

Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau  
der Technischen Universität Dortmund  
Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

---

Heft 32

**Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von  
Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von  
Wandverschiebungen**

von

Harriet Hegert

**Bezugsadresse:**

Lehrstuhl Baugrund-Grundbau  
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
Technische Universität Dortmund  
August-Schmidt-Straße 8  
44227 Dortmund

**Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von  
Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von  
Wandverschiebungen in nichtbindigen Böden**

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Dortmund  
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Harriet Hegert

Prüfungskommission:

|               |   |
|---------------|---|
| Vorsitzender: | Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ivan Čadež           |
| 1. Gutachter: | Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler |
| 2. Gutachter: | Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz    |

Tag der mündlichen Prüfung: 21. Mai 2015

Dortmund 2016



# Vorwort des Herausgebers

Sollen die Verschiebungen des Wandfußes eines Baugrubenverbaus genauer erfasst werden als mit dem Trägermodell auf unnachgiebigen Auflagern und ist der Aufwand für ein FE-Modell zu groß, dann bietet sich das Bettungsmodulverfahren an. Die Hauptschwierigkeit des Verfahrens liegt darin, die Federkennlinien und den Bettungsmodul so festzulegen, dass die berechneten Verschiebungen und Biegemomente der Wirklichkeit möglichst nahe kommen. Seit vielen Jahren hat sich der Arbeitskreis Baugruben eingehend mit dem Bettungsmodulverfahren auseinandersetzt und die Empfehlung EB 102 herausgegeben. In der 4. Auflage der Empfehlungen ist mit EB 102 erstmals ein eigener Abschnitt der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens gewidmet. Zur Ermittlung des Bettungsmoduls heißt es in Abschnitt 6.4, Absatz 4: „Die zuverlässigsten Werte für den Bettungsmodul  $k_{s,h}$  erhält man auf Grundlage einer Widerstands-Verschiebungs-Beziehung für den Erdwiderstand.“ Der Arbeitskreis stützte sich damals unter anderem auf die Dissertation von Besler. Umfangreiche Vergleichsberechnungen und Messungen an Praxisbeispielen von Brand et al. zeigten jedoch große Abweichungen zwischen gemessenen und nach Abschnitt 4.6, Absatz 4 ermittelten Wandverformungen.

Aufgrund der unklaren Sachlage wurde in der 5. Auflage der EAB von 2012 der betreffende Absatz der 4. Auflage gestrichen. Frau Hegert nimmt in der vorliegenden Arbeit diese Fragestellung auf und untersucht verschiedene mögliche Ursachen für die beobachteten Abweichungen:

- Die unter idealisierten Bedingungen abgeleiteten Mobilisierungskurven für den Erdwiderstand eignen sich grundsätzlich nicht für die Modellierung des Verformungsverhaltens des Wandfußes einer Baugrubenwand.
- Der Ausgangsspannungszustand infolge des Baugrubenaushubs wird nach EB 102 nicht wirklichkeitsnah ermittelt
- Der Reibungswinkel des Bodens, der die Mobilisierungskurve maßgeblich beeinflusst, wird zu ungenau angesetzt.

Aufgrund der Grundlage eines kalibrierten und validierten numerischen Modells und durch Abgleich mit den 1-g Modellversuchen von Bartl an der TU-Dresden kann Frau Hegert zeigen, dass systematische Fehler bei den unter idealisierten Bedingungen abgeleiteten Mobilisierungsfunktionen oder beim Ansatz des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach und Gollub bzw. EAB ausgeschlossen werden können.

Eine erhebliche Verbesserung der Prognose des Bettungsverhaltens lässt sich durch Ansatz eines wirklichkeitsnahen Reibungswinkels im Sinne eines Mittelwertes anstelle eines unteren charakteristischen Wertes erreichen. Verwendet man den Vorschlag von Besler, lässt sich die Steifigkeit durch Einführung eines Korrekturfaktors unter Beibehaltung der in der Praxis üblichen abgeminderten Reibungswinkel erhöhen, und es sind nicht getrennte Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

## **Vorwort des Verfassers**

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der TU Dortmund.

Herrn Prof. Dr.-Ing. A. Hettler gebührt mein besonderer Dank für die tatkräftige Betreuung und Begutachtung meiner Arbeit. Auch den Mitarbeitern des Lehrstuhls möchte ich meinen Dank aussprechen. Hier seien besonders Frau S. Danne, Frau M. Lakshmanan und Frau M. Banczyk erwähnt, die mich bei der Durchführung der Laborversuche tatkräftig unterstützt haben. Herrn Dr.-Ing. D. Besler möchte ich dafür danken, dass er mir oft bei Fragen und in Diskussionen zur Seite stand.

Auch die umgehende und gründliche Prüfung meiner Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. T. Schanz möchte in diesem Zusammenhang besonders erwähnen.

Für die Bereitstellung der erforderlichen Unterlagen zur Bearbeitung der Fallbeispiele einschließlich der entsprechenden geotechnischen Gutachten, die wertvollen Hinweise und die Bereitstellung von Bodenproben sei den Herren Brand und Bastian sowie Frau Kirsch von der Firma Ed. Züblin AG bzw. Züblin Spezialtiefbau GmbH, Herrn Dr.-Ing. Kahl vom Büro Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR und Herrn Prof. Borchert vom Ingenieurbüro GuD herzlich gedankt.

Zuletzt möchte ich ganz besonders meiner Familie danken ohne deren Unterstützung, vor allem durch die Betreuung meiner Tochter Fiona, diese Arbeit nicht hätte umgesetzt werden können. Und auch Fiona selbst und meinem Mann möchte ich danken, dass sie so viel Geduld mit mir hatten und mich in schwierigen Zeiten stets motiviert haben.

Dortmund, 2016

Harriet Hegert

## Kurzfassung

Brand et al. [7-9] stellen in umfangreichen Untersuchungen signifikante Abweichungen zwischen gemessenen und nach EB 102 auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen ermittelten Verformungen fest. Aufgrund der unklaren Sachlage wurde der betreffende Absatz der 4. Auflage in der 5. Auflage der EAB gestrichen. In der vorliegenden Arbeit wird diese Fragestellung aufgegriffen. Es wird gezeigt, dass systematische Fehler bei den unter idealisierten Bedingungen abgeleiteten Mobilisierungsfunktionen oder beim Ansatz des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach und Gollub [59] bzw. EAB [78] ausgeschlossen werden können.

Eine erhebliche Verbesserung der Prognose des Bettungsverhaltens lässt sich durch Ansatz eines wirklichkeitsnahen Reibungswinkels im Sinne eines Mittelwertes anstelle eines unteren charakteristischen Wertes erreichen. Verwendet man den Vorschlag von Besler, lässt sich die Steifigkeit durch Einführung eines Korrekturfaktors unter Beibehaltung der in der Praxis üblichen abgeminderten Reibungswinkel erhöhen, und es sind nicht mehr getrennte Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

## Summary

Brand et al. [7-9] show in extensive studies, that there is a big disagreement between measured and calculated wall movements based on mobilization functions recommended in EB 102. In consequence the respective section in the 4<sup>th</sup> edition was canceled in the 5<sup>th</sup> edition of the EAB. This problem is picked up in this work. It is shown, that systematical errors in the mobilization functions, which are developed under idealized conditions, or the approach of the initial stress condition by Weißenbach and Gollub [59] or EAB [78] can be excluded.

