die Kombination von Knicken und Torsion	[-]
$k_{yz}$	Interaktionsfaktor für die Kombination von Knicken und Torsion	[-]
$k_{zy}$	Interaktionsfaktor für die Kombination von Knicken und Torsion	[-]
$k_{zz}$	Interaktionsfaktor für die Kombination von Knicken und Torsion	[-]
$m$	Steifigkeitsindex im HS-small Modell	[-]
$m_R$	Hypoplastizität: Konstante	[-]
$m_T$	Hypoplastizität: Konstante	[-]
$n$	Hypoplastizität: Exponent	[-]
$n_0$	Hypoplastizität: modifizierter Exponent	[-]
$p^{ref}$	Referenzspannung im HS-small Modell	[kN/m <sup>2</sup> ]

---

$q$	Biegespannung	[kN/m]
$q_c$	Spitzendruckwiderstand	[kN/m <sup>2</sup> ]
$r$	Profilradius	[m]
$R$	Hypoplastizität: Maximum intergranularer Dehnungen	[–]
$s_T$	Stegdicke des Trägers	[cm]
$s_{ZB}$	Flanschdicke der Zwischenbohle	[cm]
$t_T$	Flanschdicke des Trägers	[cm]
$t_{ZB}$	Stegdicke der Zwischenbohle	[cm]
$u$	Bauteilverschiebung	[mm]
$u_{f1, \text{tol}}$	Grenzwert der lateralen Fussverschiebung	[m]
$u_{f1}$	Laterale Fussverschiebung	[m]
$u_{f2}$	Axiale Fussverschiebung	[m]
$u_{h1}$	Laterale Kopfverschiebung	[m]
$u_{h2}$	Axiale Kopfverschiebung	[m]
$v_e$	spannungsabhängiger Beiwert zur Ermittlung der Bodensteifigkeit	[–]
$w$	Durchbiegung	[mm]
$w_e$	spannungsabhängiger Beiwert zur Ermittlung der Bodensteifigkeit	[–]
$w_u$	Wasserüberdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$w_{u, \text{max}}$	aufnehmbarer Wasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$x_{\varepsilon, \text{max}}$	Abstand zur maximalen Dehnung	[mm]
$y_{\text{ini}}$	initiale Einbindetiefe	[m]
$z$	Laufordinate der Tiefe	[m]
$z$	Tiefe / Einbindetiefe	[m]

## B Querschnittswerte von Trägern kombinierter Spundwände

**Tab. B.1:** Querschnittswerte für Träger als Einzel- und Doppelträger kombinierter Spundwände nach ArcelorMittal (2022b).

	$H$ [mm]	$B$ [mm]	$s$ [mm]	$t$ [mm]	$A$ [cm]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_T$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_\omega$ [cm <sup>6</sup> ]
<b>Einzelträger</b>									
min	630	450	13	29	264	180.427	38.617	312	32.216.100
max	1.090	460	23	41	581	1.165.240	58.344	2.244	158.144.000
<b>Doppelträger</b>									
min	630	2 · 450	13	29	523	355.896	357.371	224.376	53.163.100
max	1.090	2 · 460	23	41	1.188	2.396.620	740.680	790.977	675.808.000

## C Recherche zu gebauten Ufereinfassungen

**Tab. C.1:** Länge, Geländesprunghöhe und Profiltypen von gebauten Kaimauern

Jahr	Ort	Kainame	$I_y$ [cm <sup>4</sup> /m]	Quelle	Länge [m]	Gelände- sprung [m]	Träger	Profiltyp	
			Träger / Zwischenb.					Zwischenb.	
1975	Hamburg	Salzgitterkai	-	HPA (1975)	740	23,4	DB PSp 700 S ST Sp S	-	-
1992	Hamburg	O' Swaldkai West	-	Maybaum (1996)	190	21	-	-	-
1995	Hamburg	Burchardkai 8. LP	-	Gattermann (1998)	335	24,5	-	-	-
1997	Bremerhaven	CT III	-	Stahlhut (2000)	700	27	-	-	-
1997	Hamburg	Predöhlkai 6. LP	-	Stegner und Gattermann (1998)	300	23	-	-	-
1998	Hamburg	Verlängerung Europakai	-	Gattermann (1998)	290	23,6	-	-	-
1998	Hamburg	Burchardkai 1. LP	-	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	368	24,5	-	-	-
1999	Hamburg	CT Altenwerder	1.477.970 / 21.370	Mardfeldt (2005)	-	24,2	HZ 975-24, S430 DP	-	AZ 13-10, S 240 GP
1999	Hamburg	Predöhlkai 7. LP	-	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	300	25,1	-	-	-
2001	Hamburg	CT Altenwerder 1. & 2. LP	1.141.010 / 35.540	Mardfeldt (2005)	958	24,2	HZ 975 A-24, S 390 GP	-	AZ 18-10, S 240 GP
2002	Bremerhaven	CT IIIa	-	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	340	27	-	-	-
2003	Hamburg	CT Altenwerder 3. & 4. LP	-	de Gijt (2010)	615	28,3	-	-	-
2005	Hamburg	Predöhlkai 1. LP	- / 59.410	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	440	26,5	DB HZ 975 B	-	AZ 25
2005	Wilhelmshaven	Probefeld JWP	-	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	40	-	-	-	-
2006	Gdansk	Liegeplatz 1	-	de Gijt (2010)	-	18,7	DB HZ 775 B	-	DB AZ 25
2008	Hamburg	Burchardkai 2. LP	1.477.970 / 59.410	de Gijt (2010)	-	22,7	DB HZ 975 D-24, S 390 GP	-	AZ 25, S 355 GP
2008	Hamburg	Predöhlkai 3. LP	-	Henke (2008)	205	22,5	PSp 800 - PSp 1030	-	PZ 675/12
2008	Bremerhaven	CT 4	-	de Gijt (2010)	1.700	27	PSp 1001	-	PZa 675/12
2011	Wilhelmshaven	JWP	-	Stahlmann, Gattermann u. a. (2009)	1.725	30,6	HZ 1080M-26 bis 975-20	-	AZ 13 12/12
2011	Hamburg	Europakai 5. LP	-	Höhmann u. a. (2009)	430	26,5	HZ 975 A-24	-	AZ 26-700, 12-12
2012	Hamburg	Burchardkai 3+4. LP	1.141.010 / 59.720	HPA (2012)	662	22,7	1524x18mm, S 420 MH	-	AZ 26-700, S 355 GP
2012	Duban	Berth 12	- / 59.720	ArcelorMittal (2012)	270	18,2	HZ 1180 MA-24, S 430 GP	-	AZ 18-700, S 430 GP
2018	Rostock	LP23	4.019 / 37.800	Beuße und Grabe (2020b)	-	17,1	HZ 1180M A 12, S 430 GP	-	AZ 20-700, S 355 GP
2012	Italien	Piombino (1)	- / 40.960	ArcelorMittal (2014)	495	17,5	HZ 1080M C-14. S 355 JO+M	-	AZ 28-700, S 355 GP
2012	Italien	Piombino (2)	- / 63.700	ArcelorMittal (2016)	350	24	Rohr 2060x26, S 420 MH	-	AZ 28-700, S 430 GP
2008	Dänemark	Køge	3.558 / 63.700	ArcelorMittal (2017)	2.300	12,5	AZ 26-700/38-700N/42-700N	-	-
2010	Angola	Amboim	-	ArcelorMittal (2009)	460	15	AZ 50, S 430 GP	-	-
2007	Guinea	Kamsar	124.890	ArcelorMittal (2008)	116	10	AZ 40-700, S 355 GP	-	-
2019	Dänemark	Kalundborg	100.080	ArcelorMittal (2019)	500	18	AU 23, S 355 GP	-	-

## D Messung zur Einbringung am Liegeplatz 23 in Rostock

Tab. D.1: Verwendete Sensoren zur Messung am Liegeplatz 23

	Dehnmessstreifen	Beschleunigungsaufnehmer	Neigungssensor	Inklinometer-sonde
Sensor	KCW-5-350-G14S-11	AT/14/TB	PTAM5-2-60-U8-CW-T0, 5-M12R5-VA	MNG D 11002272
Messbereich	5.000 $\mu\text{m}/\text{m}$	$\pm 2.000 \text{ g}$ max: 5.000 g	$\pm 60^\circ$ in 2 Achsen	$\pm 30^\circ$ , max. $\pm 60^\circ$
Auflösung	350 $\Omega \pm 10\%$	2,5 mV/g	0,05°	$\pm 0,02\%$ v. E.
Temperaturbereich	-20° bis +100°C	-50 bis +125°C	-40 bis +85°C	-5 bis +60°C

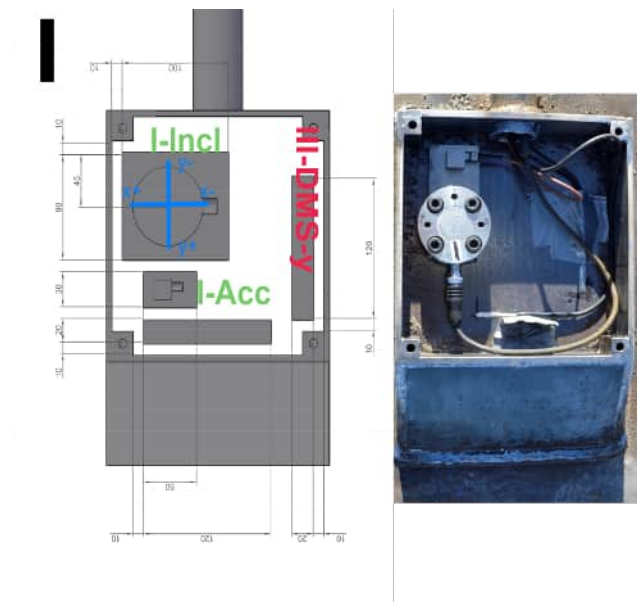
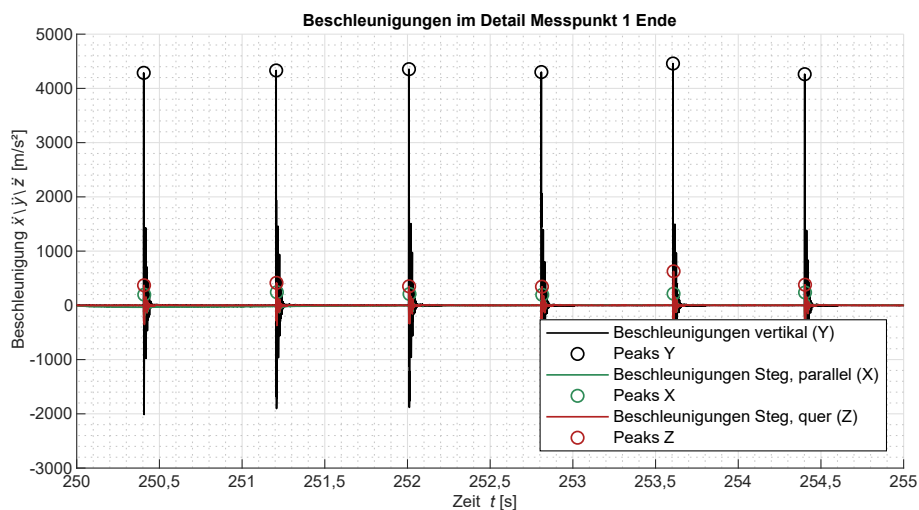


Abb. D.1: Anordnung der Sensoren am Messpunkt I am Fuß des Trägers

**Tab. D.2:** Anordnung der Messpunkte und Sensoren zur Messung am Liegeplatz 23

Bezeichnung	Achse	Messgröße	Position
DMS 4 ACC 4	X / Y X / Y / Z	Dehnung Beschleunigung	Messpunkt IV (Profilkopf)
DMS 3 ACC 3 INC 3	X / Y X / Y / Z X / Y	Dehnung Beschleunigung Neigung	Messpunkt III
DMS 2 ACC 2	X / Y X / Y / Z	Dehnung Beschleunigung	Messpunkt II
DMS 1 ACC 1 INC 1	X / Y X / Y / Z X / Y	Dehnung Beschleunigung Neigung	Messpunkt I (Profilfuß)
Inklinometer	$z_{1,inkl} / z_{2,inkl}$	Neigung	Flansch 1: Landseite; Flansch 2: Wasserseite
ACC 6	X / Y / Z	Beschleunigung	Vibration: Rammführung rechts; Rammung: Mäkler unten
ACC 5	X / Y / Z	Beschleunigung	Vibration: Rammführung oben; Rammung: Mäkler oben

**Abb. D.2:** Beschleunigungen während der Rammphase am Messpunkt I (Beuße und Grabe, 2020b)

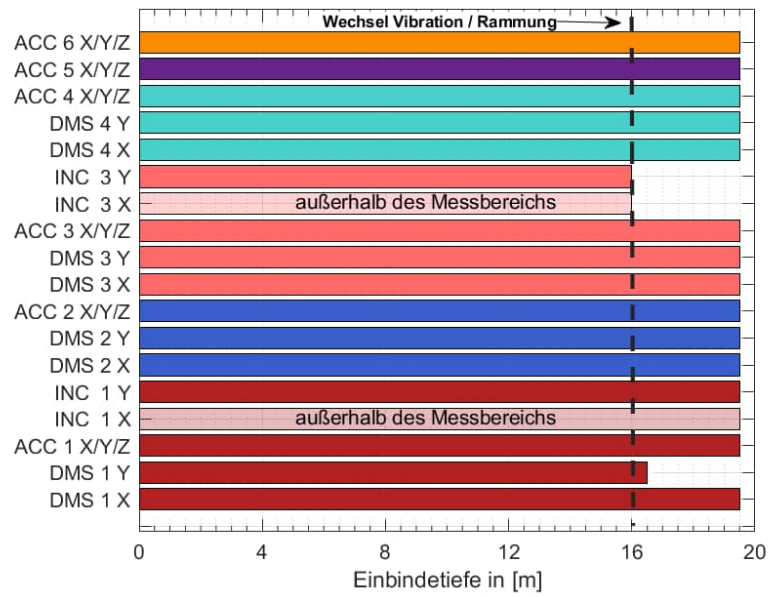


Abb. D.3: Sensorverhalten und Ausfälle bei der Messung am Liegeplatz 23

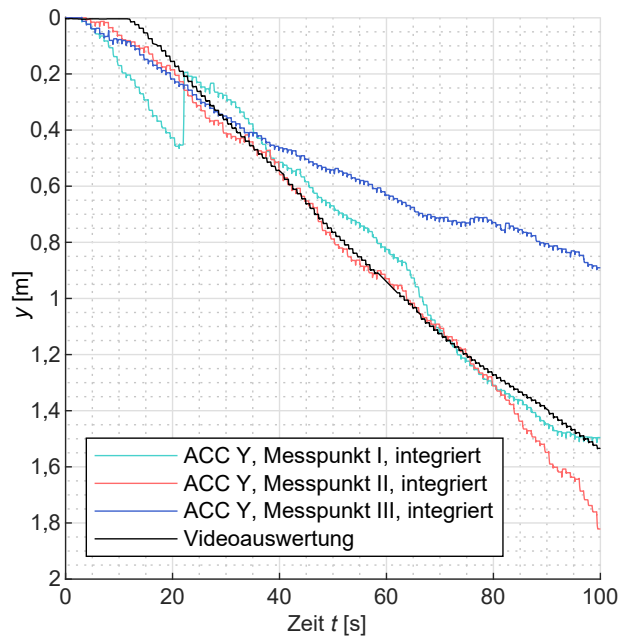
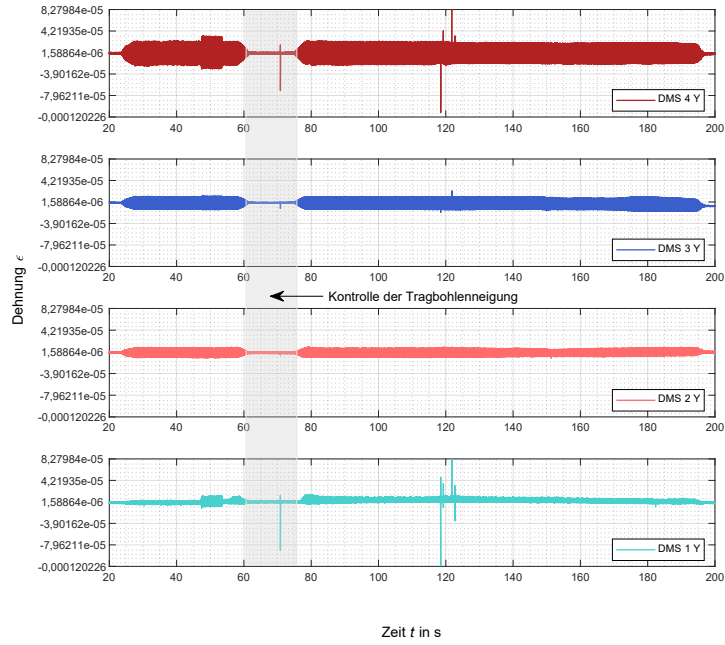
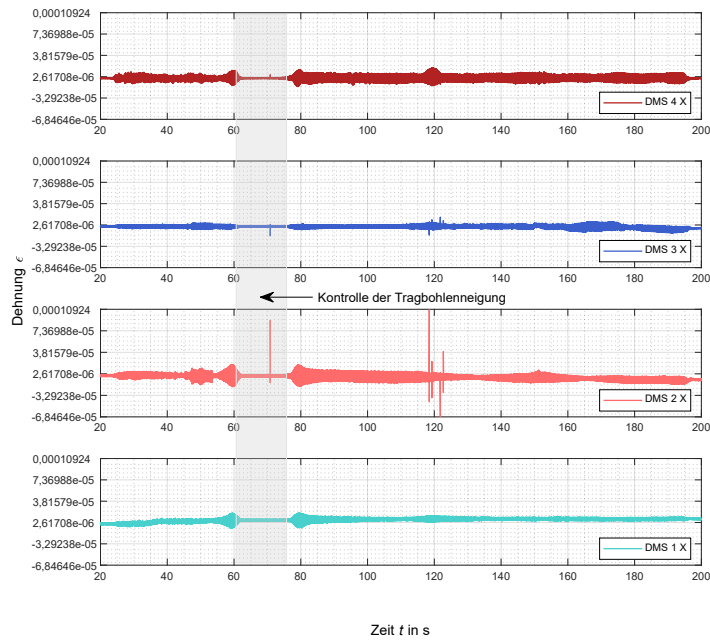


Abb. D.4: Verschiebung für die unteren drei Messpunkte der ersten 100s der Schlagrammung

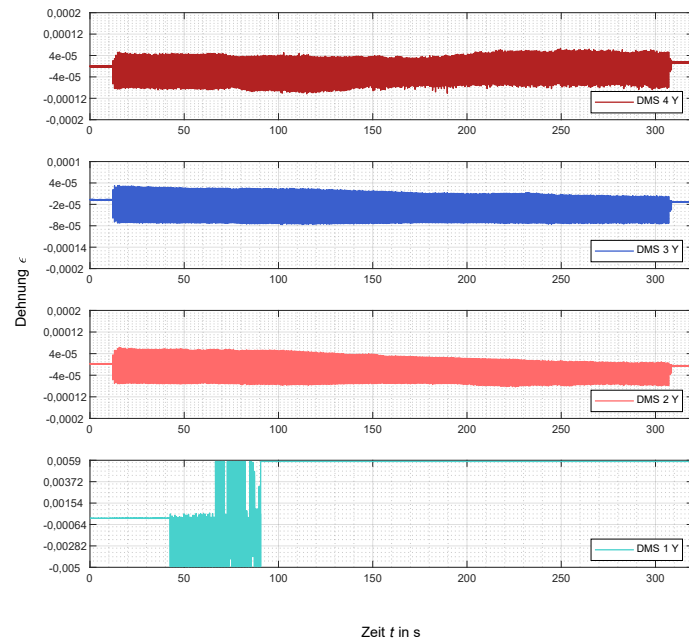


(a)