A significant correction of the simulation of the subgrade reaction can be reached by the use of a realistic friction angle in the sense of a mean value instead of a lower characteristic limit. Using Besler's approach, the stiffness can be increased by the introduction of a correction factor at the same time maintaining the reduced friction angle, which is normally taken into account in practice. Therefore it is not necessary to investigate separately the ultimate and the serviceability limit state.



*Lydia Zoller*



## Inhaltsverzeichnis

|  |           |
|--|-----------|
| <b>1. Einleitung</b> .....   | <b>1</b>  |
| 1.1    Problemstellung und Motivation.....                                     | 1         |
| 1.2    Zielsetzung und Gliederung.....   | 3         |
| <b>2. Stand der Forschung und Literaturübersicht</b> .....                     | <b>5</b>  |
| 2.1    Bettungsansätze .....   | 5         |
| 2.1.1    Grundlagen.....   | 5         |
| 2.1.2    Bilinearer Ansatz .....   | 8         |
| 2.1.3    Durchgängig nichtlineare Bettungsansätze.....                         | 12        |
| 2.2    Numerische Berechnungen zur Mobilisierung des passiven Erddrucks .....  | 21        |
| <b>3. Numerisches Modell und Ermittlung der Stoffparameter</b> .....           | <b>23</b> |
| 3.1    Zielsetzung und Vorgehensweise.....                                     | 23        |
| 3.2    Numerisches Modell.....   | 27        |
| 3.2.1    Finite-Elemente Programm Plaxis.....                                  | 27        |
| 3.2.2    Modellgröße .....   | 28        |
| 3.2.3    Kontakt Boden-Bauwerk (Interfaces) .....                              | 29        |
| 3.2.4    Stoffmodelle .....  | 31        |
| 3.2.5    Diskretisierung.....  | 33        |
| 3.2.6    Berechnungsablauf.....  | 35        |
| 3.2.7    Auswertung .....  | 37        |
| 3.3    Bestimmung und Überprüfung der Stoffparameter an Triaxialversuchen..... | 39        |
| 3.3.1    Grundlagen und Parameterbestimmung .....                              | 39        |
| 3.3.2    Überprüfung für dichte Lagerung .....                                 | 46        |
| 3.3.3    Überprüfung für mitteldichte Lagerung.....                            | 49        |
| 3.3.4    Überprüfung für lockere Lagerung .....                                | 49        |
| 3.4    Validierung .....   | 52        |
| 3.4.1    Untersuchungen zur Netzabhängigkeit.....                              | 52        |
| 3.4.2    Untersuchungen zur Größe des numerischen Modells .....                | 53        |

---

|           |  |           |
|-----------|--|-----------|
| 3.5       | Kalibrierung.....  | 56        |
| 3.5.1     | dichte Lagerung .....  | 56        |
| 3.5.2     | mitteldichte Lagerung.....   | 59        |
| 3.5.3     | lockere Lagerung .....   | 64        |
| 3.6       | Erweiterung des numerischen Modells für Vorbelastung.....  | 67        |
| 3.6.1     | Allgemeines .....  | 67        |
| 3.6.2     | Untersuchungen zur Größe des numerischen Modells .....   | 69        |
| 3.7       | Zusammenfassung .....  | 69        |
| <b>4.</b> | <b>Numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks ohne Vorbelastung und Vergleich mit 1g-Modellversuchen von Bartl .....</b> | <b>72</b> |
| 4.1       | Parallelverschiebung.....  | 72        |
| 4.2       | Drehung um den Fußpunkt .....  | 77        |
| 4.3       | Drehung um den Kopfpunkt .....   | 84        |
| 4.4       | Zusammenfassung .....  | 90        |
| <b>5.</b> | <b>Vergleich der numerischen Ergebnisse mit vorhandenen Mobilisierungsfunktionen und DIN 4085 .....</b>                                      | <b>92</b> |
| 5.1       | Ansatz nach DIN 4085 und Bartl.....  | 92        |
| 5.1.1     | Parallelverschiebung .....   | 94        |
| 5.1.2     | Drehung um den Fußpunkt.....   | 96        |
| 5.1.3     | Drehung um den Kopfpunkt.....  | 99        |
| 5.1.4     | Zwischenfazit .....  | 101       |
| 5.2       | Ansatz nach Besler .....   | 101       |
| 5.2.1     | Parallelverschiebung .....   | 103       |
| 5.2.2     | Drehung um den Fußpunkt.....   | 106       |
| 5.2.3     | Drehung um den Kopfpunkt.....  | 109       |
| 5.2.4     | Zwischenfazit .....  | 111       |
| 5.3       | Ansatz nach Vogt.....  | 111       |
| 5.3.1     | Parallelverschiebung .....   | 112       |
| 5.3.2     | Drehung um den Fußpunkt.....   | 114       |

|           |   |            |
|-----------|---|------------|
| 5.3.3     | Drehung um den Kopfpunkt.....   | 117        |
| 5.3.4     | Zwischenfazit.....  | 119        |
| 5.4       | Zusammenfassung.....  | 120        |
| <b>6.</b> | <b>Numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks bei<br/>Vorbelastung .....</b>                  | <b>121</b> |
| 6.1       | Parallelverschiebung .....  | 121        |
| 6.2       | Drehung um den Fußpunkt.....  | 125        |
| 6.3       | Drehung um den Kopfpunkt.....   | 127        |
| 6.4       | Zusammenfassung.....  | 129        |
| <b>7.</b> | <b>Vergleich der numerischen Ergebnisse mit bestehenden Mobilisierungs-<br/>funktionen bei Vorbelastung .....</b> | <b>130</b> |
| 7.1       | Ansatz von Besler .....   | 130        |
| 7.1.1     | Parallelverschiebung .....  | 132        |
| 7.1.2     | Drehung um den Fußpunkt.....  | 134        |
| 7.1.3     | Drehung um den Kopfpunkt.....   | 137        |
| 7.1.4     | Zwischenfazit.....  | 137        |
| 7.2       | Ansatz von Vogt mit Erweiterung durch Pelz.....   | 139        |
| 7.2.1     | Parallelverschiebung .....  | 140        |
| 7.2.2     | Drehung um den Fußpunkt.....  | 141        |
| 7.2.3     | Drehung um den Kopfpunkt.....   | 142        |
| 7.2.4     | Zwischenfazit.....  | 146        |
| 7.3       | Zusammenfassung.....  | 146        |
| <b>8.</b> | <b>Ermittlung des Reibungswinkels und Auswirkung auf die Mobilisierungs-<br/>funktion .....</b>                   | <b>147</b> |
| 8.1       | Vorüberlegungen.....  | 147        |
| 8.2       | Methoden zur Bestimmung des Reibungswinkels und Auswirkungen auf die<br>Mobilisierungsfunktionen .....            | 147        |
| 8.2.1     | Auswahl verschiedener Methoden .....  | 147        |
| 8.2.2     | Beispielhafte Anwendung verschiedener Methoden an „Dresdner Sand“ ...   | 150        |
| 8.3       | Vergleich der Methoden und Auswirkung auf die Mobilisierungsfunktionen ...  | 154        |

---

|  |            |
|--|------------|
| <b>9. Untersuchung von Fallbeispielen .....</b>  | <b>157</b> |
| 9.1 Vorüberlegungen und Rechenannahmen.....  | 157        |
| 9.2 Fallbeispiel: U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS3 .....                                  | 159        |
| 9.2.1 Übersicht.....   | 159        |
| 9.2.2 Bestimmung des Reibungswinkels .....   | 161        |
| 9.2.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandver-<br>schiebungen..... | 170        |
| 9.3 Fallbeispiel: U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS1 .....                                  | 176        |
| 9.3.1 Übersicht.....   | 176        |
| 9.3.2 Bestimmung des Reibungswinkels .....   | 177        |
| 9.4 Fallbeispiel: Baugrube Spreedreieck Berlin, Schnitt I2 .....                         | 178        |
| 9.4.1 Übersicht.....   | 178        |
| 9.4.2 Bestimmung des Reibungswinkels .....   | 181        |
| 9.4.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandver-<br>schiebungen..... | 182        |
| 9.5 Fallbeispiel: Baugrube Desy, Hamburg .....   | 185        |
| 9.5.1 Übersicht.....   | 185        |
| 9.5.2 Bestimmung des Reibungswinkels .....   | 186        |
| 9.5.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandver-<br>schiebungen..... | 187        |
| 9.6 Zusammenfassung .....  | 189        |
| <b>10. Korrekturvorschlag für die Praxis.....</b>  | <b>190</b> |
| 10.1 Vorüberlegungen .....   | 190        |
| 10.2 Korrekturvorschlag für die Praxis .....   | 194        |
| 10.2.1 Fall 1: $\varphi'_{\text{real}}$ unbekannt .....                                  | 195        |
| 10.2.2 Fall 2: $\varphi'_{\text{real}}$ bekannt .....                                    | 198        |
| 10.3 Anwendung des Korrekturvorschlages.....   | 198        |
| 10.4 Zusammenfassung .....   | 200        |
| <b>11. Zusammenfassung und Ausblick .....</b>  | <b>202</b> |

|   |            |
|---|------------|
| <b>Literatur .....</b>  | <b>205</b> |
| <b>Anhang A    Numerische Simulation der Triaxialversuche mit den kalibrierten<br/>                 Stoffparametern .....</b>       | <b>212</b> |
| <b>Anhang B    Ergänzende Ergebnisse zu Kapitel 4.....</b>  | <b>215</b> |
| <b>Anhang C    Faktoren des Mobilisierungsansatzes von Besler .....</b>   | <b>226</b> |
| <b>Anhang D    Ergänzende Ergebnisse zu Kapitel 6.....</b>  | <b>227</b> |
| <b>Anhang E    Modifikation des Bettungsansatzes von Vogt .....</b>   | <b>230</b> |
| <b>Anhang F    Ermittlung der Lagerungsdichte und des Reibungswinkels an<br/>                 Druck- bzw. Rammsondierungen.....</b> | <b>234</b> |
| <b>Anhang G    Fallbeispiel U4 Hamburg, Los 3, VS3 .....</b>  | <b>238</b> |
| <b>Anhang H    Fallbeispiel U4 Hamburg, Los 3, VS1 .....</b>  | <b>246</b> |
| <b>Anhang I    Fallbeispiel Spreadreieck, Berlin, I2.....</b>   | <b>250</b> |
| <b>Anhang J    Fallbeispiel Desy, Hamburg .....</b>   | <b>254</b> |



# 1. Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Motivation

Es gibt verschiedene Möglichkeiten den Gebrauchstauglichkeitsnachweis bei Baugrubenwänden zu führen. Die einfachste besteht in der Berechnung auf der Grundlage eines Trägermodells. Um die Verformungen des Systems genauer zu erfassen kann das Trägermodell durch die Nachgiebigkeit des Bodenaufagers mit Hilfe des Ansatzes einer Bettung des Wandfußes erweitert werden. Die Genauigkeit der Prognose hängt entscheidend von der Wahl eines wirklichkeitsnahen Bettungsmoduls ab.

In der 4. Auflage der EAB [77] werden drei unterschiedliche Möglichkeiten zur Bestimmung des Bettungsmoduls aufgeführt.

1. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen des Erdwiderstands nach EB 102.4
2. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Steifemodulen nach EB 102.5
3. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Tabellenwerten nach EB 102.6

Gemäß 4. Auflage der EAB [77] erhält man die zuverlässigsten Werte des Bettungsmoduls auf der Grundlage von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen. Hierzu stehen zahlreiche Ansätze zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens zur Verfügung. Eine Übersicht hierzu ist Kapitel 2.1 zu entnehmen.

Die Anwendung von Mobilisierungsfunktionen, wie sie in der EB 102 4. Auflage (4.6 Abs. 4) [77] beschrieben wird, stieß in der Praxis ebenso wie die Anwendung von Tabellenwerten, die nach Mobilisierungsgrad für den Erdwiderstand abgestuft sind (EB 102.6), auf Schwierigkeiten. Vergleichsberechnungen von Brand et al. [7–9] an neun Baugruben mit einer Baugrubentiefe zwischen 10 – 34 m, welche 1 bis 5-fach verankert waren und an denen während des Baus Verformungsmessungen durchgeführt wurden, ergaben bei der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens auf der Grundlage der in der EAB [77] nach Mobilisierungsgrad abgestuften Erfahrungswerten für die Bettungsmodule und auf der Grundlage von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen deutlich zu große Wandverschiebungen. Beispielhaft sind hier in Bild 1.1 die Baugrube Spreedreieck [82] einschließlich der gemessenen und berechneten Verformungen dargestellt. Man kann erkennen, dass in diesem Fall die Wandverformungen, die mit dem Bettungsmodulverfahren auf der Grundlage von Tabellenwerten (kurz Tabellenverfahren) und auf der Grundlage von Steifemodulen (kurz Es-Verfahren) ermittelt wurden, ziemlich exakt den gemess-

senen Wandverschiebungen entsprechen. Die Wandverformungen, die mit dem Bettungsmodulverfahren auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen berechnet wurden, übersteigen die Messergebnisse jedoch um mehr als das Dreifache. Auch mit Hilfe der FE-Methode konnte eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten erzielt werden.