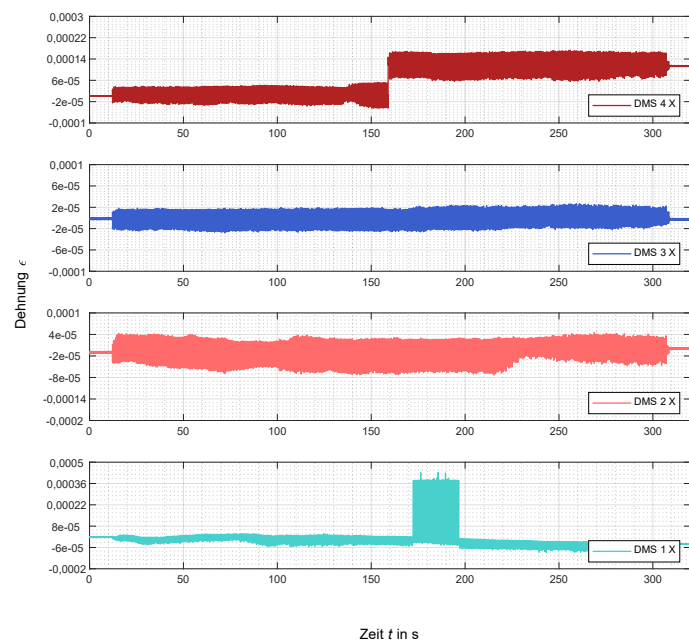


(b)

**Abb. D.5:** Dehnungen während der Vibrationsrammung in axialer Richtung (a) sowie parallel zum Steg (b)



(a)



(b)

**Abb. D.6:** Dehnungen während der Schlagrammung in axialer Richtung (a) sowie parallel zum Steg (b)

## E Numerische Simulationen zur Einbringung

### E.1 Zustandsübertragung des EEP für Balkenelemente in Abaqus

Da Abaqus zwar grundsätzlich die Übertragung von Modellzuständen zulässt, diese Funktion aber für Balkenelemente nicht bereitstellt, wird hierzu eine eigene Umsetzung benötigt (vgl. Dassault Systèmes, 2020). Grundlegende Hilfsfunktionen werden von der Python Bibliothek für Abaqus ABAPYS Zobel (2020) verwendet. Abweichend davon wird für Balkenelemente eine Funktion mit folgendem Vorgehen erzeugt:

1. Ermittlung aller Knoten-Nummern und -Namen sowie Koordinaten aus der vorherigen Ergebnisdatenbank und dem neuen Modell,
2. Auslesen der Knotenkoordinaten aus dem letzten, abgespeicherten Schritt der vorherigen Simulation,
3. Prüfung der Positionen der neuen Knoten relativ zu den Knoten des vorherigen Modells, um den naheliegendsten Knoten und das dazugehörige Element zu finden,
4. Je Knoten werden so Gewichtungen der Zustandsgrößen bezogen auf den Zustand der vorherigen Simulation ermittelt,
5. Im nächsten Schritt werden die deformierten Koordinaten des Balkens aus der vorherigen Simulation als *FieldOutput* ermittelt und mit den Ursprungskoordinaten des neuen Modells zusammengeführt. Dadurch wird ein aktualisiertes Netz mit passenden Knotenpositionen erzeugt,
6. Der FieldOutput der Spannungen wird mit Hilfe der Gewichtungsfunktion den neuen Elementen je *Section Point* als Anfangszustand zugeordnet. Die Zuordnung erfolgt durch das Schreiben einer Textdatei mit den Werten und einzelnen Elementen mit der Funktion *Zustandszuweisung* von *abapys*. Diese Datei wird als *Initial Condition Type = Solution* dem Modell im *input-File* zugewiesen.

Der verwendete Code 1 wird nachfolgend dargestellt.

**Code 1:** Code zur Zustandsübertragung von Balkenelementen in Abaqus

```

1 def ZustandsuebertragungBeam(session, odbname, odbinstname,
2   variablenliste, modell, mdbinstname,
3   mdbknoten=[], odbknoten=[], Koordinatentransformation=False, step=-1,
4   frame=-1):
5   """ jbe 14.11.2022
6   Übertrage den Zustand aus einer odb namens odbname auf ein in der
7   aktuellen session geladenes
8   Modell modell. Dazu wird jeden in variablenliste uebergebene Variable
9   an jedem Knoten bzw.
10  Element (je nach Typ) der odbinstname aus dem angegebenen step und
11  frame ausgelesen und als
12  Anfangsloesungen von den Koordinaten der odelemente oder odbknoten
13  auf die Koordinaten der
14  mdbknoten in der Assembly-Instanz namens mdbinstname uebertragen. Da
15  die Position der Knoten nicht
16  uebereinstimmen muss, wird eine lineare Interpolation der Werte aus
17  der odb-Datei auf die Knoten
18  des neuen Modells vorgenommen.
19
20  Fuer eine Zustandsuebertragung auf ein gleichartiges Modell (gleiche
21  Offsets und Geometrien) ist
22  es nicht noetig, mdbknoten und odbknoten zusaetzlich zu uebergeben.
23  Wenn die Geometrien aber
24  verschoben sind (anderes Nulloffset o.ae.), dann bietet sich eine
25  Transformation der Koordinaten
26  an (bspw. mit der Funktion Knotentransformation). Die aktualisierten
27  mdbknoten oder/und odbknoten
28  muessen dann entsprechend uebergeben werden.
29
30  Gibt [gewichtungKnotenLabels, gewichtungKnotenWerte, bezugsElemente]
31  zurueck.
32
33  Wichtig: Aktuell werden nur 2D-Elemente des Typs Beam unterstuetzt.
34
35  """
36  import odbAccess
37  import assembly
38  import numpy
39  import numpy as np
40  from hilfen import Log, ElementAusOdb, ErstelleLabelsortierteGeomlist
41  from punktelement import KnotengewichtungPunktInPunktkoordinaten,
42  PunktkoordinatenVonElement
43  # Odb-Datei oeffnen, falls nicht schon offen
44  if session.odbData.has_key(odbname):
45      odb = session.odbs[odbname]
46  else:
47      odb = session.openOdb(name=odbname)
48  #
49  if (odbknoten == []):
50      odbknoten = odb.rootAssembly.instances[odbinstname.upper()].nodes
51  #
52  if (mdbknoten == []):
53      mdbknoten = modell.rootAssembly.instances[mdbinstname].nodes

```

```
40 #
41 mySteps = session.odbdData[oddbname].steps.keys()
42 # Variablen pruefen
43 try:
44     bezugsframe = odb.steps[mySteps[step]].frames[frame]
45 except:
46     Log('# Abbruch: Angegebener Step/Frame nicht verfuegbar')
47     return []
48 #
49 # Erstelle eine modifizierte Variablenliste mit den exakten Namen der
50 # geforderten FieldOutputs
51 mod_variablenliste = _FieldOutputVariablenliste(bezugsframe=
52 bezugsframe,
53 variablenliste=variablenliste)
54 if (mod_variablenliste == []):
55     Log('# Abbruch: Variablenliste ungueltig/leer')
56     return []
57 #
58 # hier vorher C Gewichtung Bibliothek
59 #Log('# 1-6: Bereite Daten fuer Zustandsuebertragung vor')
60 #
61 odbstepnames = odb.steps.keys()
62 odbelemente = odb.rootAssembly.instances[odbinstname.upper()].
63 elements
64 mdbelemente = modell.rootAssembly.instances[mdbinstname].elements
65 knoten_pro_odbelement = len(odbelemente[0].connectivity)
66 knoten_pro_mdbelement = len(mdbelemente[0].connectivity)
67 #
68 odb_dimensionen = 2
69 if ('3D' in str(odbelemente[0].type)):
70     odb_dimensionen = 3
71 #
72 mdb_dimensionen = 2
73 if ('3D' in str(mdbelemente[0].type)):
74     mdb_dimensionen = 3
75 #
76 if (not (mdb_dimensionen == odb_dimensionen)):
77     Log('# Abbruch: Zustandsuebertragung nur 2D->2D moeglich')
78     return []
79 #
80 dimensionen = odb_dimensionen
81 #
82 #Log('# Pruefe, ob gueltige Elemente/Knotenformate vorliegen')
83 if knoten_pro_odbelement != 2:
84     Log('# Odb-Elemente/Knoten in nicht unterstuetztem Format')
85     return []
86 #
87 if knoten_pro_mdbelement != 2:
88     Log('# Mdb-Elemente/Knoten in nicht unterstuetztem Format')
89     return []
90 #
91 # Gewichtung ueber
92 #Log('# 2-6: Ermittle Gewichtungen')
93 #
```

```

91     label_zu_idx_punkte_mbd = ErstelleLabelsortierteGeomlist(geomliste=
    mdbknoten)
92     label_zu_idx_punkte_mbd = [idx for idx in range(len(mdbknoten))]
93     label_zu_idx_punkte_odb = ErstelleLabelsortierteGeomlist(geomliste=
    odbknoten)
94     #label_zu_idx_punkte = [idx for idx in range(len(knoten))]
95     #
96     punkte_mbd = []
97     for elem in mdbelemente:
98         punkte_mbd += [PunktkoordinatenVonElement(element=elem, knoten=
    mdbknoten,
99             listenhilfe=label_zu_idx_punkte_mbd)]
100        #punktlabels_mbd = [knoten[label_zu_idx_punkte[einzelpunkt]].
    label for einzelpunkt in element.connectivity]
101        #
102     punkte_odb = []
103     for elem in odbelemente:
104         punkte_odb += [PunktkoordinatenVonElement(element=elem, knoten=
    odbknoten,
105             listenhilfe=label_zu_idx_punkte_odb)]
106        #punktlabels_obd = [knoten[label_zu_idx_punkte[einzelpunkt]].
    label for einzelpunkt in element.connectivity]
107        #
108        # Korrektur fuer Beam da das Format von odbelemente anders ist als
    bei anderen Elementen
109        punkte_odb_korr = [[tuple(x[0]), tuple(x[1])] for x in punkte_odb]
110        #
111        #Log('# 3-6: Uebertrage Endverformte Knotenkoordinaten')
112        if Koordinatentransformation is True:
113            assemblyInstance = modell.rootAssembly.instances[mdbinstname]
114            #
115            ## Crate a file
116            disp = modell.name + '_NewCOORD.txt'
117            #
118            ## Open the file
119            dispFile = open(disp, 'w')
120            #
121            ## Identify the instance you need the coordinates
122            myInstance = odb.rootAssembly.instances[odbinstname]
123            #
124            ## Identify the Field Output
125            # get the displacement field:
126            u=odb.steps[odbstepnames[-1]].frames[frame].fieldOutputs['U']
127            # get the COORD field:
128            coord=odb.steps[odbstepnames[-1]].frames[frame].fieldOutputs['
    COORD']
129            #
130            ##Identify the total number of nodes
131            numNodes = len(myInstance.nodes)
132            #
133            ## Write the information: node, coord1, coord2
134            newCoordXY = numpy.zeros((numNodes+1,3))
135            #
136            for curNode in range(numNodes):

```

```

137         refNodeIndex = curNode
138         newXCoord = coord.values[refNodeIndex].dataDouble[0]
139         newYCoord = coord.values[refNodeIndex].dataDouble[1]
140         if newXCoord == 0:
141             newXCoord = u.values[refNodeIndex].dataDouble[0] + coord.
values[refNodeIndex].dataDouble[0]
142         if newYCoord == 0:
143             newYCoord = u.values[refNodeIndex].dataDouble[1] + coord.
values[refNodeIndex].dataDouble[1]
144         dispFile.write('%s, %10.10E, %10.10E\n' % (u.values[curNode].
nodeLabel, newXCoord, newYCoord))
145         newCoordXY[u.values[curNode].nodeLabel][0] += int(u.values[
curNode].nodeLabel)
146         newCoordXY[u.values[curNode].nodeLabel][1] += float(newXCoord)
147         newCoordXY[u.values[curNode].nodeLabel][2] += float(newYCoord)
148         #newCoordXY[u.values[curNode].nodeLabel][3] += float(0)
149         modell.rootAssembly.editNode(nodes=assemblyInstance.nodes[
curNode], coordinate1=newXCoord, coordinate2=newYCoord)
150
151     dispFile.close()
152     #
153     # loesche erste Array Zeile
154     # np.delete(newCoordXY, obj=0, axis=0)
155     # print(newCoordXY)
156     # Aktualisiere Assembly
157     modell.rootAssembly.regenerate()
158     # Ermittlung in welchem ODB Element welcher MDB Knoten liegt
159     #Log('# 4-6: Ermittle Zugehoerigkeit MDB Knoten zu ODB Element')
160     ## zusaetzliche Labellisten
161     # ODB Elemente Liste Index zu Label
162     label_zu_idx_elemente_odb = ErstelleLabelsortierteGeomlist(geomliste=
odbelemente)
163
164     ## UMFORMATIERUNG
165     # Wichtig Label zu Knoten Liste umformartieren, so dass klar ist, in
welchem Element welcher Knoten liegt
166     label_zu_idx_punkte_odb_jeKnoten = []
167     for x in range(1, len(label_zu_idx_punkte_odb)+1):
168         label_zu_idx_punkte_odb_jeKnoten += [label_zu_idx_punkte_odb[x],
label_zu_idx_punkte_odb[x]]
169     #
170     # print(label_zu_idx_punkte_odb_jeKnoten)
171     #
172     #Log('# CHECK ANPASSUNG: ODBelementFuerMDBKnoten_label_korr verandert
!')
173     # Begin
174     label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung = []
175     for x in range(1, len(label_zu_idx_punkte_odb)):
176         label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung += [[1+label_zu_idx_punkte_odb
[x], 1+label_zu_idx_punkte_odb[x+1]]]
177     #
178     # print(label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung)
179     ## CHECK
180     label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung2 = []

```

```

181     for x in range(1, len(label_zu_idx_punkte_odb)):
182         label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung2 += [1+label_zu_idx_punkte_odb
183         [x], 1+label_zu_idx_punkte_odb[x+1]]
184     #
185     # print(label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung2)
186     # Ende
187     punkte_odb_korr_list = []
188     for x in range(len(punkte_odb_korr)):
189         punkte_odb_korr_list += tuple(punkte_odb_korr[x][0]), tuple(
190         punkte_odb_korr[x][1])
191     #
192     # print(punkte_odb_korr_list)
193     #
194     punkte_mbd_list = []
195     for x in range(len(punkte_mbd)):
196         punkte_mbd_list += tuple(punkte_mbd[x][0]), tuple(punkte_mbd[x
197         ] [1])
198     #
199     # print(punkte_mbd_list)
200     #
201     # ODBelemente zu einer Liste mit je doppelten Eintraegen
202     odbelemente_jeKnoten = []
203     for x in range(0, len(odbelemente)):
204         odbelemente_jeKnoten += [odbelemente[x], odbelemente[x]]
205     #
206     # print(odbelemente_jeKnoten)
207     #
208     # Definiere Vektoren
209     AbstaendePunkteOdbMbd = []
210     AbstaendePunkteOdbMbd_abs = []
211     MinAbstaendePunkteOdbMbd = []
212     MinAbstaendePunkteOdbMbd_abs = []
213     IndexMinAbstaendePunkteOdbMbd = []
214     ODBelementFuerMDBKnoten_label = []
215     ODBelementFuerMDBKnoten_idx = []
216     KnotenzuIndexMin = []
217     AbstaendeJeMdbPunkt = []
218     ODBPunktevonODBelementFuerMDB = []
219     # Schleife zur Ermittlung des naheliegendsten Elements eines mbd
220     # Knoten zu einem odb Element
221     for idx1 in range(len(punkte_mbd_list)):
222         #Log('# 1.0-4 KnotenNr MBD')
223         # print(idx1)
224         AbstaendePunkteOdbMbd = []
225         AbstaendePunkteOdbMbd_abs = []
226         MinAbstaendePunkteOdbMbd = []
227         MinAbstaendePunkteOdbMbd_abs = []
228         for idx2 in range(len(punkte_odb_korr_list)):
229             AbstaendePunkteOdbMbd_abs += [abs(punkte_mbd_list[idx1
230             ] [1] - punkte_odb_korr_list[idx2][1])]
231             AbstaendePunkteOdbMbd += [punkte_mbd_list[idx1][1] -
232             punkte_odb_korr_list[idx2][1]]
233
234     Log('# 1.1-4 AbstaendePunkteOdbMbd ermitteln')

```

```

229     # print(AbstaendePunkteOdbMbd)
230     Log ('# 2.1 Abstand Minimum je Knoten real')
231     # MinAbstaendePunkteOdbMbd = [min(AbstaendePunkteOdbMbd)]
232     # print(MinAbstaendePunkteOdbMbd)
233     Log ('# 1.2-4 Abstand Minimum je Knoten absolut')
234     MinAbstaendePunkteOdbMbd_abs = [min(AbstaendePunkteOdbMbd_abs)]
235     # print(MinAbstaendePunkteOdbMbd_abs)
236
237     Log ('# 1.3-4 Index von Minimum in AbstaendePunkteOdbMbd_abs')
238     # Gib Index fuer Minimum Knotenabstand von mdb zu odb Knoten an
239     IndexMinAbstaendePunkteOdbMbd = [AbstaendePunkteOdbMbd_abs.index(
MinAbstaendePunkteOdbMbd_abs[0])]
240     #
241     Log ('# 1.4-4 MDB Knoten am naeheliegendsten an welchem Element (
Label und Index)?')
242     # Finde nun zugehoeriges ODB Element je mdb Knoten
243     ## Wichtig Label zu Knoten Liste umformartieren
244     KnotenzuIndexMin += [IndexMinAbstaendePunkteOdbMbd[0]]
245     ODBelementFuerMDBKnoten_idx += [label_zu_idx_punkte_odb_jeKnoten[
IndexMinAbstaendePunkteOdbMbd[0]]]
246     # idx1 = 0
247     ODBelementFuerMDBKnoten_label += [odbelemente_jeKnoten[
KnotenzuIndexMin[idx1]].label]
248     Log ('# 1.5-4 Ermittle Punktindizes des Elements') # fuer
punkte_odb_korr[X:Y]
249     ODBPunktevonODBelementFuerMDB += [PunktkoordinatenVonElement(
element=odbelemente[ODBelementFuerMDBKnoten_idx[idx1]],
knoten=odbknoten, listenhilfe=label_zu_idx_punkte_odb)]
250
251     #
252     # Korrektur ODBPunktevonODBelementFuerMDB
253     ODBPunktevonODBelementFuerMDB_korr = [[tuple(x[0]), tuple(x[1])] for
x in ODBPunktevonODBelementFuerMDB[1::2]]
254     ODBelementFuerMDBKnoten_label_korr = []
255     for x in range(0, len(ODBelementFuerMDBKnoten_label), 2):
256         ODBelementFuerMDBKnoten_label_korr += [
ODBelementFuerMDBKnoten_label[x]]
257     #
258     #Log('# CHECK ANPASSUNG: ODBelementFuerMDBKnoten_label_korr
veraendert!')
259     #
260     #Log('# 5-6: Ermittle Gewichtungen')
261     # Schleife ueber die ODB Punkte fuer jedes Element in der mdb
262     Gewichtung = []
263     for elementpunkteIndex in range(len(punkte_mbd)):
264         elementpunkte = punkte_mbd[elementpunkteIndex]
265         for einzelpunkt in elementpunkte:
266             Gewichtung += [KnotengewichtungPunktInPunktkoordinaten(punkte=
ODBPunktevonODBelementFuerMDB_korr[elementpunkteIndex],
referenzpunkt=einzelpunkt, dimensionen=dimensionen)]
267     # print(Gewichtung)
268     Gewichtung_anderesFormat = []
269     for x in range(len(Gewichtung)):
270         Gewichtung_anderesFormat += [Gewichtung[x][0]]
271     #
272