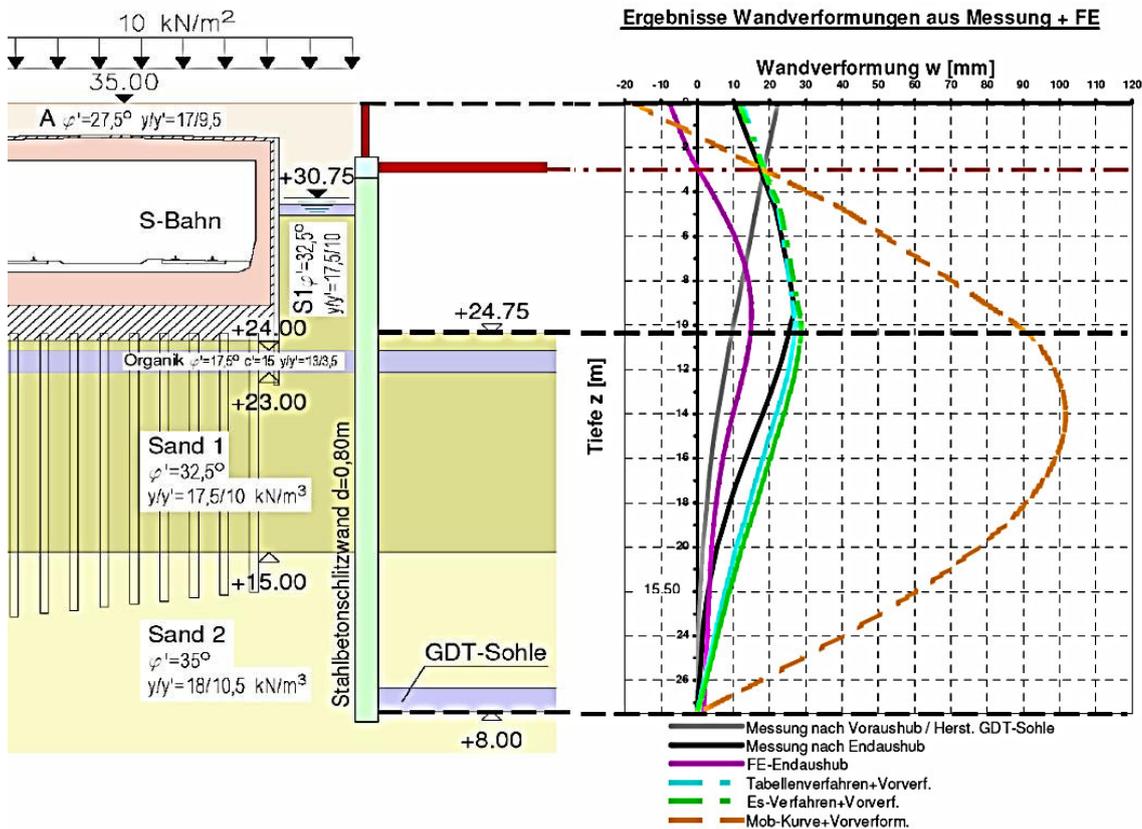


Bild 1.1: Gemessene und berechnete Verformungen der Baugrube Spreadreieck, Berlin [82]

Die Vergleichsberechnungen von Brand et. al [7–9] zeigen ebenfalls, dass den herstellbedingten Verbauwandverformungen eine große Bedeutung zukommt. Dies kann jedoch durch das Bettungsmodulverfahren nicht berücksichtigt werden und ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Hierzu sei zum Beispiel auf Untersuchungen von Hettler und Triantafyllidis [29] und Hettler und Borchert [26] verwiesen.

Folgende Ursachen kommen für die Abweichungen zwischen den berechneten Wandverformungen auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen und den Messergebnissen in Frage:

1. Die Mobilisierungskurven können das Mobilisierungsverhalten des Bodens grundsätzlich nicht wirklichkeitsnah wiedergeben.
2. Die Vorbelastung durch den Baugrubenaushub wird durch die Empfehlung in der 4. Auflage der EAB nicht korrekt berücksichtigt.
3. Der Reibungswinkel, der die Mobilisierungskurve maßgeblich beeinflusst, wird nicht wirklichkeitsnah, d.h. zu niedrig, berücksichtigt.

## 1.2 Zielsetzung und Gliederung

Im Rahmen dieser Arbeit sollen die in Kapitel 1.1 aufgelisteten möglichen Gründe der schlechten Übereinstimmung zwischen den Vergleichsberechnungen von Brand et al. unter Zuhilfenahme von bestehenden Mobilisierungsfunktionen und den Messungen an Baugruben untersucht werden.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in drei Teile. Im ersten Teil, der das Kapitel 2 umfasst, wird zunächst der Stand der Forschung dargestellt. Das Hauptaugenmerk liegt hier auf der Darstellung der Bettungsansätze.

Im zweiten Teil der Arbeit, Kapitel 3 bis 7, werden numerische Berechnungen zur Mobilisierung des passiven Erddrucks durchgeführt. Anhand dieser FE-Berechnungen soll überprüft werden, ob es möglich ist mit Hilfe der FEM die Mobilisierungskurven für den passiven Erddruck zu simulieren. Hierzu werden die ausführlich dokumentierten Versuchsergebnisse der Erddruckversuche, die Bartl [5] an der TU Dresden durchgeführt hat, verwendet. In den eigenen numerischen Berechnungen wird das Stoffmodell „Hardening Soil“ benutzt, das auch bei den Vergleichsberechnungen von Brand et al. eingesetzt wurde. Es werden die drei Grundwandbewegungsarten

- Parallelverschiebung
- Drehung um den Fußpunkt
- Drehung um den Kopfpunkt

und drei unterschiedliche Lagerungsdichten (dicht, mitteldicht und locker) untersucht. In Kapitel 4 werden die Ergebnisse der numerischen Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks ohne Vorbelastung vorgestellt. Die Ergebnisse werden mit den Messungen aus den Erddruckversuchen von Bartl [5] verglichen. Somit kann hier aus dem Vergleich der Ergebnisse direkt die Eignung der FE-Methode für die Berechnung der Wandverschiebungen beurteilt werden.

Um die Eignung unterschiedlicher Mobilisierungsansätze zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens beim passiven Erddruck bewerten zu können, werden in Kapitel 5 die zuvor in Kapitel 4 dargestellten Ergebnisse den vorhandenen Mobilisierungsansätzen gegenübergestellt. Grundlage sind die Mobilisierungsansätze von Bartl [5], vgl. DIN 4085, von Besler [6] und von Vogt [56].

In Kapitel 6 wird untersucht, ob die Vorbelastung bei den Mobilisierungsansätzen korrekt berücksichtigt wird. Durch die in Kapitel 4 nachgewiesene Eignung der FE-Methode zur Prognose der Wandverschiebungen kann für diese Fragestellung ebenfalls die FE-Methode verwendet werden. In Kapitel 7 werden die Ergebnisse ebenfalls mit Mobilisierungsansätzen, die eine Vorbelastung berücksichtigen können, verglichen. Hierdurch kann die Eignung der Mobilisierungs-

ansätze unter Berücksichtigung einer Vorbelastung beurteilt werden. Hierzu stehen der Mobilisierungsansatz von Besler [6] und der durch Pelz [41] erweiterte Ansatz von Vogt zur Verfügung.

Im dritten Teil der Arbeit wird überprüft, ob der Reibungswinkel, der üblicherweise zum Nachweis der Tragfähigkeit verwendet wird, als Fehlerquelle für die Abweichung zwischen Messergebnissen und berechneten Wandverschiebungen identifiziert werden kann. Hierzu werden in Kapitel 8 verschiedene mögliche Herangehensweisen zur Bestimmung des in situ Reibungswinkels eines nichtbindigen Bodens zusammengestellt. Diese werden zunächst am Beispiel des „Dresdner Sands 98“ erläutert und durch einen Vergleich mit den kalibrierten Stoffparametern auf ihre Anwendbarkeit getestet. In Kapitel 9 werden die unterschiedlichen Methoden auf ausgewählte Fallbeispiele von Brand et al. angewandt und die so ermittelten Reibungswinkel den in den Vergleichsrechnungen von Brand et al. verwendeten gegenübergestellt. Ergänzend werden die Auswirkungen unterschiedlicher Reibungswinkel auf die Mobilisierungskurven und auf den anzusetzenden Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandverschiebungen dargestellt. Bei der Berechnung der Wandverschiebungen wird auf einfache und somit praxistaugliche Berechnungsverfahren zurückgegriffen. Durch den Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen mit Hilfe von Mobilisierungskurven unter Anwendung der zuvor bestimmten Reibungswinkel mit den Messungen aus den Vergleichsrechnungen von Brand et al. kann beurteilt werden, ob die Differenzen zwischen Messung und Berechnung bei den Vergleichsrechnungen von Brand et al. auf die Wahl des Reibungswinkels zurückzuführen sind.

Ziel dieser Arbeit ist es, Vorschläge für die Praxis auszuarbeiten, mit denen unter Zuhilfenahme von Mobilisierungsansätzen unter Ansatz praxisüblicher Kennwerte für den Reibungswinkel zutreffende Verformungsprognosen geliefert werden können. Hierzu wird in Kapitel 10 ein Korrekturvorschlag des Mobilisierungsansatzes von Besler erarbeitet, in den die zuvor gewonnenen Erkenntnisse der Fehlerquellen eingehen.

## 2. Stand der Forschung und Literaturübersicht

### 2.1 Bettungsansätze

#### 2.1.1 Grundlagen

Zur genaueren Ermittlung der Verschiebungen des Wandfußes einer Baugrubenwand und der Schnittgrößen als es mit Hilfe des Trägermodells, also der Betrachtung der Baugrubenwand als Träger auf unverschieblichen Auflagern, möglich ist, bietet sich das Bettungsmodulverfahren an. Die „Empfehlungen des Arbeitskreis Baugruben“ (EAB) [78] erlauben, im Kapitel EB102 „Anwendung des Bettungsmodulverfahrens“, die Verwendung des Bettungsmodulverfahrens für den Nachweis der Einbindetiefe, die Ermittlung der Schnittgrößen und zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Beim Bettungsmodulverfahren wird die Bodenreaktion vor dem in den Boden einbindenden Teil der Baugrubenwand durch entkoppelte nichtlineare Federn ersetzt. Hierdurch ist eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Verschiebungen und der Bodenreaktion möglich. Dabei sind die Federkennlinien so festzulegen, dass die berechneten Verschiebungen der Wirklichkeit möglichst nahe kommen. Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Wandverschiebungen und mobilisiertem Erdwiderstand gibt es bereits eine Vielzahl an Arbeiten. Ausgehend von der Arbeit von Rifaat [48] folgten Arbeiten von Andres [4], Christow [14], Mayer [36], Smolczyk [53] und Titze [55]. Auch in den letzten Jahren wurden neuere Ansätze von Laumanns [34], Vogt [56], Ziegler [64], Besler [6] und Bartl [5] aufgestellt. Die einzelnen Ansätze werden in den Kapiteln 2.1.2 und 2.1.3 näher erläutert.

Für praktische Zwecke wird der Bettungsmodul oft vom Tragwerksplaner als Erfahrungswert angesetzt oder vom Bodengutachter angegeben. Dies wurde von Weißenbach/Gollub [59] aufgrund von Schäden in Frage gestellt, und es wurden zahlreiche Untersuchungen zur Ermittlung des verschiebungsabhängigen Erdwiderstandes angestellt. Das Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass der in der Praxis angesetzte Bettungsmodul von  $k_s = 60\text{MN/m}^3$  als zu groß eingeschätzt wurde. Auf Grundlage dieser Überlegungen wurden in die 4. Auflage der EAB [77] 2006 drei verschiedene Verfahren zur Bestimmung des Bettungsmoduls im Einbindebereich von Baugrubenwänden aufgenommen:

1. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen des Erdwiderstands nach EB 102.4
2. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Steifemodulen nach EB 102.5
3. Bettungsmodulverfahren mit Hilfe von Tabellenwerten nach EB 102.6

Diese Verfahren werden später noch näher erläutert.

Eine Vielzahl an Arbeiten [6] [30] [41] zeigten bereits, dass der Ansatz des Ausgangsspannungszustandes eine wichtige Rolle bei der Ermittlung des Bettungsmoduls spielt. Wird die Vorbelastung des Bodens vor dem in den Boden einbindenden Teil der Baugrubenwand, der aus dem Gewicht des Baugrubenaushubs entsteht, nicht berücksichtigt, so sind die Bettungsansätze zu weich.

Gemäß EAB [78] darf auf der Baugrubenseite davon ausgegangen werden, dass nach Beendigung des Bodenaushubs der ursprünglich ab Geländeoberkante wirkende Erdruchdruck erhalten bleibt, Bild 2.1. Dieser ergibt sich zu

$$e_{0g,k} = \gamma \cdot K_0 \cdot (H + z_p) \quad (2.1)$$

Direkt unterhalb der Baugrubensohle ist die Spannung im Ausgangsspannungszustand allerdings durch den Grenzwert des passiven Erdrucks  $e_{ph,k}$  begrenzt. Bei der Ermittlung des Grenzwertes  $e_{ph,k}$  darf der gleiche Erddruckneigungswinkel  $\delta_p$  wie bei der Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen verwendet werden.

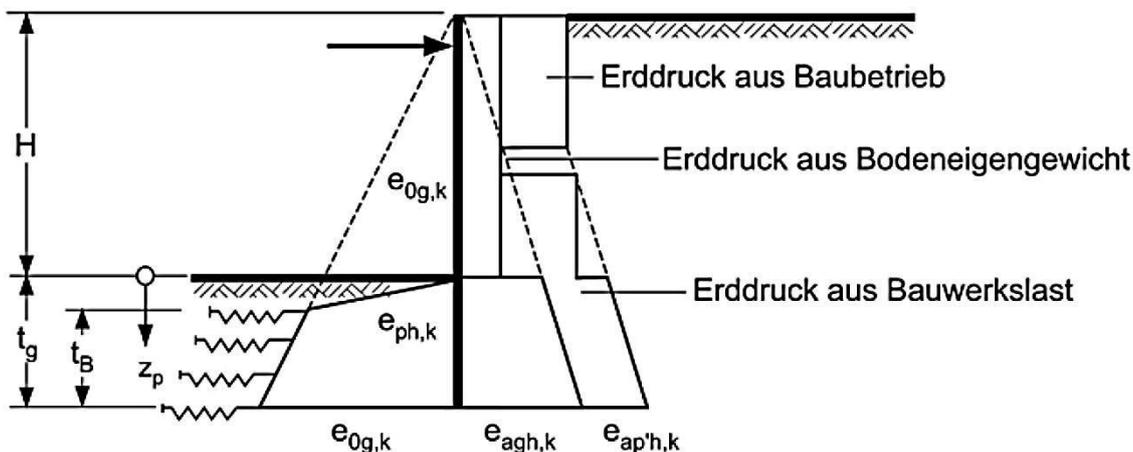


Bild 2.1: Lastbild für elastische Bettung bei nichtbindigen Böden [78]

Der Bettungsmodul ist definiert als Sekante zwischen der Ausgangsspannung und dem mobilisierten Erdwiderstand, Bild 2.2 bzw. Bild 2.3.