```

```

273 # print(Gewichtung_anderesFormat)
274 # Zusätzliche Ausgabewerte ermitteln
275 gewichtungKnotenLabels = label_zu_idx_punkte_odb_Gewichtung2
276 gewichtungKnotenWerte = Gewichtung_anderesFormat
277 bezugsElemente = ODBelementFuerMDBKnoten_label_korr
278 #
279 #Log('# 6-6: Weise Werte zu')
280 idx_naechstereintrag = _ErzeugeAbapysAnfangsbedingungenEintrag(modell
=modell)
281 #
282 # Anzahl der Ausgabewerte pro Knoten/Element ermitteln
283 for ausgabevariable in mod_variablenliste:
284     ausgabedatei, ausgabertext, odbergebnisse =
    _ZustandsuebertragungAusgabeVorbereiten(mdbname=modell.name,
285     ausgabevariable=ausgabevariable, bezugsframe=bezugsframe)
286     if (any([ausgabedatei, ausgabertext, odbergebnisse]) is None):
287         Log('# Abbruch: Zugriffsprobleme auf Datei oder ungueltige
Ergebnisse')
288         return []
289     #
290     modell.keywordBlock.insert(idx_naechstereintrag, ausgabertext)
291     _ZustandsuebertragungErgebnisdateiSchreiben(ausgabedatei=
ausgabedatei,
292     odbergebnisse=odbergebnisse, mdbinstname=mdbinstname,
293     gewichtungKnotenLabels=gewichtungKnotenLabels,
gewichtungKnotenWerte=gewichtungKnotenWerte,
294     bezugsElemente=bezugsElemente, mdbknoten=mdbknoten,
knoten_pro_mdbelement=knoten_pro_mdbelement)
295     #
296     Log('# Uebertragung abgeschlossen')
297     return [gewichtungKnotenLabels, gewichtungKnotenWerte, bezugsElemente
]
298 #

```

## E.2 Ermittlung der Dämpfungskonstante aus Messdaten

Um aus dem Abklingverhalten der Beschleunigungen einen Wert für die Dämpfungskonstante zu ermitteln, wird die Einbringung des Trägers mit dem dynamischen System des Einmassenschwingers über die Bewegungsdifferentialgleichung in der nachfolgenden Gleichung beschrieben

$$m\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + kx(t) = f(t). \quad (\text{E.1})$$

Hierbei repräsentiert  $m\ddot{x}(t)$  die Trägheitskraft,  $C\dot{x}(t)$  die Dämpfungskraft und  $kx(t)$  die Federkraft. Die Summe dieser Kräfte muss zur Einhaltung des Gleichgewichts den äußeren, angreifenden Kräften  $f(t)$  entsprechen. Alle Terme sind abhängig von der Zeit  $t$  [s]. Zunächst wird aus dem Zeitsignal anhand des Abstands der Ausschläge nach vier Perioden die gedämpfte Periodendauer  $T_d$  bestimmt zu

$$T_d = \frac{32,14 - 32,1195}{4} = 5,125 \cdot 10^{-3} \text{ s.} \quad (\text{E.2})$$

Damit ergibt sich die Eigenfrequenz des gedämpften Systems  $w_d$  zu

$$w_d = \frac{2\pi}{T_d} = 1.225,99 \text{ rad/s.} \quad (\text{E.3})$$

Das Verhältnis zwischen zwei beliebigen Maxima nach einer definierten Anzahl von  $n$  Perioden wird als logarithmisches Dekrement bezeichnet und definiert als:

$$\delta = \ln \left( \frac{x_n}{x_{n+k}} \right) = 0,4169. \quad (\text{E.4})$$

Damit ergibt sich der Lehrsche Dämpfungsgrad  $D$  zu

$$D = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} = 2,173. \quad (\text{E.5})$$

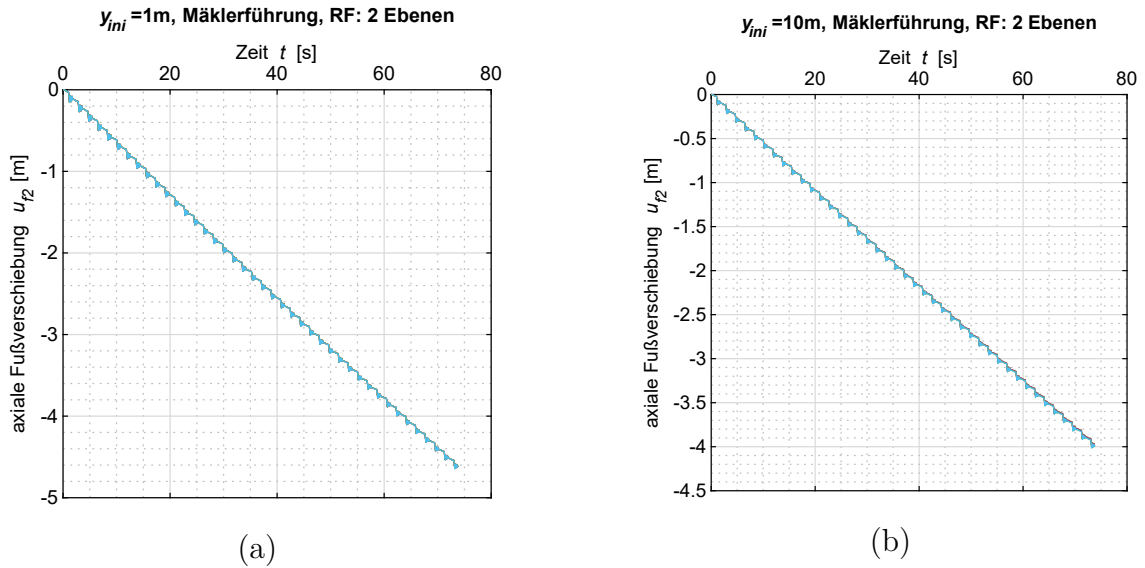
Die Abklingzeit  $\tau$  ergibt sich aus der gedämpften Periodendauer  $T_d$  und dem logarithmischen Dekrement  $\delta$  zu

$$\tau = \frac{T_d}{\delta} = 0,0123 \text{ s.} \quad (\text{E.6})$$

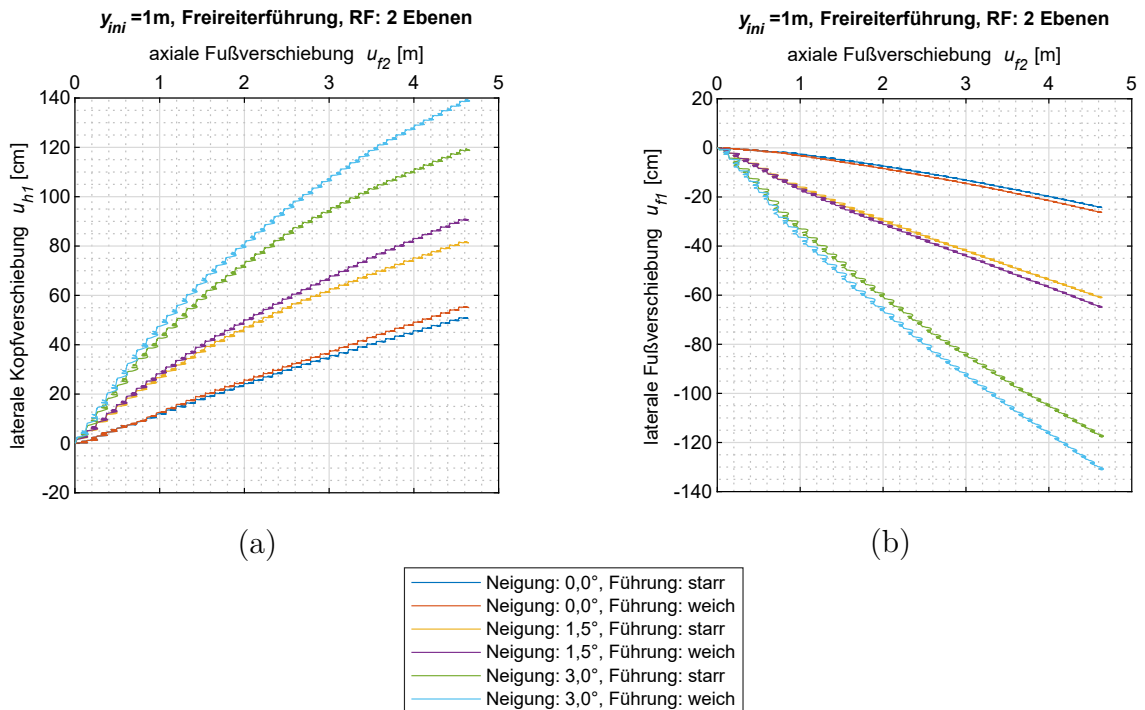
Mit der Masse  $m$  des Trägers, welche über die Geometrie und die Dichte von Stahl angenommen wird mit 10.608 kg, ergibt sich mit der Abklingzeit  $\tau$  die Dämpfungskonstante  $C_B$  zu

$$C_B = \frac{2m}{\tau} = \frac{2 \cdot 10608 \text{ kg}}{0,0123 \text{ s}} = 1.724,9 \text{ kNs/m.} \quad (\text{E.7})$$

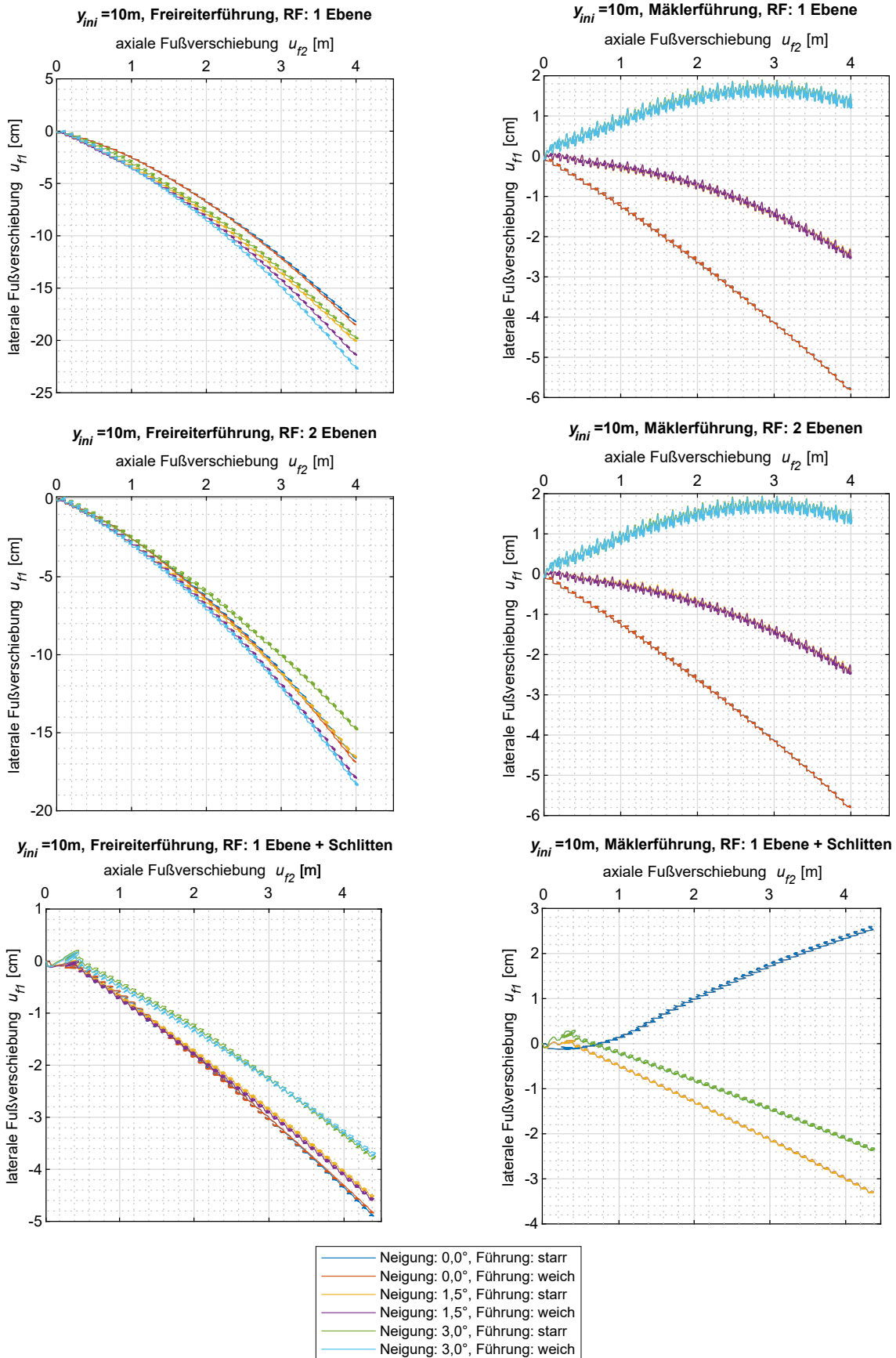
### E.3 Weitere Ergebnisse zum Ersatzmodell



**Abb. E.1:** Vergleich der axialen Trägerbewegung des Ersatzmodells bei einer initialen Einbindetiefe von  $y_{ini} = 1\text{ m}$  (a) sowie  $y_{ini} = 10\text{ m}$  (b). Die Kurven liegen dabei in (a) und (b) jeweils exakt übereinander



**Abb. E.2:** Vergleich der lateralen Verschiebungen am Kopf (a) sowie und Fuß des Trägers (b) bei einer initialen Einbindetiefe von  $y_{ini} = 1\text{ m}$  sowie Verwendung der Freireiterführung mit zwei Ebenen als unterer RF



**Abb. E.3:** Laterale Fußverschiebung über axiale Fußverschiebung, bei Freireiter- (links) und Mäklerführung (rechts) ab  $y_{ini} = 10\text{m}$  bei 1 RF-Ebene, 2 RF-Ebenen und 1 RF-Ebene + Schlitten

## F Versuche zum räumlichen Tragverhalten

### F.1 Auswertungsmethoden

#### Methode A

Vorversuche zeigen, dass sich die Einstellungen in Tab. F.1 bei der Glasfasermessung mit 3,1 Hz Abtastrate und einer Faserlänge von 4,51 mm (Messwerte alle 2,6 mm) bewährt haben. Hierzu wird der Savitzky-Golay Filter (vgl. Savitzky und Golay, 1964) verwendet, welcher eine polynomiale Regression  $n$ 'ten Grades über die vorgegeben Daten berechnet. Bei der Ermittlung der Biegelinie erfolgt mit dem Polynom erster Ordnung eine Mittelwertbereinigung. Für die Ermittlung einer Streckenlast ist eine doppelt so große Fenstergröße bei einem Polynom 5. Grades erforderlich, um die Daten für die Ableitung vorzubereiten. Die gewählten Einstellungen werden für alle Glasfasermessungen in der Auswertung verwendet, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen.

**Tab. F.1:** Einstellungen für die Filterung der Daten für den Savitzky-Golay Filter bei der Glasfasermessung mit 3,1 Hz Abtastrate und einer Faserlänge von 4,51 m (Messwerte alle 2,6 mm)

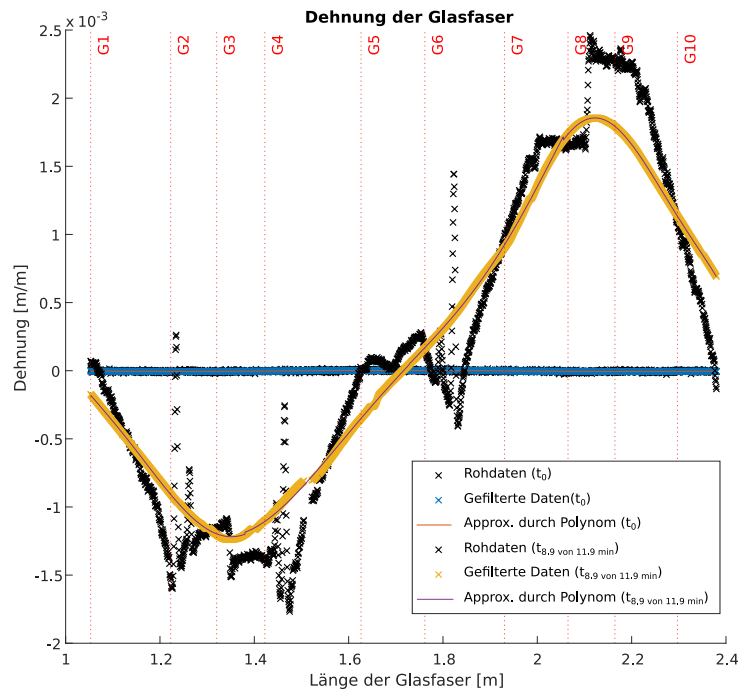
	Biegelinie	Belastung
Grad des Polynoms	1	5
Fenstergröße	51	101

Zur Überprüfung der gewählten Methode zur Ermittlung der Biegelinie am Modellträger mittels Glasfasermessung und um die Materialsteifigkeit am tatsächlichen Profil zu bestimmen werden Vierpunktbiegeversuche (4-PBV) durchgeführt. Der Versuch *T0-30* mit einem Füllheitsgrad von 30 % wird repräsentativ für die vier durchgeführten Versuche vorgestellt. Die Auswertung des Last-Verformungsverhaltens sowie die Ermittlung der Materialsteifigkeiten sind in Anhang F.2 zu finden.

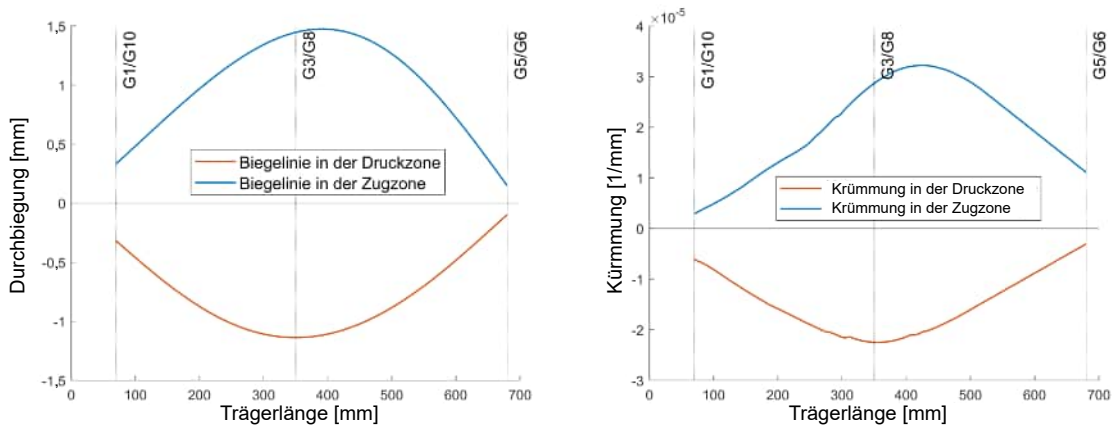
Ein zweifach aufgelagerter Träger wird dazu weggesteuert bis zum Versagen belastet, wobei zusätzlich die resultierende Kraft  $F$  mittels Kraftmessdose und die Durchbiegung  $w$  mittels Wegaufnehmern aufgezeichnet werden. Wie in Abb. 6.4 dargestellt, werden Punkte auf dem Träger markiert, um diese in den Daten bei der Auswertung zu referenzieren. Als Auflager und Kraftereinleitungspunkte werden die Negative des gevouteten Trägers 3D-gedruckt, sodass sich eine 20 mm breite Fläche der Lastübertragung ergibt.

Mithilfe des Savitzky Golay Filters werden die Dehnungswerte mittelwertbereinigt und anschließend polynominal basierend auf der Methode der kleinsten Quadrate approximiert, wie für zwei Zeitreihen in Abb. F.1 (a) dargestellt. Die gewählte Zeitreihe beschreibt den Versuch nach der Hälfte der Zeit der gesamten Versuchsdauer. Zu diesem Zeitpunkt ist bereits ein ausgeprägtes Verformungsverhalten festzustellen, jedoch ist noch kein Versagen des Trägers aufgetreten.