## 2.1 Bettungsansätze

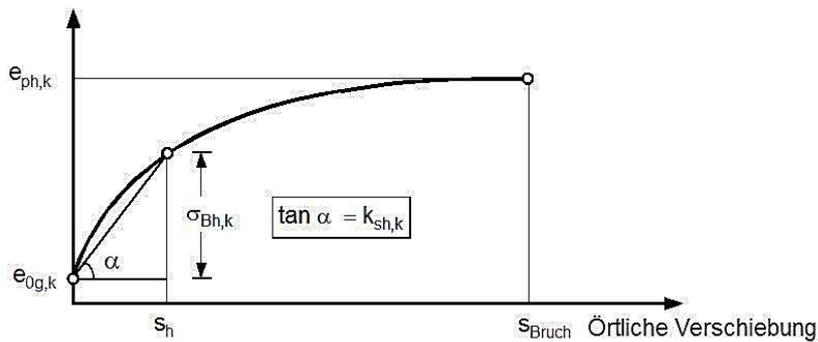


Bild 2.2: Ermittlung des Bettungsmoduls [78]

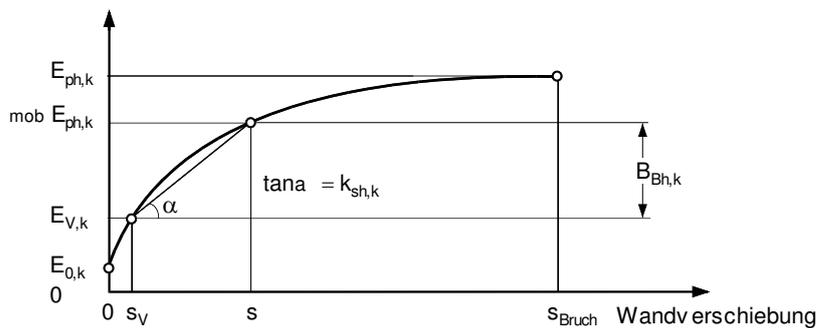


Bild 2.3: Ermittlung des Bettungsmoduls unter Berücksichtigung einer Vorbelastung [77]

Hierbei bezeichnet

$E_{0,k}$  die Resultierende des theoretischen Erdrudrucks unterhalb der Baugrubensohle im Ausgangszustand nach dem Aushub

$E_{v,k}$  die Resultierende des verbleibenden Erdrudrucks im Aushubzustand bei Berücksichtigung der ursprünglichen Vorbelastung

$E_{ph,k}$  den charakteristischen Erdwiderstand

Der Bettungsmodul bestimmt sich somit folgendermaßen

$$k_{sh,k} = \frac{B_{Bh,k}}{(s - s_v) \cdot t_B} \quad (2.2)$$

Beim Bettungsansatz gilt, die Summe aus der Ausgangsspannung  $e_{0gh,k}$  bzw. bei vorbelasteten Böden  $e_{v,k}$  und durch die Bettung hervorgerufene Bettungsreaktion  $\sigma_{Bh,k}$  darf den passiven Erddruck nirgendwo überschreiten. Dies gilt sowohl für die lokalen Spannungen als auch für die Resultierenden.

Aus programmtechnischen Gründen ist es sinnvoll, den Bettungsmodul  $k_{sh,k}^*$  zu verwenden, bei dem die Ausgangsspannung  $e_{0g,k}$  oder  $e_{v,k}$  in den Bettungsansatz mit einbezogen wird. Der Bettungsmodul bestimmt sich in diesem Fall zu [23]:

$$k_{sh,k}^* = \frac{\sigma_{Bh,k} + e_{0g,k}}{s_h} \quad (2.3)$$

Die Bettungsmodulansätze lassen sich in zwei Arten nichtlinearer Ansätze unterteilen: In einfache bilineare und in Ansätze mit durchgängig nichtlinearen Funktionen. Diese beiden Ansätze werden in den Kapiteln 2.1.2 und 2.1.3 erläutert.

## 2.1.2 Bilinearer Ansatz

Bei der Verwendung eines bilinearen Ansatzes wird bis zum Erreichen des Grenzzustandes, also dem passiven Erddruck, ein konstanter Bettungsmodul angesetzt. Das heißt die über den Ausgangsspannungszustand hinausgehende Bodenreaktion  $\sigma_{Bh,k}$  errechnet sich unterhalb der Tiefe  $z_e$  in Abhängigkeit von der horizontalen Wandverschiebung  $s$  zu

$$\sigma_{Bh,k} = k_{sh,k} \cdot s \quad (2.4)$$

Die Tiefe  $z_e$  ist definiert, als Schnittpunkt zwischen Erdwiderstand ab Baugrubensohle und Erdruchdruck ab Geländeoberkante. Näheres hierzu ist Kapitel 7.1 zu entnehmen. Der Bettungsmodul  $k_{sh,k}$  ist in diesem Fall somit die Steigung der Gerade zwischen Ausgangsspannungszustand und mobilisiertem Erdwiderstand im Spannungs-Verschiebungsdiagramm, Bild 2.4.

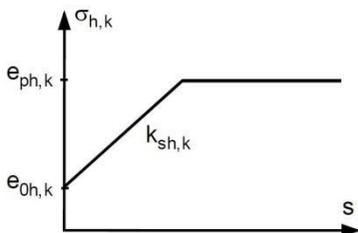


Bild 2.4: Bilinearer Ansatz für charakteristische Bodenreaktion  $\sigma_{ph,k}$  in Abhängigkeit der Verschiebung  $s$  [78]

Zur Bestimmung des Bettungsmoduls gibt es verschiedene Möglichkeiten.

Gudehus [20] schlägt die näherungsweise Bestimmung des Bettungsmoduls aus dem waagerechten Verformungsmodul  $E_{vh}$  und einer zusammendrückbaren Schicht vor dem einbindenden Teil der Baugrubenwand der Stärke  $t_B$  vor. Der Bettungsmodul errechnet sich somit aus

$$k_{sh} = \frac{E_{sh}}{t_B} \quad (2.5)$$

Bei dem Ansatz des Steifemoduls muss darauf geachtet werden, dass er für den zu erwartenden Spannungsbereich ermittelt werden muss. Wenn nur der Steifemodul für die Setzungsbe-

rechnung  $E_{sv}$  vorhanden ist, kann der horizontale Steifemodul laut Weißenbach/Gollub [59] näherungsweise über

$$E_{sh} = 0,5 \cdot E_{sv} \quad (2.6)$$

abgeschätzt werden. Die Berechnung des Bettungsmoduls mit Hilfe des horizontalen Steifemoduls ist in der EAB [77] enthalten. Hier wird der Faktor zur Abminderung des vertikalen Steifemoduls  $E_{sv}$  auf den horizontalen Steifemodul  $E_{sh}$  mit  $0,5 \leq f \leq 1,0$  angegeben.

Besler [6] hat für durchlaufende Wände auf der Grundlage seiner Modellversuche mittlere Bettungsmodule in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads des resultierenden Erdwiderstands und der Lagerungsdichte aufgestellt, Tabelle 2.1. Sie gelten für feuchte Böden. Für Böden unter Auftrieb müssen die Werte halbiert werden. Sie gelten für Einbindetiefen von  $t_g = 2,0$  m bis  $t_g = 8,0$  m und einem Vorbelastungsgrad von  $g_v = 2,0$ . Diese Tabellen wurden in die 4. Auflage der EAB [77] aufgenommen.

Tabelle 2.1: Bettungsmodul bei nichtbindigem Boden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte [77]

| Mobilisierungsgrad                 | Lagerungsdichte        |                        |                        |
|------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|                                    | locker                 | mitteldicht            | dicht                  |
| mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 25\%$   | 15,0 MN/m <sup>3</sup> | 30,0 MN/m <sup>3</sup> | 60,0 MN/m <sup>3</sup> |
| mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 37,5\%$ | 3,0 MN/m <sup>3</sup>  | 6,0 MN/m <sup>3</sup>  | 12,0 MN/m <sup>3</sup> |
| mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 50\%$   | 1,2 MN/m <sup>3</sup>  | 2,5 MN/m <sup>3</sup>  | 5,0 MN/m <sup>3</sup>  |
| mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 75\%$   | 0,5 MN/m <sup>3</sup>  | 1,0 MN/m <sup>3</sup>  | 2,0 MN/m <sup>3</sup>  |

Zur Berechnung einer Baugrubenwand mit Hilfe dieser Tabellenwerte muss iterativ vorgegangen werden. Zunächst muss der Mobilisierungsgrad geschätzt werden und die Verschiebungen der Wand mit dem dazugehörigen Bettungsmodul berechnet werden. Man erhält aus der Integration der Spannungen die Auflagerkraft  $B_{h,k}$  und hieraus einen neuen Mobilisierungsgrad  $\mu_v = B_{h,k}/E_{ph,k}$  und kann die Berechnung mit dem dazugehörigen Bettungsmodul erneut durchführen. Diese Iteration muss so lange fortgeführt werden, bis die Verschiebungen in zwei aufeinanderfolgenden Berechnungen in ausreichender Genauigkeit übereinstimmen. [60]

Aufgrund von Vergleichsberechnungen von Brand et al. [7] [8] [9] wurden die Tabellen vom Arbeitskreis Baugruben für die 5. Auflage der EAB [78] angepasst. Es sind nun nur noch Anhaltswerte für einen Ausnutzungsgrad von  $\mu_a \approx 1$  tabelliert, Tabelle 2.2. Diese Werte liegen für einen Ausnutzungsgrad des Erdwiderstandes von  $\mu_a = B_{h,d}/E_{ph,d} \leq 1$  auf der sicheren Seite, da sich durch die Nichtlinearität der Mobilisierungskurve, Bild 2.2, für kleinere Ausnutzungsgrade größere Bettungsmodule ergeben. Sie enthalten den Einfluss der Vorbelastung aus dem Gewicht des

Bodenaushubs und gelten unter Wasser ohne Strömungseinfluss. Die Werte dürfen über Wasser verdoppelt werden.

Tabelle 2.2: *Bettungsmodul unter Wasser: Spannen für Erfahrungswerte bei einem Ausnutzungsgrad des Erdwiderstands  $\mu_a \approx 1$  für die Bemessungssituation BS-T [78]*

| Nichtbindiger Boden<br>Lagerungsdichte |                        |                        |                         |
|--|------------------------|------------------------|-------------------------|
| locker                                 | mitteldicht            | dicht                  | sehr dicht              |
| 1-4 MN/m <sup>3</sup>                  | 3-10 MN/m <sup>3</sup> | 8-15 MN/m <sup>3</sup> | 12-20 MN/m <sup>3</sup> |

Die 5. Auflage der EAB [78] lässt ebenfalls die Ermittlung des Bettungsmoduls auf der Grundlage von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen für den Erdwiderstand zu, EB 102.6. Wie in Kapitel 2.1.1 erwähnt, ist der Bettungsmodul definiert als Steigung der Sekante zwischen Ausgangsspannung und dem mobilisierten Erdwiderstand, Bild 2.2. Auch hier erfolgt die Berechnung, wie schon bei der Anwendung von Tabellenwerten, iterativ. Zunächst wird der mobilisierte Erdwiderstand  $\text{mob } E_{\text{ph},k}$  bzw. die Resultierende aus der Bettungsspannung  $B_{\text{Bh},k}$  geschätzt. Anschließend kann der Sekantenmodul  $k_{\text{sh},k}$  gebildet werden und mit diesem Bettungsmodul die Berechnung erneut durchgeführt werden. In jedem Berechnungsschritt erhält man eine neue Resultierende aus der Bettungsspannung und somit aus der Steigung der Sekante der Widerstands-Verschiebungsbeziehung einen verbesserten Bettungsmodul. Die Berechnung wird so lange durchgeführt, bis eine ausreichende Genauigkeit der Berechnungsergebnisse erreicht ist. Ebenfalls notwendig ist bei dieser Berechnung eine Iteration über die Wandbewegungsart. [60]

Laut EB 102.6 [78] darf der Bettungsmodul auch aus FE-Berechnungen ermittelt werden. Der Vorteil liegt darin, dass Effekte wie Vorbelastung und Wandbewegungsart direkt berücksichtigt werden. Vorstellbar ist eine FE-Berechnung mit geeignetem Stoffmodell für einen Standardfall. Der aus dieser Berechnung abgeleitete Bettungsmodul kann dann für zahlreiche Routinefälle verwendet werden, und in diesen Fällen können Berechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt werden, welches deutlich weniger Aufwand darstellt als eine FE-Berechnung. [60]

Gemäß EAB [78] darf in der Regel ein konstanter Bettungsmodul angesetzt werden. Liegen große Einbindetiefen vor, kann es sinnvoll sein, einen mit der Tiefe zunehmenden Bettungsmodul anzusetzen oder den Bettungsmodul über die Tiefe abzustufen. Bei Schichtwechselln ist der Bettungsmodul entsprechend der Schichtung anzupassen. Zahlreiche Annahmen zur Verteilung des Bettungsmoduls sind bei Werner [61] und Sherif [52] zu finden.