Die ermittelte Krümmung und Biegelinie sind in Abb. F.1 (b) dargestellt. Befindet sich die Faser in der Druckzone (Punkte G1 bis G5) wird eine negative Dehnung ausgegeben, in der Zugzone (Punkte G6 bis G10) eine positive Dehnung. Die Punkte G3 und G8 markieren jeweils die Mitte des gesamten Trägers. An dieser Klebestelle zeigt sich ein markanter Sprung in den Auswertungen. Die über die Biegelinie ermittelte Durchbiegung stimmt hinreichend überein mit der mittels Wegaufnehmer gemessenen Durchbiegung in Feldmitte, sodass die Funktionsweise der Methode hiermit als bestätigt angenommen werden kann.



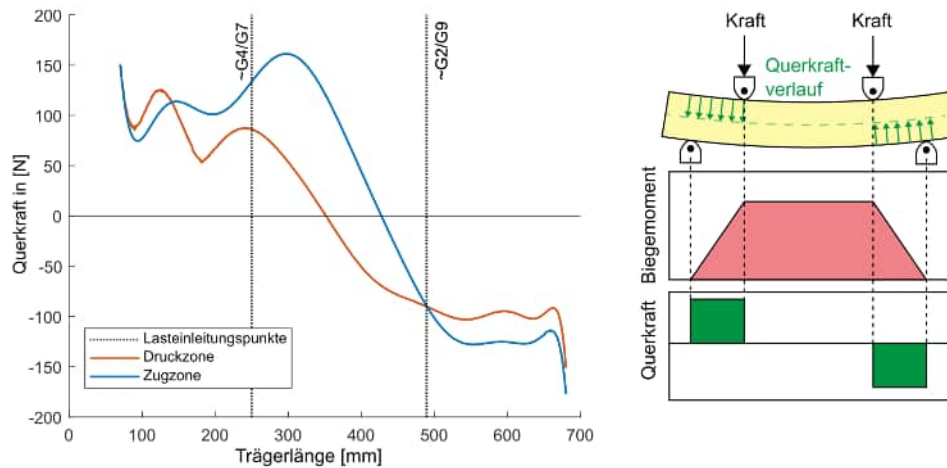
(a)



(b)

**Abb. F.1:** Auswertung der Glasfasermessung des Vierpunktbiegeversuchs als Dehnungsverlauf (a) sowie als Durchbiegungs- und Krümmungsverlauf (b)

Die Berechnung des Querkraftverlaufs ergibt eine positive Querkraft auf der linken Seite des Trägers und eine negative Querkraft in gleicher Größenordnung auf der rechten Seite des Trägers (vgl. Abb. F.2).



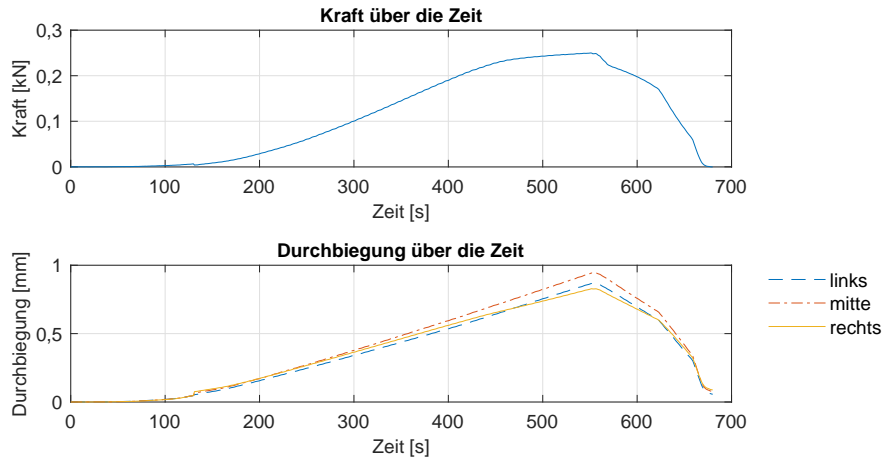
**Abb. F.2:** Berechneter Querkraftverlauf im Vierpunktbiegeversuch

Der theoretisch stufenförmige Verlauf der Querkraft kann mit dem gewählten Verfahren der Ableitung von Funktionen nicht getroffen werden, sodass sich zwischen den Plateaus der Querkraft ein Übergang einstellt. Für die geplante Ermittlung der Belastung mit Sand und nicht mit diskreten Lasten, ist so allerdings eine hinreichende Eignung der Methode zu erwarten.

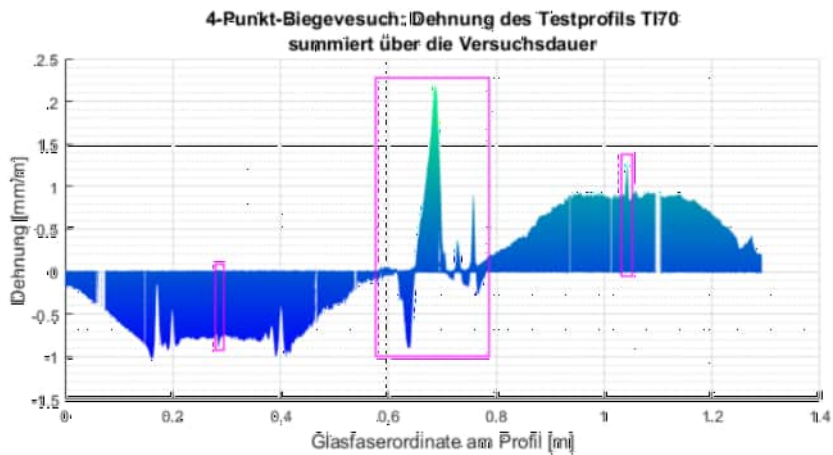
Die Abb. F.3 stellt die aufgebrachte Kraft des Prüfstempels und die erreichte Durchbiegung der einzelnen Wegaufnehmer über die Versuchsdauer des Testprofils TI70 mit 70 % Füllheitsgrad dar. Die Belastung nimmt bis 0,23 kN zu und steigt dann langsamer an, bis der Träger nach knapp neun Minuten bei einer Belastung von 0,26 kN auf versagt und der Versuch abgebrochen wird. Die maximale Durchbiegung beträgt hierbei in der Mitte des Trägers 1,8 mm.

In Abb. F.4 sind die, über die Versuchsdauer, summierten Dehnungswerte der Glasfaser am Steg des Testprofils dargestellt. Im Bereich bis 0,6 m ist der Teil der Glasfaser aufgetragen, der am oberen Flansch befestigt ist. Der Bereich von 0,8 m bis 1,30 m hingegen zeigt den Abschnitt am unteren Flansch. Der Einflussbereich der Klebestelle in der Mitte des Profils einmal bei 0,3 m und bei 1,05 m sowie der Übergang der Faser vom oberen zum unteren Flansch sind hier in Pink kenntlich gemacht. Dort zeigen sich unrealistische Dehnungswerte, die bei der Auswertung nicht zu berücksichtigen sind.

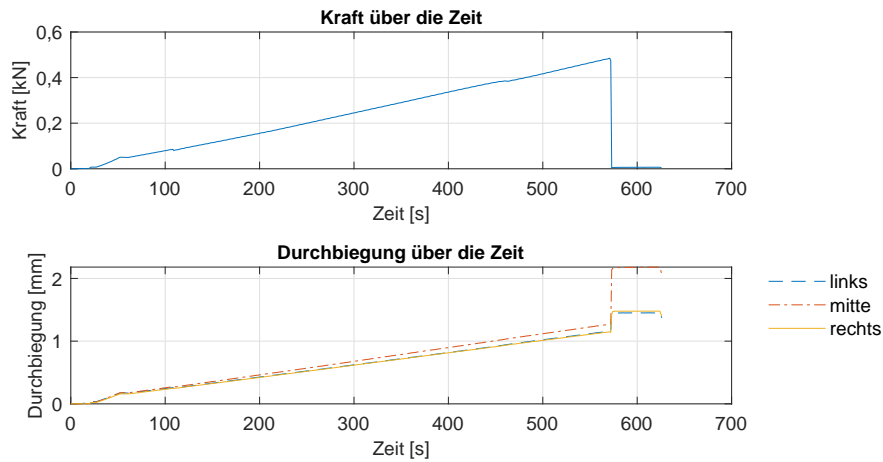
Sowohl im oberen als auch im unteren Flansch zeigt die Dehnung den selben trapezförmigen Verlauf wie das Biegemoment. Vom Auflager bis zum ersten Punkt der Krafteinleitung des Prüfstempels nimmt sie betragsmäßig zu, bleibt dann bis zum zweiten Punkt konstant und nimmt dann zum Auflager hin wieder ab. Die durchschnittliche Dehnung von beiden Flanschen beträgt damit bei diesem Testprofil 0,85 mm/m.



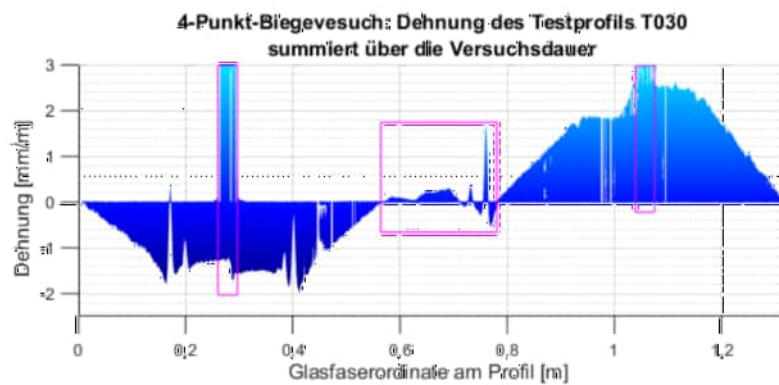
**Abb. F.3:** Messergebnisse des Vierpunktbiegeversuchs am Profil TI70: oben die Belastung durch den Prüfstempel und unten die gemessene Durchbiegung



**Abb. F.4:** Die Dehnung vom Testprofil TI70 aufsummiert über die Dauer des Vierpunktbiegeversuchs. Die störungsbehafteten Abschnitte ohne Relevanz für die Auswertung sind in Pink markiert



**Abb. F.5:** Messergebnisse des Vierpunkbieveversuchs am Profil T030: oben die Belastung durch den Prüfstempel und unten die gemessene Durchbiegung

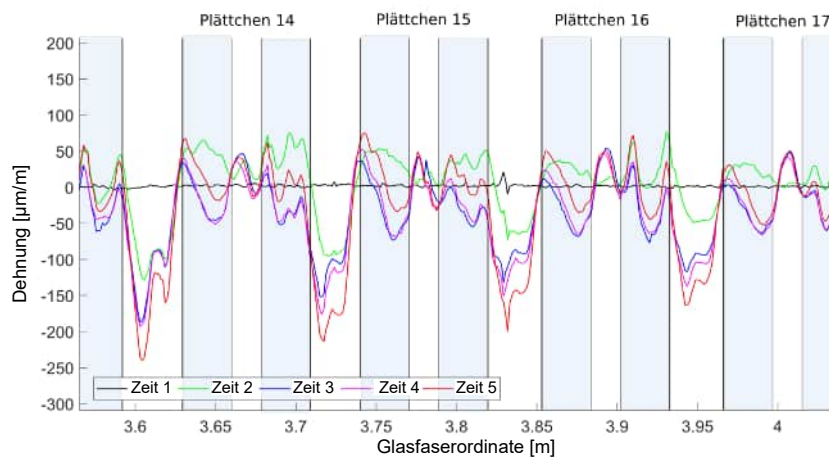


**Abb. F.6:** Die Dehnung vom Testprofil T030 aufsummiert über die Dauer des Vierpunkbieveversuchs. Die störungsbehafteten Abschnitte ohne Relevanz für die Auswertung sind in Pink markiert

Die nachfolgenden Abb. F.5 und Abb. F.6 zeigen die zugehörigen Messergebnisse des Testprofils T030 mit 30 % Füllheitsgrad. Anders als das Profil mit 70 % Füllheitsgrad, versagt dieses nicht auf Stabilität, sondern versagt stattdessen in der Mitte entlang der Klebestelle. Dieses plötzliche Versagen des Testprofils zeigt sich in beiden Abbildungen sehr deutlich ab, worauf hin eine Optimierung der Klebung für die folgenden Profile erfolgt. In Abb. F.5 fällt die aufgebrauchte Belastung schlagartig ab und die gemessene Durchbiegung macht einen positiven Sprung. Außerdem zeigt das Dehnungs-Diagramm (vgl. Abb. F.6) einen deutlich sichtbaren Peak im Bereich der Klebestelle. Unmittelbar vor dem Versagen erreicht das Testprofil mit 0,48 kN eine etwa doppelt so große Belastung und mit 2,5 mm/m eine knapp 50 % größere Durchbiegung als das vorherige Testprofil.

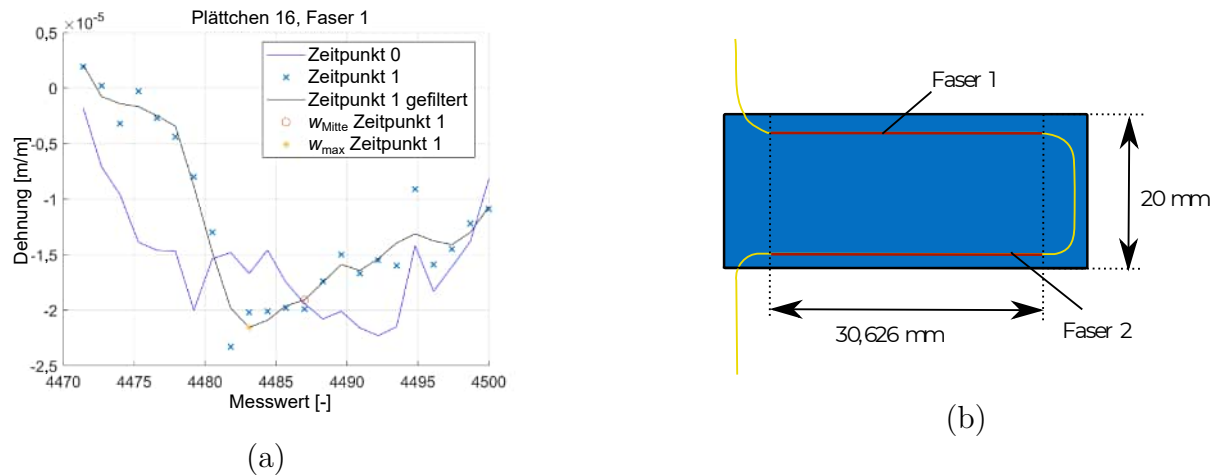
### Methode B

Testweise wird der Träger mit einer Hinterfüllung durch Sand belastet. Die Laufrichtung der Glasfaser ist von der Geländeoberkante bzw. dem Ankerpunkt bis zum unteren Ende, an dem der Träger in den Boden eingebunden ist. Für die Durchbiegung und die Lastermittlung über die Verformung der „Plättchen“ sind lediglich die waagerechten Abschnitte der Faser auf dem „Plättchen“ von Bedeutung. Dieser Abschnitt ist jeweils für einen Ausschnitt der Plättchen 14 bis 17 für einen beispielhaften Zeitpunkt in Abb. F.7 blau hinterlegt.



**Abb. F.7:** Dehnung der Glasfaser der integrierten Plättchensensoren an den „Plättchen“ 14 bis 17

Im Detail ist eine Auswertung für die obere Faser 1 des Plättchens 16 in Abb. F.8 dargestellt. Es ist in den Daten erkennbar, dass es unter Umständen in der Mitte des Plättchens zu relativen Stauchungen und Dehnungen kommt. Da die Faser in den „Plättchen“ in der Druckzone des Plättchens liegt, werden im Weiteren nur negative Dehnungen (Stauchungen) ausgewertet.



**Abb. F.8:** Beispielhafte Dehnung für die Faser 1 des Plättchens 16 über die Stützstellen der Glasfaser zur Ermittlung von  $w_{\max}$  (a) und Geometrie des integrierten Plättchensensors mit Glasfaser (b)

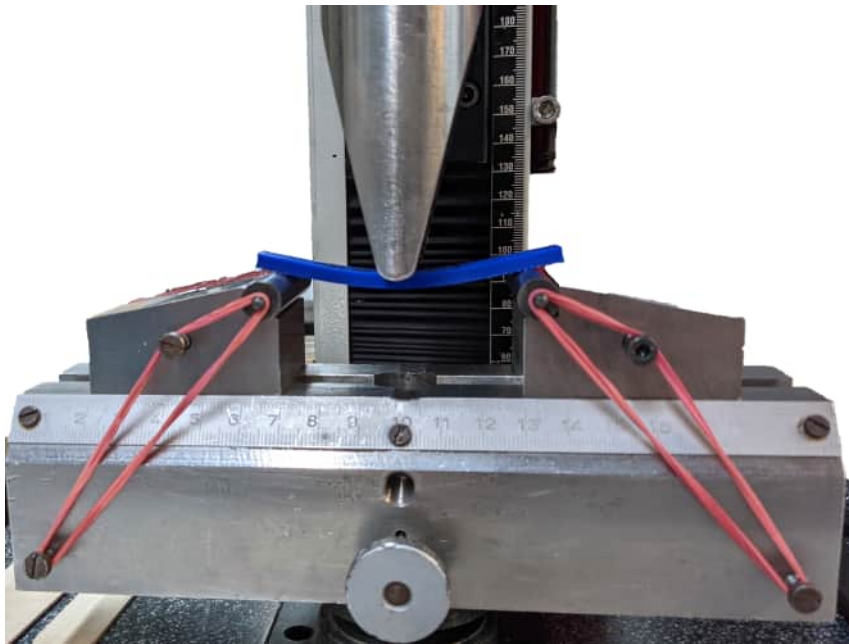
## F.2 Ermittlung der Materialsteifigkeit für die Modellversuche

### Dreipunktbiegeversuche (3-PBV)

Der 3-Punkt-Biegeversuch nach DIN EN ISO 178:2019-08 wird verwendet, um das Biegeverformungsverhalten von Probekörpern zu prüfen. Dabei wird die aufgebrachte Spannung sowie die Verformung des Probekörpers gemessen und anschließend der Elastizitätsmodul bestimmt. Bei dem Versuch wird der Probekörper auf zwei spannungsfreien Auflagern in Form von Rollen positioniert und durch einen Druckstempel in der Mitte belastet (vgl. Abb. F.9).

Die Versuche werden für 3D-gedruckte Prüfkörper mit Füllheitsgraden von 10 % bis 100 % bei jeweils senkrechter und liegender (horizontaler) Druckweise durchgeführt (vgl. Abb. F.10 a) und b)).

Der linearisierte Elastizitätsmodul wird anhand der Messergebnisse (vgl. Abb. F.10 c)) bei einer Dehnung von 2,5 % ermittelt. Die ermittelten Werte sind in Tab. F.2 für die horizontal und in Tab. F.3 für die senkrecht gedruckten Profile zusammengetragen. Der Vergleich der beiden Tabellen zeigt, dass die senkrecht 3D-gedruckten Probekörper einen bis zu 30 % größeren Elastizitätsmodul aufweisen. Gleichzeitig wird der Versagenszustand bereits nach ca. 25 % der Dehnung und bei nur bis zu 60 % der aufgebrachten Spannung der horizontal 3D-gedruckten Probekörper erreicht.



**Abb. F.9:** Versuchsaufbau des Dreipunktbiegeversuchs nach DIN EN ISO 178:2019-08

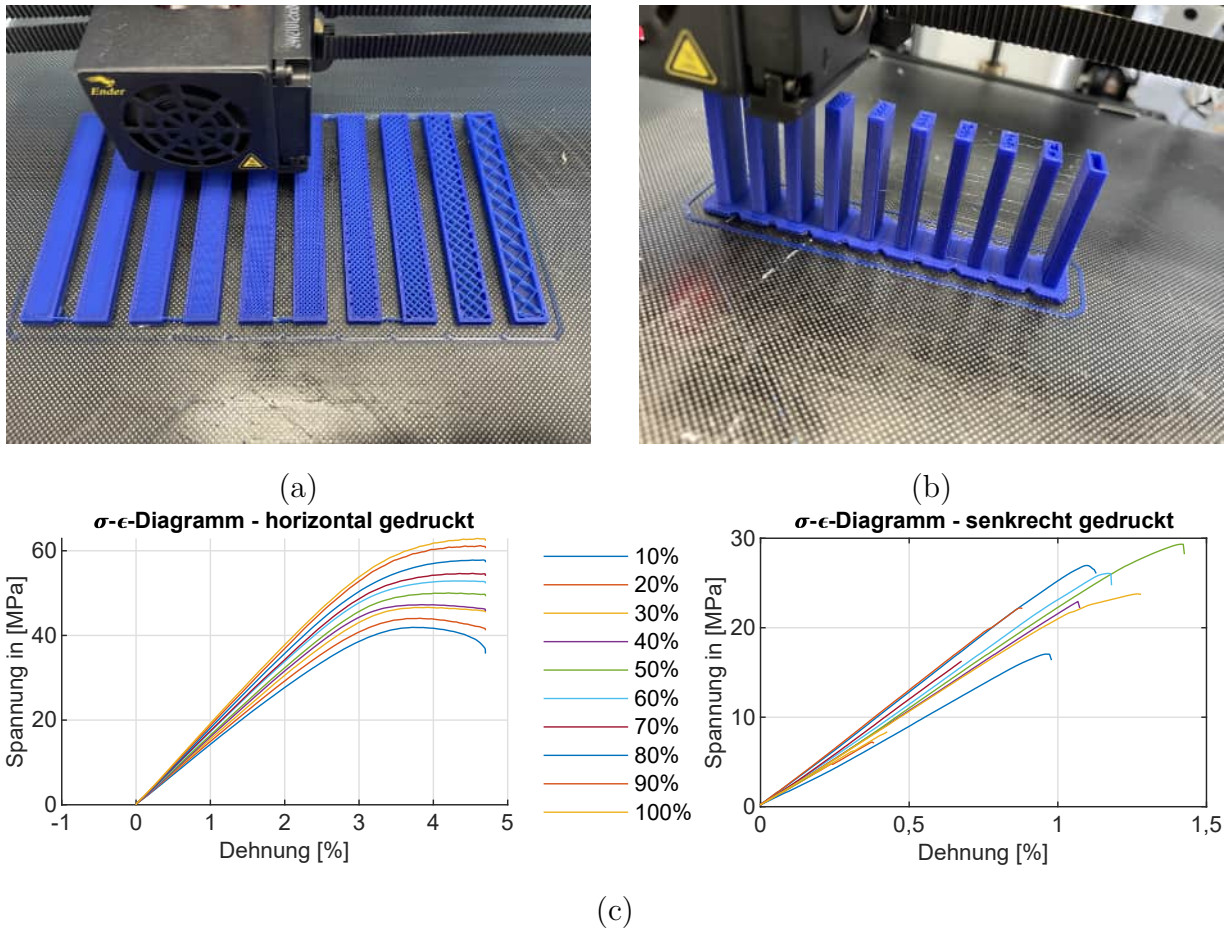
**Tab. F.2:** Elastizitätsmodul  $E_f$  der horizontal 3D-gedruckten Probekörper für variierende Füllheitsgrade: Als Referenzpunkt ist der Messwert der Spannung  $\sigma$  bei Erreichen von  $\varepsilon = 2,5\%$  in Abb. F.10 (c) gewählt

Füllheitsgrad [%]	Spannung $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul $E_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]
10	33,68	1.347,2
20	35,70	1.428,0
30	37,36	1.494,4
40	38,58	1.543,2
50	39,70	1.588,0
60	41,52	1.660,8
70	42,24	1.689,6
80	43,87	1.754,8
90	45,56	1.822,4
100	46,46	1.858,4

### Vierpunktbiegeversuche (4-PBV)

Für die Bestimmung des Elastizitätsmodul anhand der gemessenen Dehnung wird der mechanische Zusammenhang der Krümmung über die zweite Ableitung der Biegelinie genutzt. Gleichzeitig lässt sich die Krümmung auch aus dem Quotienten der Dehnung  $\varepsilon$  und der halben Trägerhöhe  $h_T$  bestimmen, sodass sich eine Gleichung ergibt, die nach dem Elastizität-Modul umgestellt wird:

$$\kappa = \frac{M_y}{EI_y} = \frac{\varepsilon}{h_T/2}. \quad (\text{F.8})$$



**Abb. F.10:** Probekörper der Dreipunktbiegeversuche bei liegender - (a) sowie senkrechter Druckweise (b) und Ergebnisse im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (c)

**Tab. F.3:** Elastizitätsmodul  $E_f$  der senkrecht 3D-gedruckten Probekörper für variierende Füllheitsgrade.

Füllheitsgrad [%]	Spannung $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Dehnung $\epsilon$ [%]	E-Modul $E_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
10	17,05	1,0	1.705,0
20	7,23	0,4	1.807,5
30	8,37	0,4	2.092,5
40	22,93	1,1	2.084,5
50	29,33	1,4	2.095,0
60	26,06	1,2	2.171,7
70	16,27	0,7	2.324,3
80	26,96	1,1	2.450,9
90	22,21	0,9	2.467,8
100	23,78	1,3	1.829,2

Das Biegemoment wird aber durch den Zusammenhang von Krafteinwirkung  $F$  und dem Hebelarm  $x$  vom Auflager aus beschrieben. Hierbei entspricht  $F$  der halben Kraft des

Prüfstempels, da diese über zwei symmetrisch angeordnete Punkte angreift. Somit ergibt sich die Gleichung für die Berechnung des Elastizitätsmoduls:

$$E = \frac{F \cdot x \cdot h_T/2}{I_y \cdot \varepsilon}. \quad (\text{F.9})$$

Anhand der Messwerte aus Abb. F.3 bis Abb. F.6 wird der Elastizitätsmodul der beiden Testprofile ermittelt. Hieraus sind die Kraft  $F$  und die Dehnung  $\varepsilon$  zu entnehmen, wobei die Dehnung jeweils dem gemittelten Wert entspricht. Infolge der Skalierung in 1:10 beträgt das Flächenträgheitsmoment  $I_y = 30,68 \text{ cm}^4$  und die halbe Trägerhöhe  $h_T/2 = 4,15 \text{ cm}$ . Der Hebelarm  $x$  entspricht gleich dem Abstand vom Auflager zum Druckpunkt von 20 cm. Durch Einsetzen der Größen ergeben sich die nachfolgenden Gleichungen und Elastizitätsmoduli für die beiden Testprofile:

$$E_{T030} = \frac{\frac{0,48}{2} \text{ kN} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 4,15 \text{ cm}}{30,68 \text{ cm}^4 \cdot 0,22 \text{ cm/m}} \cdot 10^3 = 2.951 \text{ MN/m}^2, \quad (\text{F.10})$$

$$E_{T170} = \frac{\frac{0,23}{2} \text{ kN} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 4,15 \text{ cm}}{30,68 \text{ cm}^4 \cdot 0,085 \text{ cm/m}} \cdot 10^3 = 3.660 \text{ MN/m}^2. \quad (\text{F.11})$$

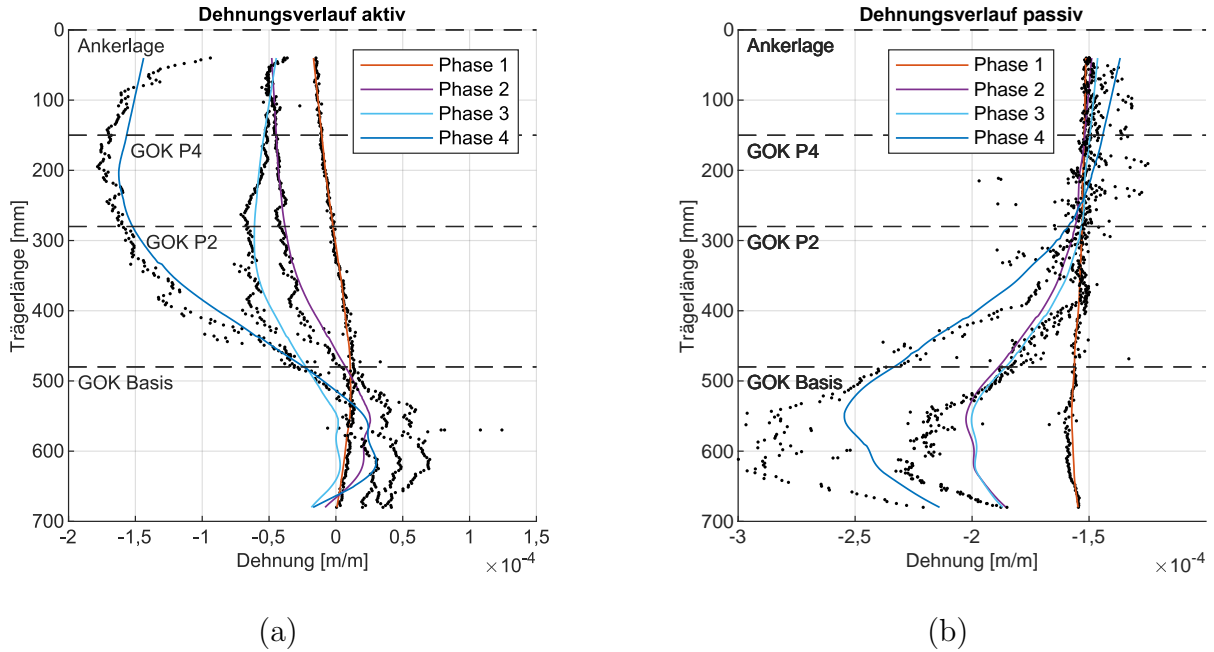
Der Vergleich der Messergebnisse vom 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuch zeigt, dass nicht nur die Druckrichtung des 3D-Druckers die Festigkeit des Trägers beeinflusst, sondern auch die Ausbildung der Profilform. Im 3D-Druck werden im äußeren Profilbereich immer Wände mit 100 % Füllheitsgrad gedruckt. So ist der ermittelte Elastizitätsmodul der Testprofile beim 4-Punkt-Biegeversuch trotz senkrechtem 3D-Druck deutlich größer als der aus dem 3-Punkt-Biegeversuch von den Probekörpern mit gleichem Füllheitsgrad (vgl. Tab. F.4).

**Tab. F.4:** Elastizitätsmodul bestimmt aus den Biegeversuchen von 30 und 70 % Füllheitsgrad

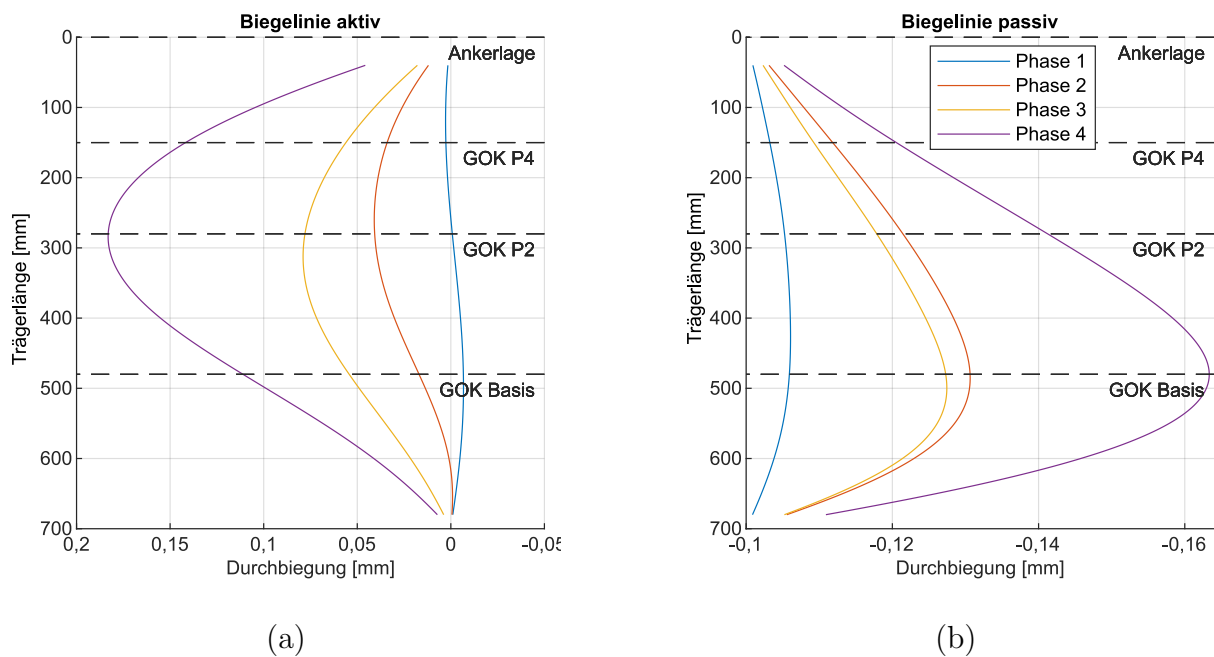
Füllheitsgrad	30	70	[%]
3-PBV horizontal	1.494	1.689	[MN/m <sup>2</sup> ]
3-PBV senkrecht	2.092	2.324	[MN/m <sup>2</sup> ]
4-PBV	2.951	3.660	[MN/m <sup>2</sup> ]

In Hinsicht auf den Modellversuch, bei dem die Profile primär auf Biegung belastet werden, wird der Elastizitätsmodul aus dem 4-Punkt-Biegeversuch verwendet.

### F.3 Ermittlung der Dehnungen und Durchbiegung



**Abb. F.11:** Dehnung am Träger auf der aktiven Seite (a) und der passiven Seite (b) als Einzelwerte und Approximation im Versuch 4 mit dem 3D-gedruckten Träger HZ 880



**Abb. F.12:** Biegelinie des Trägers auf der Druckseite (a) und der Zugseite (b) im Versuch 4 mit dem 3D-gedruckten Träger HZ 880

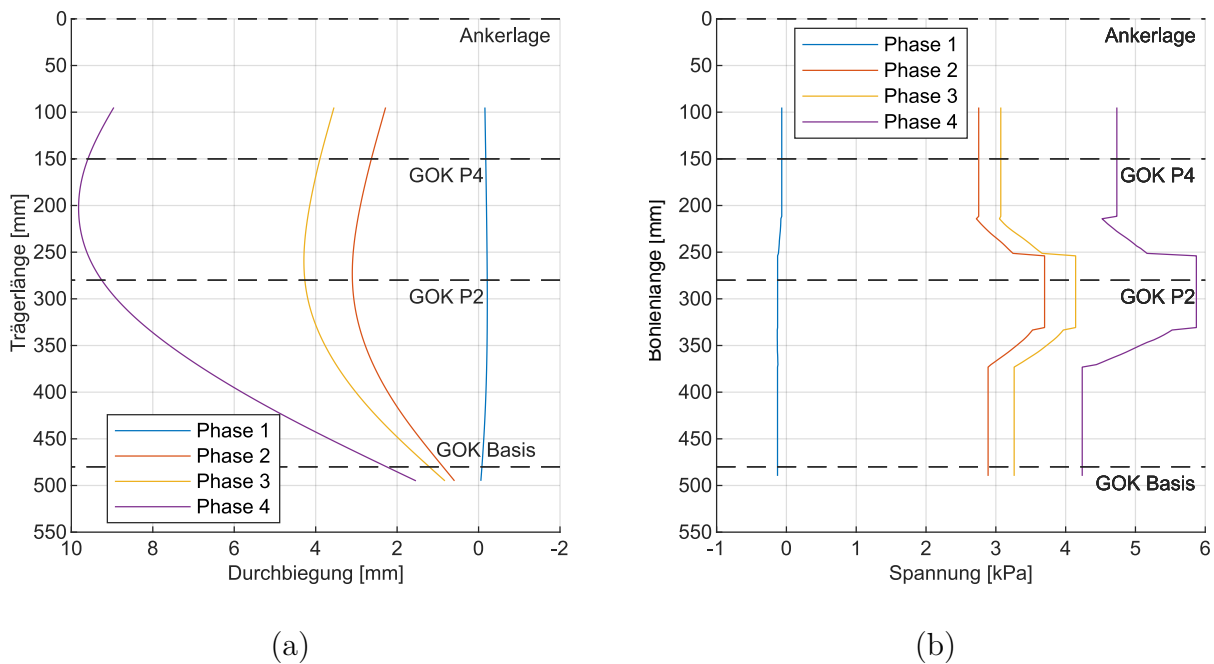


Abb. F.13: Biegelinie (a) und Biegespannung (b) der Zwischenbohle im Versuch 4 mit dem skalierten Profil AZ 25–800

## G Numerische Simulationen zum räumlichen Tragverhalten

### G.1 Kennwerte der numerischen Simulationen

Tab. G.1: Stoffparameter nach Brinkgreve u. a. (2010) bei variiertem Verdichtungsgrad  $I_D$

Stoffparameter		Relative Dichte ( $I_D$ )			
		0,4	0,5	0,6	0,7
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16,6	17	17,4	17,8
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,6	19,8	20,0	20,1
$E_{\text{rof}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	24.000	30.000	36.000	42.000
$E_{\text{ood}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	24.000	30.000	36.000	42.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	72.000	90.000	108.000	126.000
$G_0^{\text{rof}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	87.200	94.000	100.800	107.600
$m$	[–]	0,575	0,544	0,513	0,481
$\gamma_{0,7}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	$1,6^{-4}$	$1,5^{-4}$	$1,4^{-4}$	$1,3^{-4}$
$\varphi'$	[1°]	33,0	34,25	35,5	36,75
$\psi$	[1°]	3,0	4,25	5,5	6,75
$R_f$	[–]	0,95	0,938	0,925	0,913

**Tab. G.2:** Querschnittswerte der simulierten, halben Trägerquerschnitte als Idealisierung nach ArcelorMittal (2022b)

		HZ 630MC / 2	HZ 880MC / 2	HZ 1080MC / 2	HZ 1180MC / 2
$I_T$	[cm <sup>4</sup> ]	165.710	268.670	485.830	607.290
$b_{\text{sys}}$	[cm]	202,0	206,0	205,6	205,9
$b_{\text{TB}}$	[cm]	42,0	46,0	45,6	45,90
$h_{\text{TB}}$	[cm]	63,1	83,1	107,5	108,3
$t_{\text{TB}}$	[cm]	2,7	2,4	2,8	3,6
$s_{\text{TB}}$	[cm]	1,6	1,5	1,8	2,1

**Tab. G.3:** Kennwerte der simulierten Ankerquerschnitte

		70 % von $A_{\text{HZM600}}$	100 % von $A_{\text{HZM600}}$	130 % von $A_{\text{HZM600}}$
$A_A$	[cm <sup>2</sup> ]	603	1.675	3.283
$I_{\text{Ayy}}$	[cm <sup>4</sup> ]	122.751	947.157	3.638.600
$I_{\text{Axx}}$	[cm <sup>4</sup> ]	16.010	123.539,9	474.590
$b$	[cm]	42	46,0	45,6
$h$	[cm]	63,1	83,1	107,5
$t$	[cm]	24,2	23	2,6
$s$	[cm]	1,6	1,5	1,8

**Tab. G.4:** Verwendete Elementtypen und deren Eigenschaften für die Modellierung der kombinierten Spundwand

Bauteil	Grenzspannung [N/mm]	Elementtyp	Freiheitsgrade
Spundwand	$f_{\text{yk}} = 355$	6-Knoten Schalen- element ( <i>plate</i> )	$u_y, u_z$ $\phi_x, \phi_y, \phi_z$
		3-Knoten Balken- element mit Interface ( <i>embedded</i> <i>beam</i> )	$u_x, u_y, u_z$ $\phi_x, \phi_y, \phi_z$
Zugpfahl	$f_{\text{yk}} = 355$		

**Tab. G.5:** Referenzgrößen für die Ermittlung der Umrechnungsfaktoren  $U$  für die Anwendung des Separationsansatzes nach Bernoulli zur Ermittlung des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$ 

Referenzgröße	Wasserbaustelle	Landbaustelle
$h_{\eta, \text{ref}}$	-6,85	-5,18
$n_{\text{ref}}^{\circ}$	0,69	0,70
$h_{u, \text{ref}}$	0,17	0,28

## G.2 Weitere Ergebnisse der numerischen Simulationen

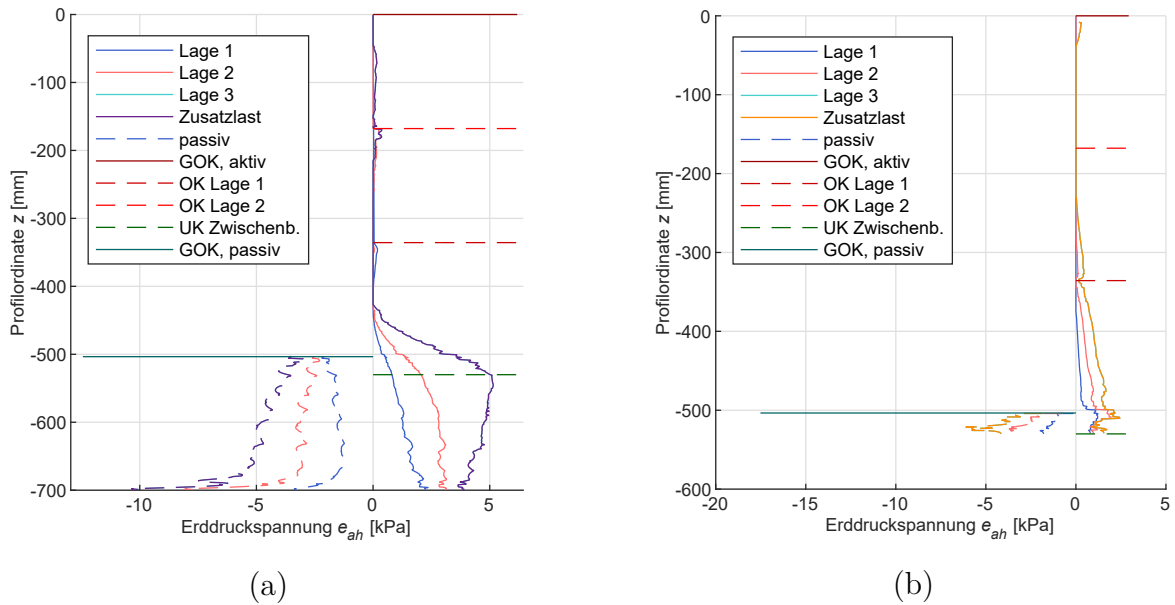


Abb. G.1: Spannungsverteilung auf dem Träger (a) und der Zwischenbohle (b) der numerischen Nachrechnung des Versuchs 5 (HZ 630M)

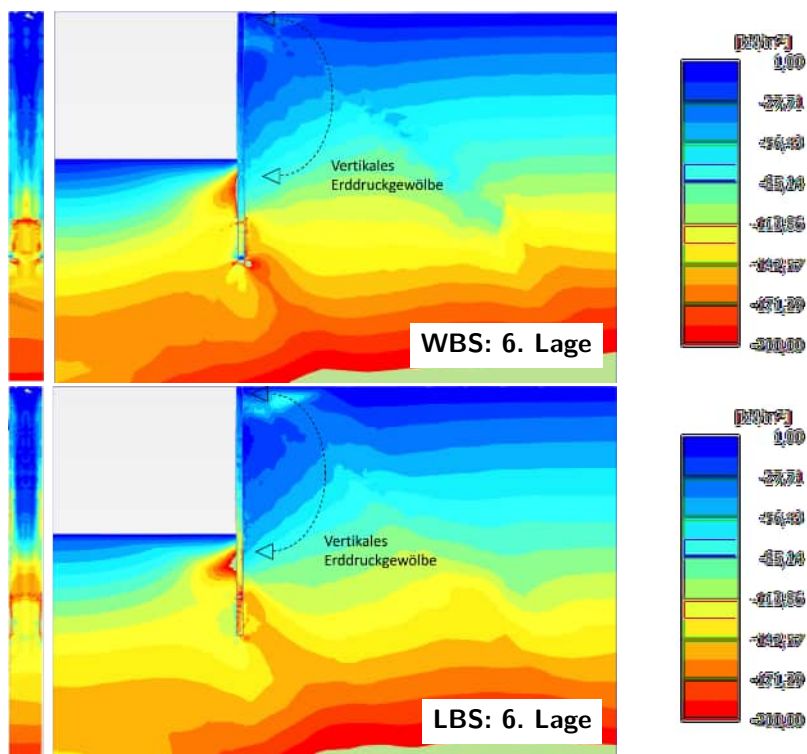


Abb. G.2: Quer- sowie Längsschnitt der horizontalen Verschiebungen  $\sigma'_x$  des Referenzsystems für die Wasserbaustelle (oben) und die Landbaustelle (unten)

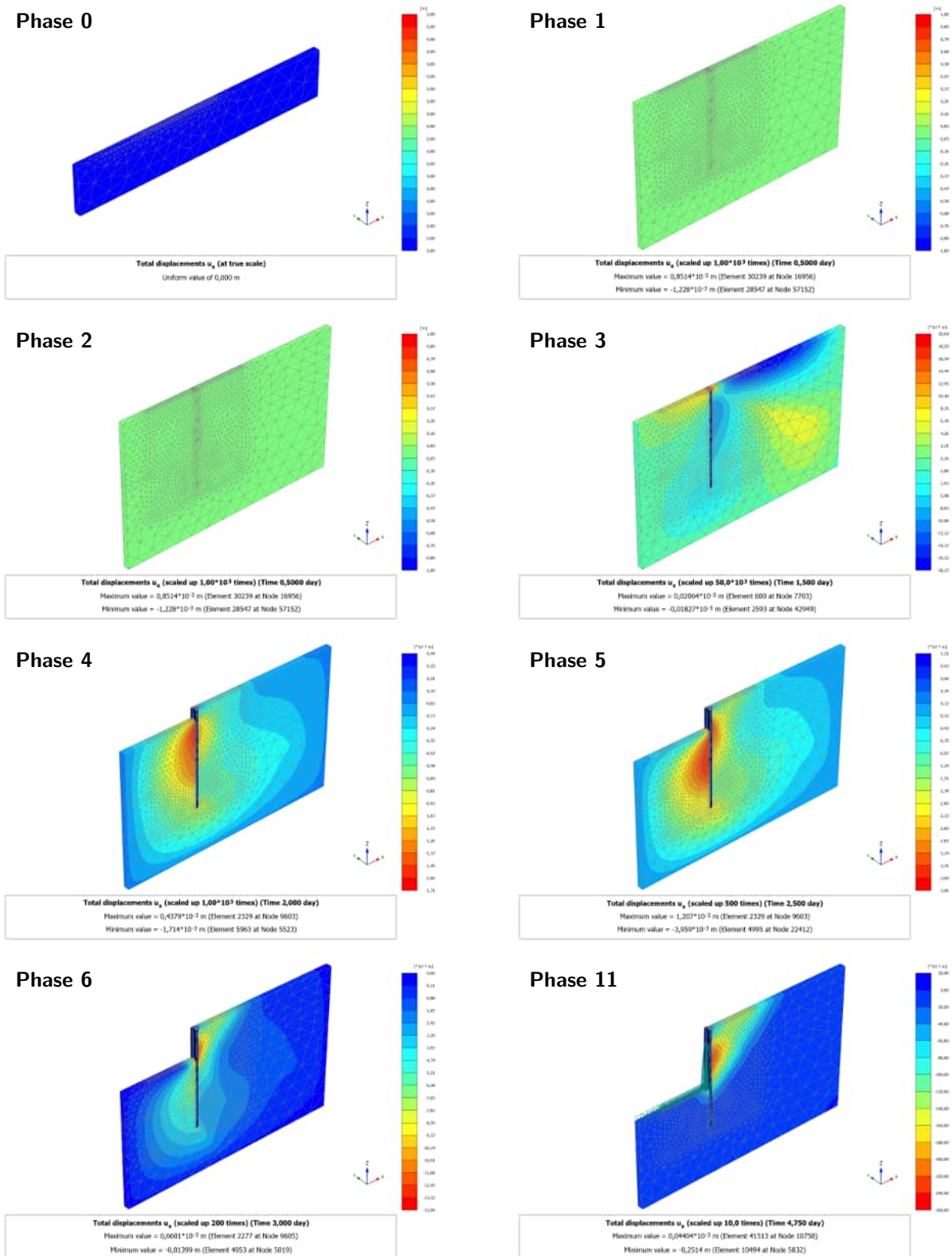


Abb. G.3: Konturplots der horizontalen Verschiebungen  $u_x$  in den einzelnen Berechnungsphasen des Referenzsystems für die Landbaustelle

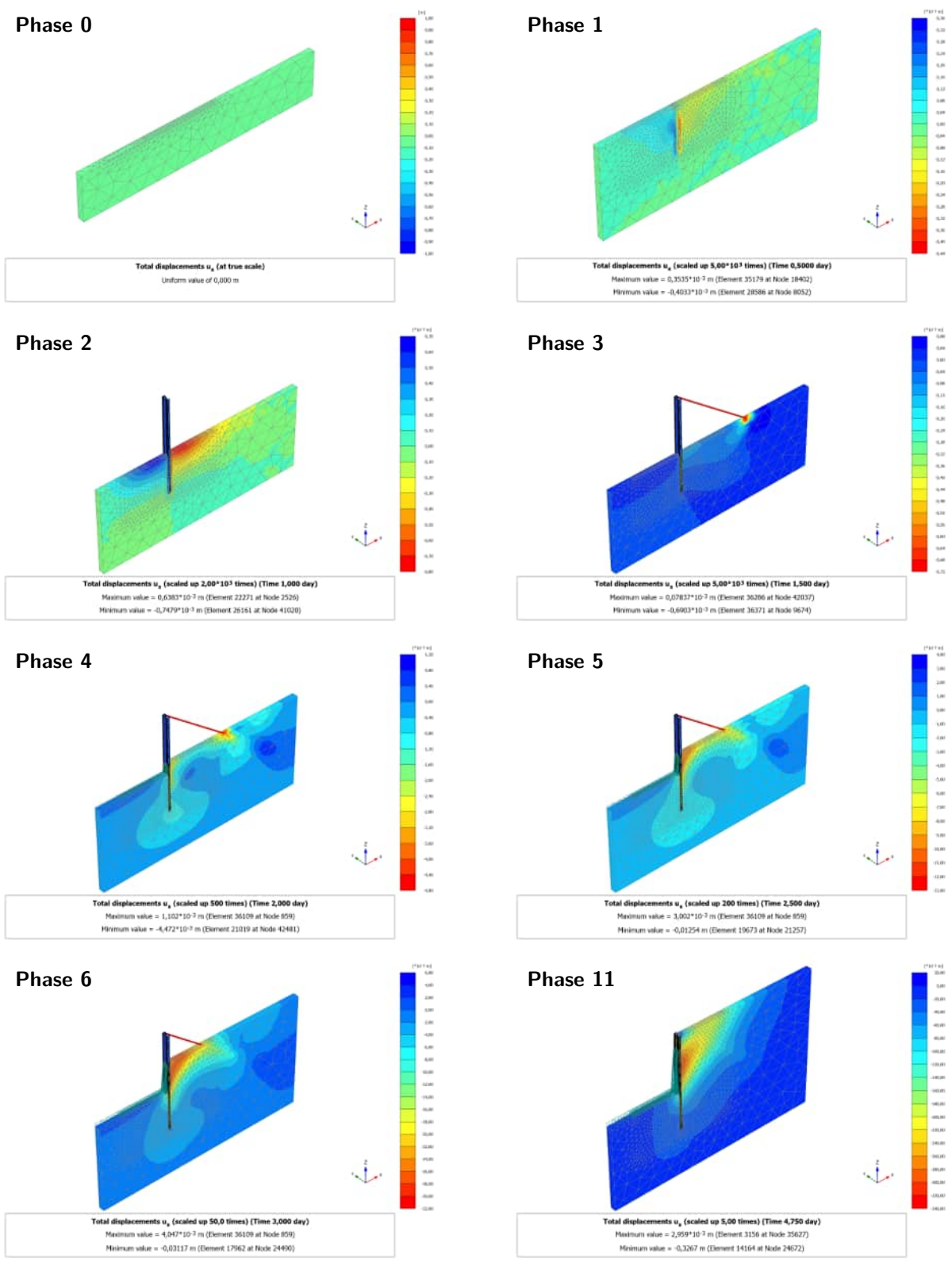
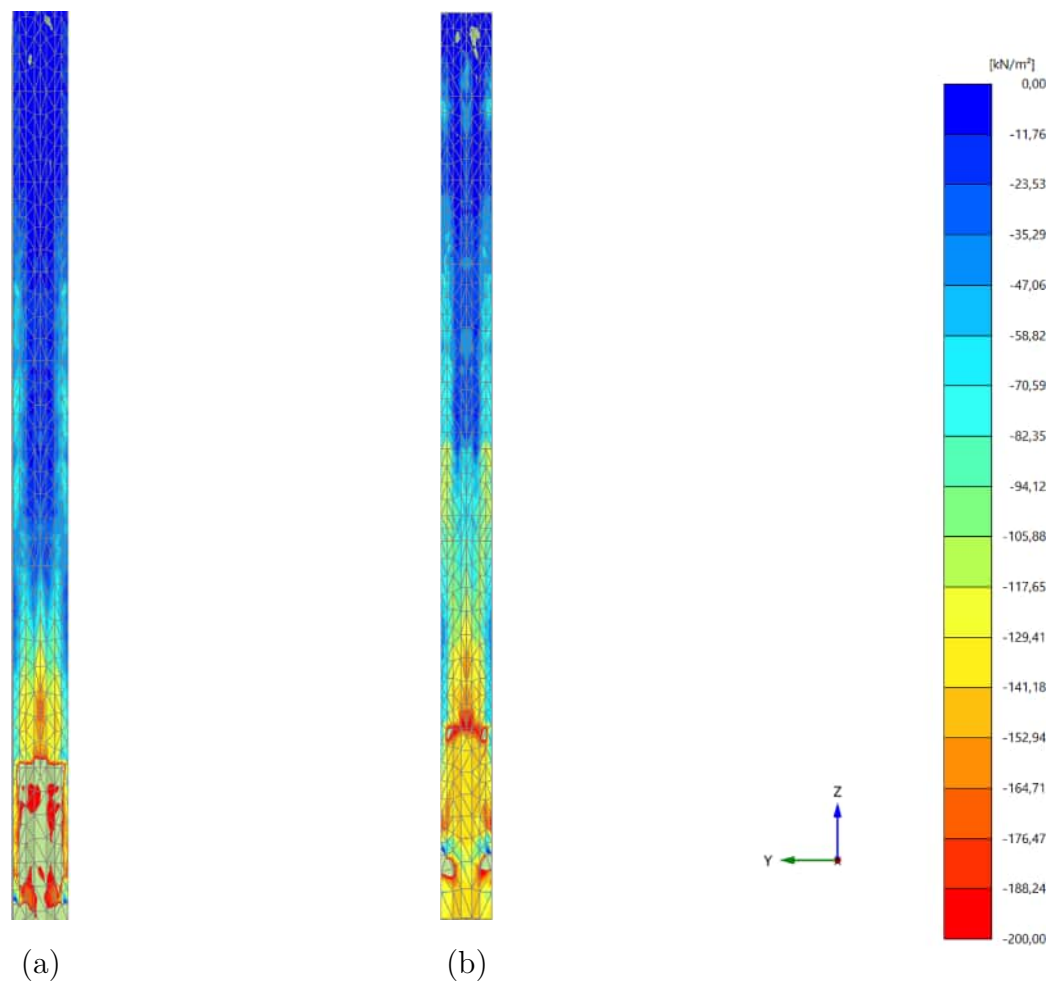
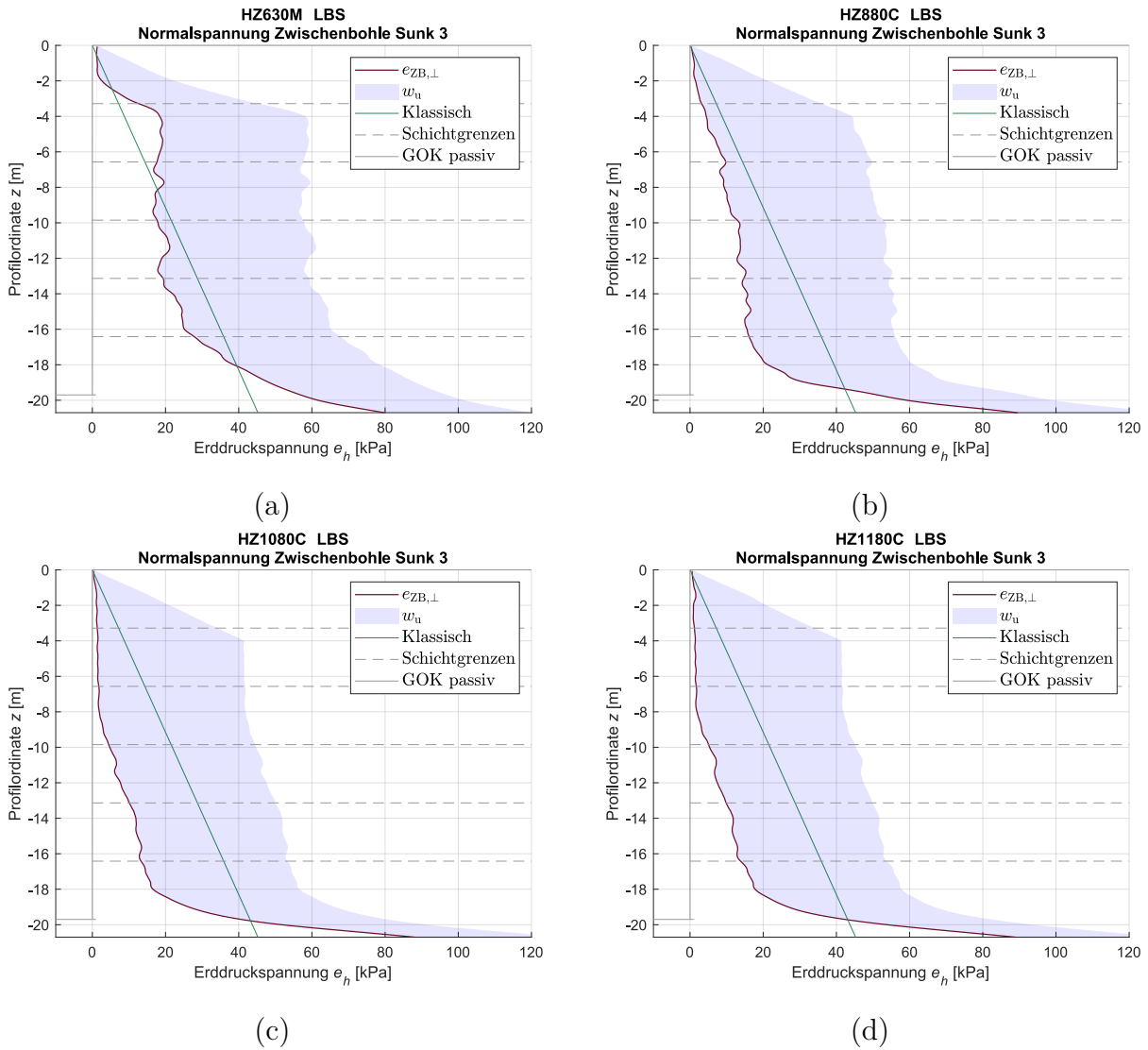


Abb. G.4: Konturplots der horizontalen Verschiebungen  $u_x$  in den einzelnen Berechnungsphasen des Referenzsystems für die Wasserbaustelle

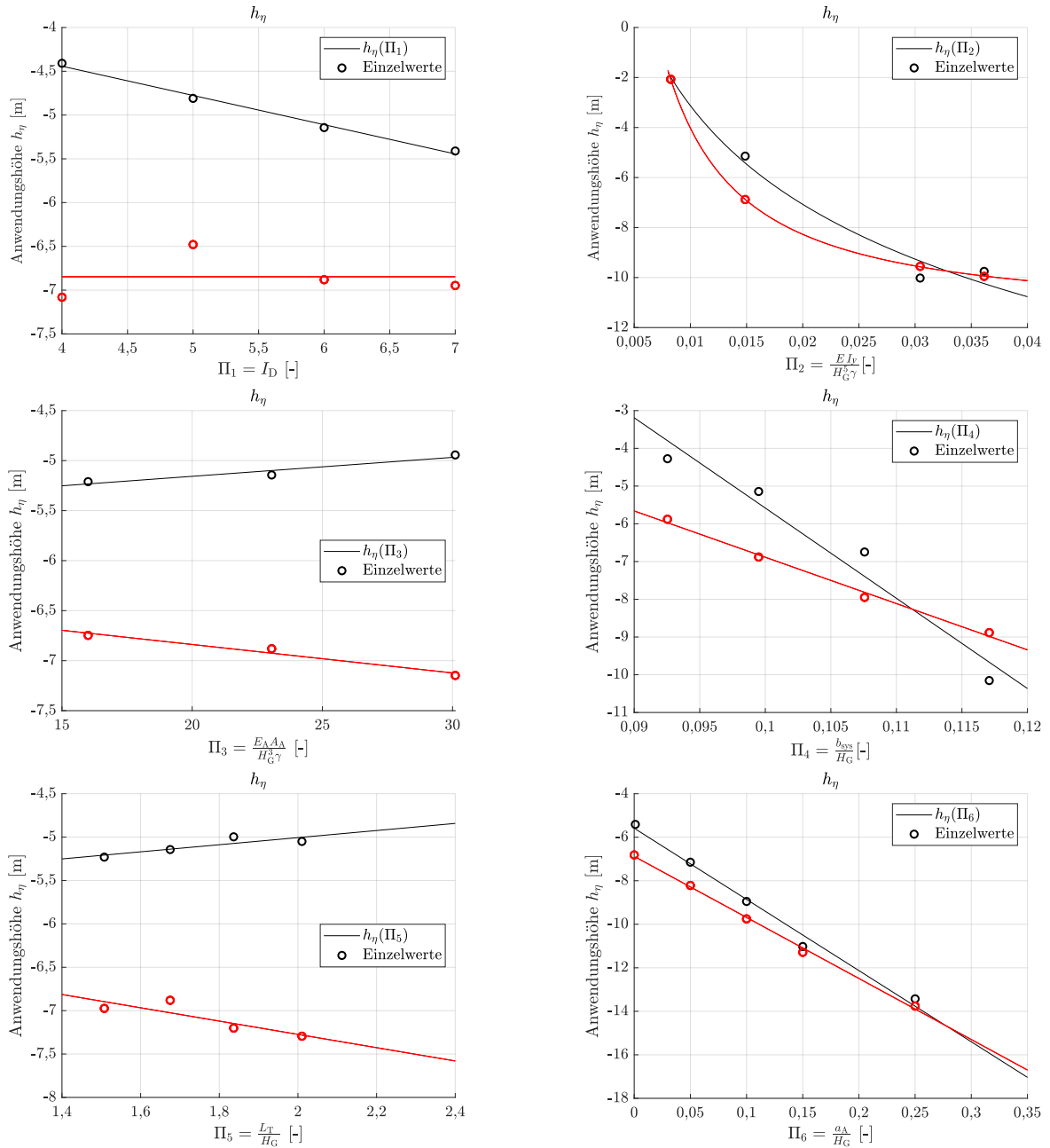


**Abb. G.5:** Vergleich der orthogonalen Spannungen  $\sigma_{xx}$  [kN/m<sup>2</sup>] im Boden an der Grenzfläche der kombinierten Spundwand im Lastfall Sunk 1 (a) und bei Anwendung einer  $\varphi$ - $c$ -Reduktion bei  $\sum M_{sf} = 1,29$  (b)

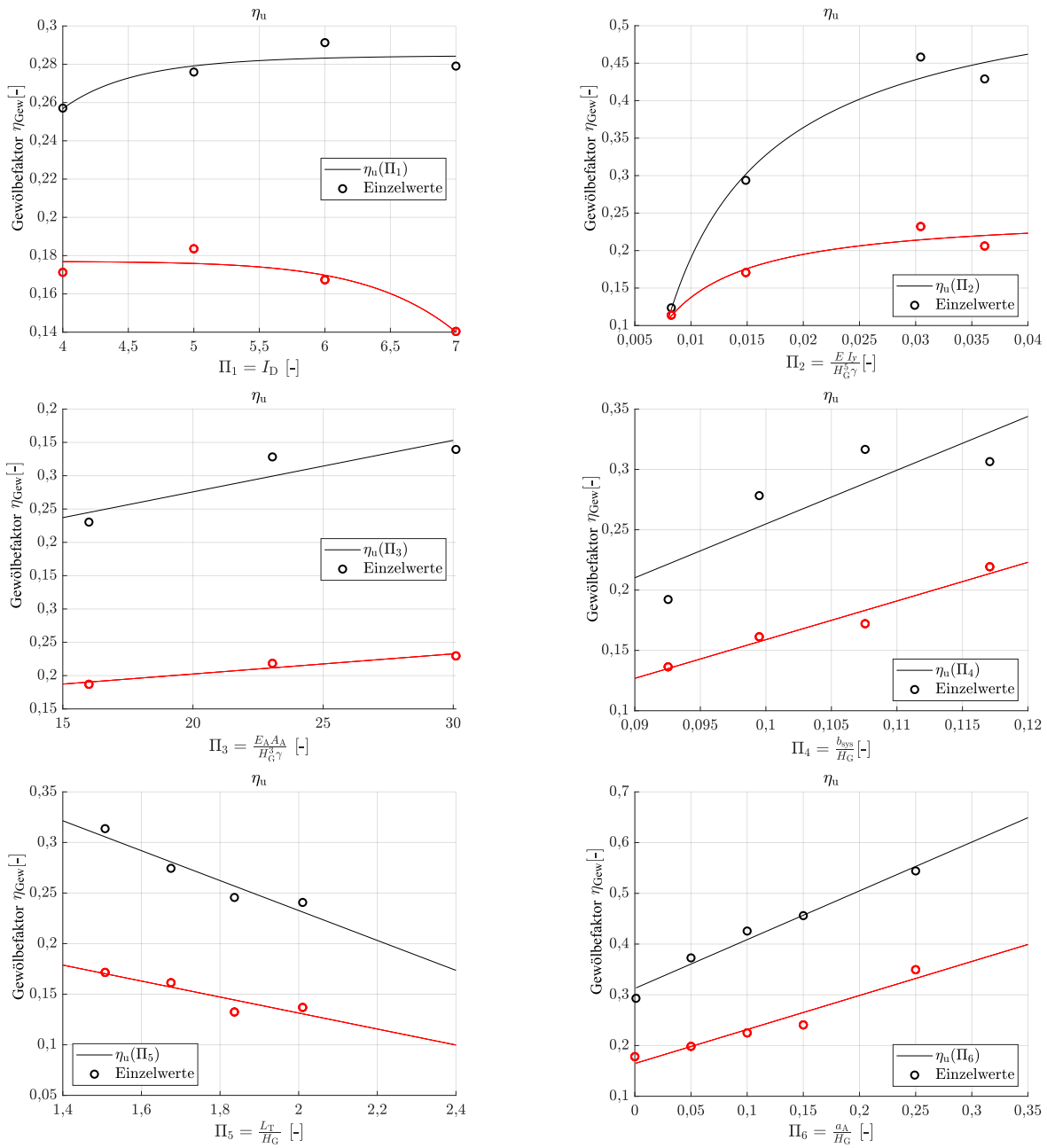


**Abb. G.6:** Erddruckverteilung auf die verschiedenen Spundwandbereiche bei unterschiedlichen Trägertypen für den Bauzustand Sunk 3 am Referenzsystem für die Landbaustelle (LBS)

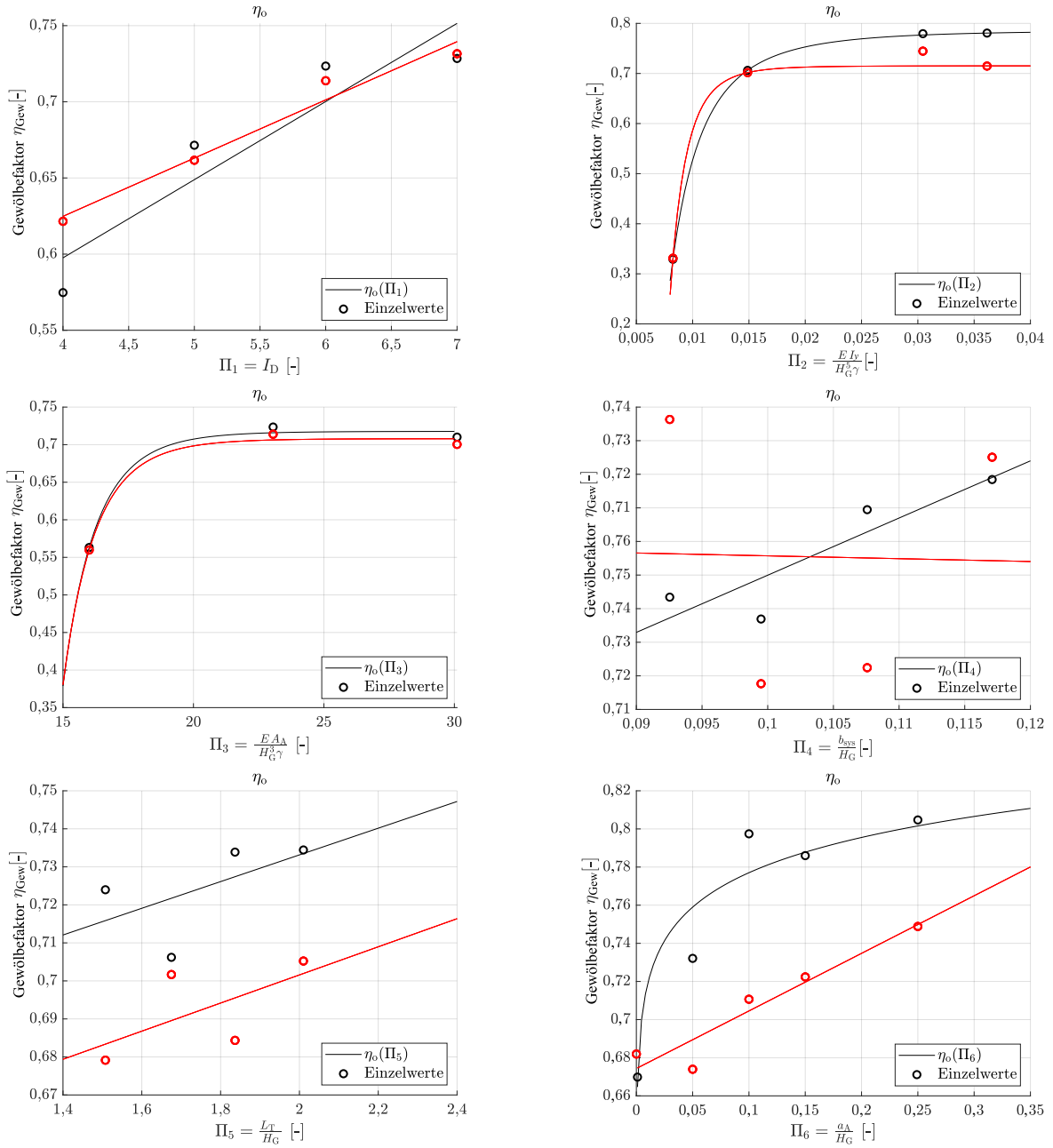
### G.3 Ergebnisse des ermittelten Gewölbefaktors



**Abb. G.7:** Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  für  $h_\eta$  in Abhängigkeit von  $\Pi_1$  bis  $\Pi_6$  für die Wasserbaustelle (schwarz) und die Landbaustelle (rot)



**Abb. G.8:** Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  für  $\eta_u$  in Abhängigkeit von  $\Pi_1$  bis  $\Pi_6$  für die Wasserbaustelle (schwarz) und die Landbaustelle (rot)



**Abb. G.9:** Einzelne funktionale Abhängigkeiten und Approximation des Gewölbefaktors  $\eta_{\text{Gew}}$  für  $\eta^o$  in Abhängigkeit von  $\Pi_1$  bis  $\Pi_6$  für die Wasserbaustelle (schwarz) und die Landbaustelle (rot)

## H Bettung von Trägern

### H.1 Messung am Wangeroogkai in Wilhelmshaven

Tab. H.1: Verwendete Sensoren zur Messung am Wangeroogkai

Sensor	Inklinometer	Erd- und Porenwasserdrucksensoren	Seilzugsensoren	Ringkraftmessdose
Bezeichnung	SNMGD, 5/2	PA-10-5 / L044036 und PA-10-100 / HZ993	WDS-.5000-P115-SR-U-ICE.5000	K-180
Messbereich	5 - 10°	0 - 250 bzw. 0 - 5 bar	Abw. ≤0,15 %	max. 250 kN, Abw. 1 %



(a)



(b)



(c)

Abb. H.1: Versuchsdurchführung bei der Verdrehung (Versuch 2) mit Anordnung der Konsole für die Presse (a), der Sensoranordnung (b) sowie dem Kugelgelenk für die Kraftübertragung (c)

## H.2 Herleitung der DGL Lösung für die Bestimmung der Drehbet- tung

Für den Fall, dass sich der Fuß des gebetteten Torsionsbalkens selbst verdreht ergeben sich die vier unbekannte Konstanten gemäß nachfolgender Herleitung. Mit der ersten Bedingung zur Verdrehung am Fuß wird die Konstante  $C_2$  bestimmt:

$$\vartheta(0) = 0 + C_2 \cdot \phi_2 + 0 + 0 = \vartheta_0 \rightarrow C_2 = \frac{\vartheta_0}{\phi_2(1)} \quad (\text{H.12})$$

Mit der zweiten Bedingung zur Verwölbung am Fuß wird die Konstante  $C_4$  bestimmt. Dazu sind zunächst die zweifachen Ableitungen der Einzelterme zu bilden.

$$\begin{aligned} \vartheta'' : \quad \phi_1'' &= (\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_1(1) \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_3(1) = 0 \\ \phi_2'' &= (\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_2(1) \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_4(1) = (\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_2(1) \\ \phi_3'' &= (\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_3(1) \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_1(1) = 0 \\ \phi_4'' &= (\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_4(1) \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_2(1) = 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \phi_2(1) \\ &\rightarrow \vartheta''(0) = C_2 \cdot (\alpha^2 - \beta^2) + c_4 \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \beta = 0 \\ &\rightarrow C_4 = \frac{-C_2 \cdot (\alpha^2 - \beta^2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta} \end{aligned} \quad (\text{H.13})$$

Mit der dritten Bedingung (Torsionsmoment am Fuß) wird nachfolgend die Konstante  $C_1$  in Abhängigkeit der Konstante  $C_3$  bestimmt.

$$\begin{aligned} \vartheta'(0) \cdot GI_T - \vartheta'''(0) \cdot EI_\omega &= 0 \\ \vartheta' &= C_1 \cdot (\alpha \cdot \phi_4 + \beta \cdot \phi_2) + C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + C_3 \cdot (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) \\ &\quad + C_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 - \beta \cdot \phi_3) \\ \vartheta''' &= C_1 \cdot [A \cdot \phi_4 + B \cdot \phi_2] + C_2 \cdot [A \cdot \phi_3 - B \cdot \phi_1] + C_3 \cdot [A \cdot \phi_2 - B \cdot \phi_4] \\ &\quad + C_4 \cdot [A \cdot \phi_1 + B \cdot \phi_3] \end{aligned} \quad (\text{H.14})$$

Zur Vereinfachung wird wie folgt substituiert:

$$\begin{aligned} A &= \alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \quad \text{und} \\ B &= \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \end{aligned} \quad (\text{H.15})$$

Dabei gilt:  $z = 0 \rightarrow$  nur  $\phi_2(1) \neq 0$ , wodurch sich die Gleichung vereinfacht zu:

$$\begin{bmatrix} C_1 \cdot \beta \cdot \phi_2(1) \\ +c_3 \cdot \alpha \cdot \phi_2(1) \end{bmatrix} \cdot GI_T - \begin{bmatrix} c_1 \cdot \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_2(1) \\ +C_3 \cdot \alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \cdot \phi_2(1) \end{bmatrix} \cdot EI_\omega = 0 \quad (\text{H.16})$$

Weiter wird Gl. H.17 aufgelöst nach  $C_1$ .

$$\begin{aligned}
& C_1 \cdot \beta \cdot \phi_2(1) \cdot GI_T - C_1 \cdot \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_2(1) \cdot EI_\omega \\
&= -C_3 \cdot \alpha \cdot \phi_2(1) \cdot GI_T + C_3 \cdot \alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \cdot \phi_2(1) \cdot EI_\omega \\
& C_1 \cdot [\beta \cdot \phi_2(1) \cdot GI_T - \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \cdot \phi_2(1) \cdot EI_\omega] \\
&= C_3 \cdot [\alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \cdot \phi_2(1) \cdot EI_\omega - 2 \cdot \phi_2(1) \cdot GI_T] \\
& C_1 = C_3 \cdot \frac{[\alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \cdot EI_\omega - 2 \cdot G \cdot I_T]}{[\beta \cdot G \cdot I_T - \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2) \cdot EI_\omega]}
\end{aligned} \tag{H.17}$$

Mit der vierten Bedingung (Torsionsmoment am Kopf) wird die Konstante  $C_3$  bestimmt:

$$\vartheta'(l) \cdot GI_T - \vartheta'''(l) \cdot EI_\omega = M_{\text{GOK}} \tag{H.18}$$

Zur Vereinfachung wird erneut substituiert mit

$$\begin{aligned}
x &= \alpha (\alpha^2 - 3\beta^2) \quad \text{und} \\
y &= \beta \cdot (3\alpha^2 - \beta^2).
\end{aligned} \tag{H.19}$$

Es folgt:

$$\begin{aligned}
M_{\text{GOK}} &= [C_1 \cdot (\alpha \cdot \phi_4(\text{end}) + \beta \cdot \phi_2(\text{end})) + C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + \\
& C_3 \cdot (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) + c_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 - \beta \cdot \phi_3)] GI_T - [C_1 \cdot (x \cdot \phi_4 + y \cdot \\
& \phi_2) + C_2 \cdot (x \cdot \phi_3 - y \cdot \phi_1) + C_3 \cdot (x \cdot \phi_2 - y \cdot \phi_4) + C_4 \cdot (x \cdot \phi_1 + \\
& y \cdot \phi_3)] \cdot EI_\omega.
\end{aligned} \tag{H.20}$$

Zur Vereinfachung wird wie folgt substituiert und umgeformt.

$$\begin{aligned}
& C_1 = C_3 \cdot z \\
& [C_3 \cdot z \cdot (\alpha \cdot \phi_4 + \beta \cdot \phi_2) + C_3 \cdot (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) + C_4] \cdot GI_T \\
& - [C_3 \cdot z \cdot (x \cdot \phi_4 + y \cdot \phi_2) + C_3 \cdot (x \cdot \phi_2 - y \cdot \phi_4)] \cdot EI_\omega \\
&= M_{\text{GOK}} - [C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 + \beta \cdot \phi_3)] \cdot GI_T \\
& + [C_2 \cdot (x \cdot \phi_3 - y \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (x \cdot \phi_1 + y \cdot \phi_3)] \cdot EI_\omega \\
& C_3 \cdot \{ [z \cdot (\alpha \cdot \phi_4 + \beta \cdot \phi_2) + (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) + C_4] \cdot GI_T \\
& - [z \cdot (x \cdot \phi_4 + y \cdot \phi_2) + (x \cdot \phi_2 - y \cdot \phi_4)] \cdot EI_\omega \} \\
&= M_{\text{GOK}} - [C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 + \beta \cdot \phi_3)] \cdot GI_T \\
& + [C_2 \cdot (x \cdot \phi_3 - y \cdot \phi_1) + c_4 \cdot (x \cdot \phi_1 + y \cdot \phi_3)] \cdot EI_\omega
\end{aligned} \tag{H.21}$$

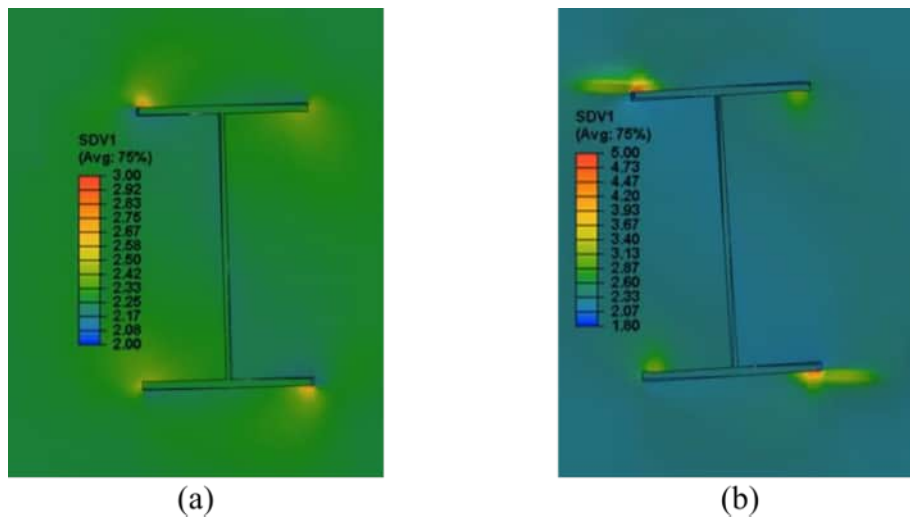
Hiermit ergibt sich  $C_3$ .

$$C_3 = \frac{M_{\text{GOK}} - [C_2 \cdot (\alpha \cdot \phi_3 - \beta \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (\alpha \cdot \phi_1 + \beta \cdot \phi_3)] G \cdot I_T}{\frac{[z \cdot (\alpha \cdot \phi_4 + \beta \cdot \phi_2) + (\alpha \cdot \phi_2 - \beta \cdot \phi_4) + C_4] \cdot G \cdot I_T + [C_2 \cdot (x \cdot \phi_3 - y \cdot \phi_1) + C_4 \cdot (x \cdot \phi_1 + y \cdot \phi_3)] \cdot EI_\omega}{- [z \cdot (x \cdot \phi_4 + y \cdot \phi_2) + (x \cdot \phi_2 - y \cdot \phi_4)] \cdot EI_\omega}} \quad (\text{H.22})$$

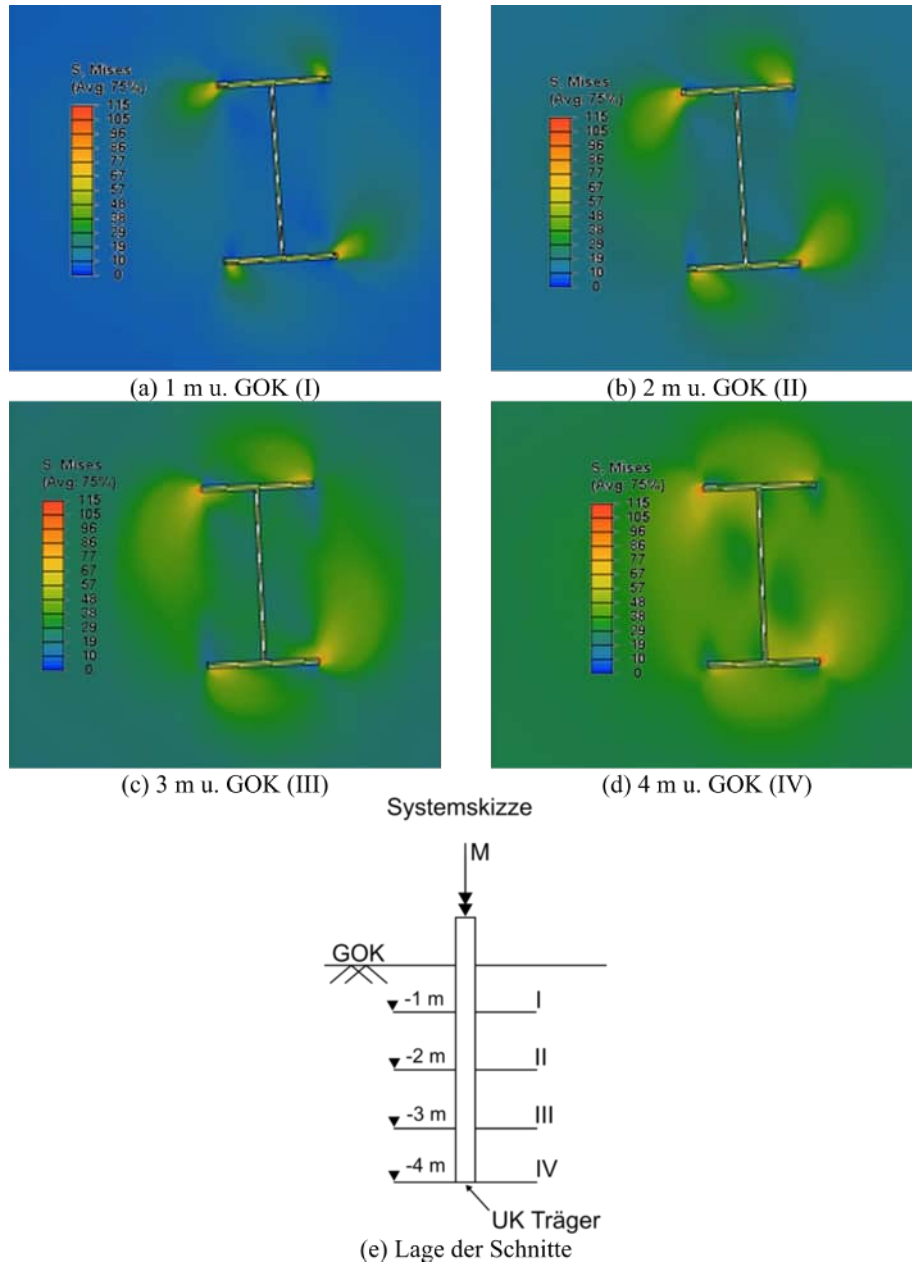
### H.3 Numerische Simulationen der Träger-Verdrillung

Bei der Auswertung von Konturdiagrammen der numerischen Simulationen werden die nachfolgenden Definitionen verwendet.

$S_{\text{Mises}}$ :	Vergleichsspannung nach von Mises	[kPa]
$S_{ii}$ :	Hauptspannung mit $i = 1$ ( $X$ ); $2$ ( $Y$ ); $3$ ( $Z$ )	[kPa]
$SDV_1$ :	Porenzahl, ermittelt aus volumetrischer Dehnung	[-]



**Abb. H.2:** Verteilung der Porenzahlen an der GOK zum Zeitpunkt  $t = 0,5\text{s}$  (a) und  $1,0\text{s}$  (b)



**Abb. H.3:** Verteilung der nach oben gerichteten mittleren Spannungen 1 m, 2 m, 3 m und 4 m unter der GOK

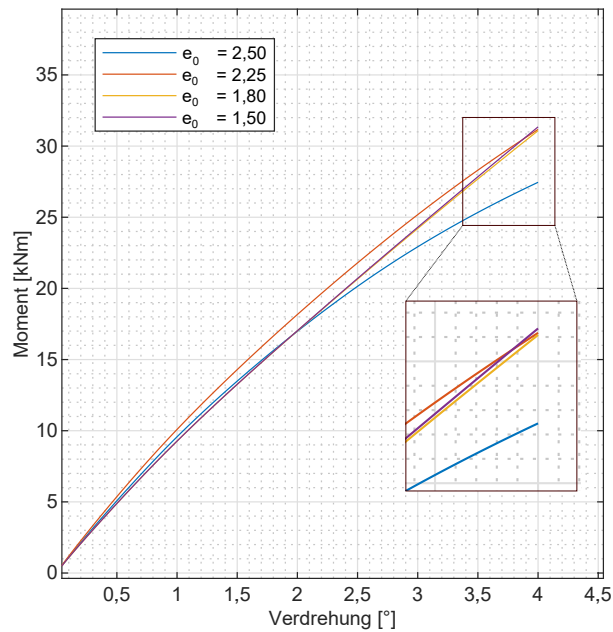


Abb. H.4: Reaktionsmoment gegenüber der Verdrehung am Kopf des Trägers, Variation der Einbindetiefe bei  $B = H = 40$  cm,  $e_0 = 2,5$ ,  $t_{\text{step}} = 1$  s und  $t = 2$  m

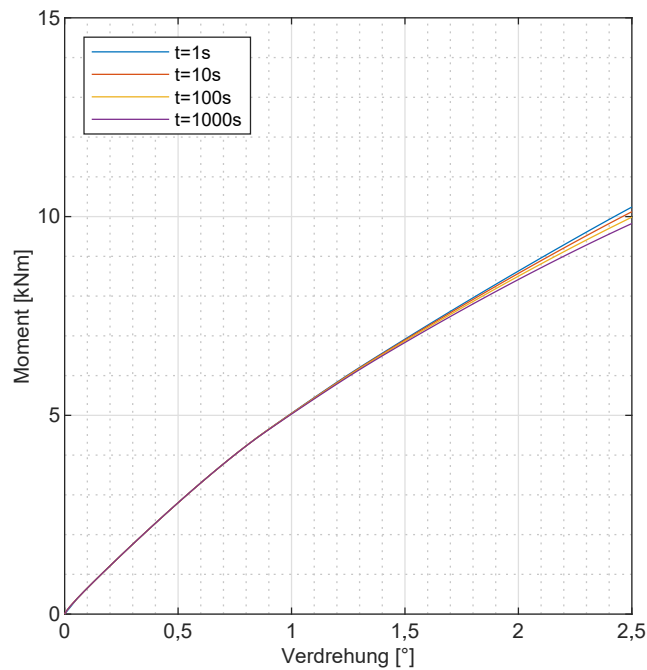
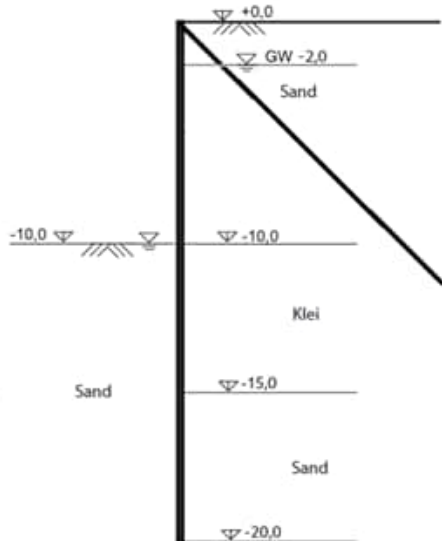


Abb. H.5: Reaktionsmoment gegenüber der Verdrehung am Kopf des Trägers, Variation der Belastungsdauer bei  $B = H = 40$  cm,  $e_0 = 2,5$  und  $t = 4$  m

## H.4 Studie zum Biegedrillknicknachweis mit einem Stabwerksprogramm

### Randbedingungen und Annahmen

Für die Simulation wird der Aufbau als Wasserbaustelle gewählt. Hierbei werden die Träger und Zwischenbohlen zuerst vollständig in den Boden gerammt / vibriert und anschließend der Boden landseitig bis zu einer gewissen Tiefe abgegraben.



**Abb. H.6:** Idealisierter Schnitt einer Kaimauer in Anlehnung an den Wangeroogkai

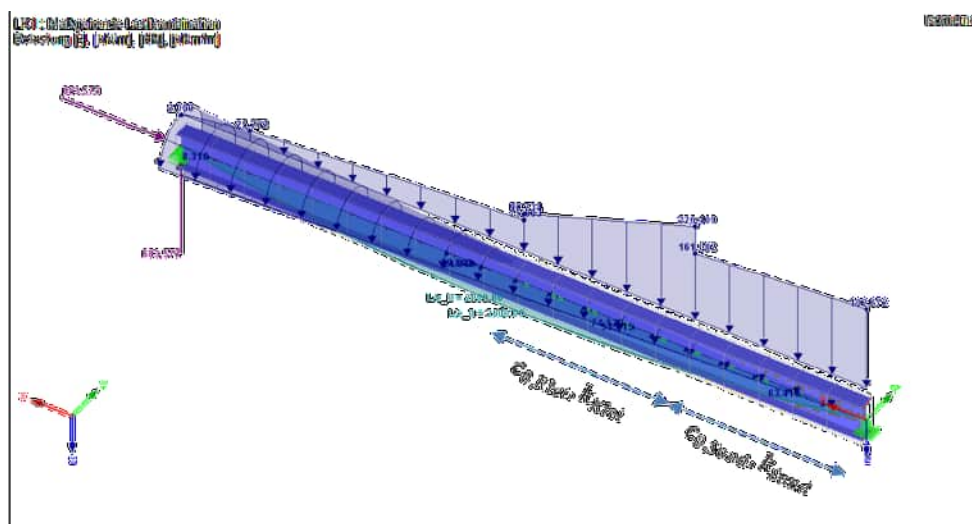
In diesem Fall wird eine Gesamttiefe der Kaikonstruktion von 20 m betrachten, welche am oberen Ende mit 0 m NHN die GOK darstellt und bei -20 m NHN auf einer gewachsenen Sandschicht gegründet ist. Landseitig wird der Boden bis -10 m NHN abgegraben und anschließend mit Sand aufgefüllt. Landseitig wird das anstehende Wasser nach der Aufschüttung mit einem Grundwasserpegel von -2,0 m NHN angesetzt und Wasserseitig aufgrund des Tideinflusses mit dem maßgebenden Niedrigwasserpegel bei -10 m NHN. Des Weiteren ist am Kopfende ein Anker befestigt, welcher in einem 45° Winkel in den Boden eingebracht ist. Die Achsausrichtung des betrachteten Modells ist wie folgt definiert:

- die x-Achse entspricht der Stabachse,
- die y-Achse schneidet den Schwerpunkt des Trägers und verläuft orthogonal zur x-Achse und parallel zu den Flanschen,
- die z-Achse schneidet ebenfalls den Schwerpunkt des Trägers und stellt die Verlängerung des Steges dar.

Für die Festlegung und Berechnung der Lasten werden die allgemein geltenden physikalischen Zusammenhänge und DIN-Normen der Geotechnik verwendet. Der wirksame Erddruck ist in der nachfolgenden Tab. H.2 in Abhängigkeit von der Tiefe und den bodenabhängigen Kennwerten angegeben. Die Erddruckspannung wird hier nach dem Stand der Technik bei mitteldichter Hinterfüllung allein auf die Träger angesetzt.

**Tab. H.2:** Bodenparameter zur Studie mit Dlubal RFEM Vers. 5.25

<b>Sand (<math>\varphi = 35^\circ</math>)</b>	
Wichte	$\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$
Erdruckbeiwerte ( $\delta = 2/3 \varphi$ )	$k_{agh} = 0,22$ $k_{pgh} = 7,26$
laterale Bettung	$30.000 \text{ kN/m}^2$
rotatorische Bettung	$3.000 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$
<b>Klei (<math>\varphi = 25^\circ</math>)</b>	
Wichte	$\gamma/\gamma' = 17/8 \text{ kN/m}^3$
Kohäsion	$c' = 10 \text{ kN/m}^2$
Erdruckbeiwerte ( $\delta = 2/3 \varphi$ )	$k_{agh} = 0,35$ $k_{ach} = 1,04$ $k_{pgh} = 3,56$
laterale Bettung	$8.000 \text{ kN/m}^2$
rotatorische Bettung	$1.000 \text{ kNm}/(\text{m} \cdot \text{rad})$

**Abb. H.7:** Modell in Dlubal RFEM Vers. 5.25 mit den Bettungen und der Belastung aus Erd- sowie Wasserdruck in der maßgebenden Belastungskombination

**Tab. H.3:** Berechnung der Erddruckkräfte des in Dlubal RFEM Vers. 5.25 betrachteten Trägers

Tiefe [m]	totale Spannung [kN/m <sup>2</sup> ]	Erddruck- [kN/m <sup>2</sup> ]	Porenwasserdruck [kN/m <sup>2</sup> ]	effektive Erddruck- kraft [kN/m]
0	0		0	0
2	40		0	40
10	200		80	120
15	305		50	255
20	405		100	305

Tiefe [m]	aktiver [kN/m <sup>2</sup> ]	Erddruck	wirksamer druck [kN/m]	Erd- vertikale Kompo- nente [kN/m]
0	0		0	0
2	8,8		18,72	6,16
10 <sup>o</sup>	26,4		56,15	18,48
10 <sup>u</sup>	31,6		67,21	22,12
15 <sup>o</sup>	78,85		167,71	55,2
15 <sup>u</sup>	56,1		119,32	39,27
20	67,1		142,72	46,97

**Tab. H.4:** Maßgebende Geometrie der untersuchten Profile

Bezeichnung	Maße $H/B/t/s$ [mm]	$e_y = h/2 \cdot \tan(1^\circ)$ [cm]	$e_z = h/2$ [cm]
HZ 630M	632 / 460 / 23 / 14	0,552	31,6
HZ 800M A	831 / 803 / 29 / 13	0,701	40,17
HZ 1080M A	1075 / 454 / 29 / 16	0,914	52,37
HZ 1180M A	1075 / 458 / 35 / 20	0,939	53,77

### Ergebnisse

In Tab. H.5 sind die Ergebnisse zum Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis dargestellt. Erwartungsgemäß fällt mit steigender Torsionssteifigkeit des Profils der Nachweis zunehmend besser aus. Beispielhaft lässt sich anhand der schrittweisen Reduzierung des Seiten- und Drehbettung erkennen, dass die maximale Verdrehung um die Stabachse bei abnehmender Lagerung durch den Boden erheblich zunimmt. Im Vergleich zu der kombinierten Wirkung aus Klei und Sand ist in zu erkennen, dass das Profil deutlich größeren Verformungen und Verschiebungen ausgesetzt wird. Es kommt zu einer Verbesserung des Nachweises um bis zu 53,7%.

**Tab. H.5:** Ergebnisse zum Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis mit Dlubal RFEM Vers. 5.25

Profiltyp	$I_T$ [cm <sup>4</sup> ]	Drehbettung [kNm/m rad]			Verhältnis	Lat. Bettung [kN/m <sup>2</sup> ]		BDKN-Nachweis [%]		Diff. [%]
		Sand	Klei			Sand	Klei	mit	ohne	
								Klei	Klei	
HZ 680M	312	3.000	800	3,8	3.0000	8.000	47,7	84,50	-36,8	
		2.500	600	4,2	25.000	6.000	52,7	106,4	-53,7	
		2.000	400	5,0	2.0000	4.000	61,4			
		1.500	200	7,5	15.000	2.000	84,3	n. e		
HZ 880M A	371	3.000	800	3,8	3.0000	8.000	33,4	43,80	-10,4	
		2.500	600	4,2	25.000	6.000	37,8	48,10	-10,3	
		2.000	400	5,0	2.0000	4.000	45,6	56,20	-10,6	
		1.500	200	7,5	15.000	2.000	61,0	73,40	-12,4	
HZ 1080M A	572	3.000	800	3,8	3.0000	8.000	31,6	41,70	-10,1	
		2.500	600	4,2	25.000	6.000	36,6	47,20	-10,6	
		2.000	400	5,0	2.0000	4.000	44,5	56,70	-12,2	
		1.500	200	7,5	15.000	2.000	60,3	76,70	-16,4	
HZ 1180M A	1435	3.000	800	3,8	3.0000	8.000	29,0	34,8	-5,8	
		2.500	600	4,2	25.000	6.000	33,3	39,50	-6,2	
		2.000	400	5,0	2.0000	4.000	40,2	46,90	-6,7	
		1.500	200	7,5	15.000	2.000	53,6	61,1	-7,5	

## I Großformat des Luftbilds zur Messung am LP 23