Wie bereits erwähnt, ist die Berücksichtigung der Vorbelastung bei der Bestimmung des Bettungsmoduls sehr wichtig. Falls keine Widerstands-Verschiebungsbeziehung oder nur der mitt-

lere Bettungsmodul ohne Berücksichtigung einer Vorbelastung  $k_{sh,mo}$  vorliegt [55], so kann gemäß Besler [6] der Einfluss der Vorbelastung mit dem Vorbelastungsgrad  $g_v$

$$g_v = \frac{p_v}{\gamma_k \cdot t_g} \quad (2.7)$$

in Abhängigkeit vom Mobilisierungsgrad für den Erdwiderstand über einen Erhöhungsfaktor  $K_v$  ermittelt werden. Der Erhöhungsfaktor kann Bild 2.5 entnommen werden. Der mittlere Bettungsmodul mit Berücksichtigung der Vorbelastung kann dann folgendermaßen berechnet werden:

$$k_{sh,mV} = K_v \cdot k_{sh,mo} \quad (2.8)$$

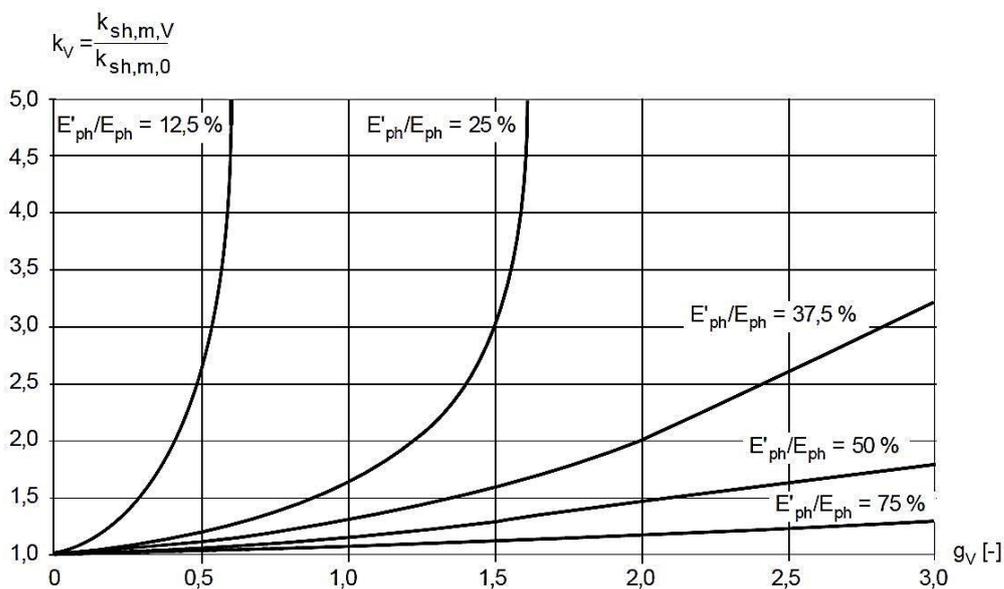


Bild 2.5: Einfluss des Vorbelastungsgrades  $g_v$  auf die Größe des mittleren Bettungsmoduls bei verschiedenen Mobilisierungsgraden [6]

### 2.1.3 Durchgängig nichtlineare Bettungsansätze

Laumans [34] stellte auf der Basis von Modellversuchen einen hyperbolischen Ansatz für die Mobilisierung des passiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Wandverschiebung  $s$  auf:

$$K'_{ph} = K_{ph} \cdot \frac{s}{s_G + s} \quad (2.9)$$

- mit
- $K'_{ph}$ : der mobilisierte Seitendruckbeiwert
  - $K_{ph}$ : der Erdwiderstandsbeiwert für den Grenzzustand
  - $s$ : die Verschiebung am Wandkopf
  - $s_G$ : die Verschiebung am Wandkopf bei halber Ausnutzung des Grenzerdwanerstandes (sogenannte Halbwertverschiebung)

Dieser Ansatz hat jedoch Defizite dahingehend, dass der Erdwiderstand erst bei unendlich großer Verschiebung erreicht wird und der Ausgangsspannungszustand keine Berücksichtigung findet.

Aufbauend auf den Versuchen von Laumans hat Vogt [56] den Ansatz modifiziert. Er traf hierzu folgende Annahmen:

- der mobilisierte Erdwiderstand  $e(z)$  ist unabhängig von der Art der Wandbewegung
- die Abhängigkeit besteht zwischen dem Erdwiderstand  $e(z)$  und der bezogenen Verschiebung  $u(z)/z$
- der Ausgangsspannungszustand  $k_0$  wird additiv behandelt

Er stellte einen Mobilisierungsansatz sowohl für den aktiven als auch für den passiven Fall auf. In dimensionsloser Form geschrieben lautet der Mobilisierungsansatz von Vogt:

$$K'_{ph} = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{s(z)}{z}}{a + \frac{s(z)}{z}} \quad (2.10)$$

- $K_0$ : Erdruchdruckbeiwert
- $K_{ph}$ : der Erdwiderstandsbeiwert im Grenzzustand
- $K'_{ph}$ : mobilisierter passiver Erddruckbeiwert (für Tiefe  $z$ )
- $s(z)$ : horizontale Wandverschiebung an der Stelle  $z$
- $z$ : Tiefe (ab GOK)
- $a$ : Parameter zur Beschreibung der Mobilisierungscharakteristik des Bodens (für dichten bis lockeren Sand:  $0,01 \leq a \leq 0,1$ )

Einzelheiten zu dem Mobilisierungsansatz von Vogt sind Kapitel 5.3 zu entnehmen.

Ziegler [64] hat den Ansatz von Vogt ausgewertet und festgestellt, „dass die Erddrücke der drei Grundwandbewegungsarten der Wand nicht zutreffend mit ein und demselben Bettungsansatz

ausgedrückt werden können, wenn dieser als Variable nur die tiefenbezogene Verschiebung  $u(z)/z$  enthält“. Lediglich für den Fall der passiven Fußpunktdrehung erhält man eine gute Übereinstimmung. Auf Basis von hypoplastischen Berechnungen hat Ziegler in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart eigene Bettungsansätze, basierend auf einem Potenzansatz der Form

$$2 \cdot (E_{ph} - E_0) = b_i \cdot \left(\frac{s_0}{H}\right)^\alpha \quad (2.11)$$

- mit:
- $\alpha$ : Exponent zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens des Versuchsbodens ( $\alpha = 0,93$  für trockenen dicht gelagerten Karlsruher Sand)
  - $b_i$ : Vorfaktor zur Berücksichtigung der Wandverschiebungsart
  - $s_0$ : die kennzeichnende (maximale) Verschiebung für die jeweilige Wandbewegungsart

aufgestellt. Die unterschiedlichen Wandbewegungsarten werden allein durch einen Vorfaktor  $b_i$  unterschieden. Die Gültigkeit des Ansatzes erstreckt sich bis etwa zur Hälfte des Grenzwertes von  $\Delta E$  im aktiven Fall und bis zu einem Drittel des Grenzwertes im passiven Fall und deckt somit weitgehend den üblicherweise als Gebrauchszustand bezeichneten Bereich ab. Die Erddruckverteilungen werden bei dem Ansatz von Ziegler direkt vorgegeben und sehen unabhängig vom Mobilisierungsgrad folgendermaßen aus.

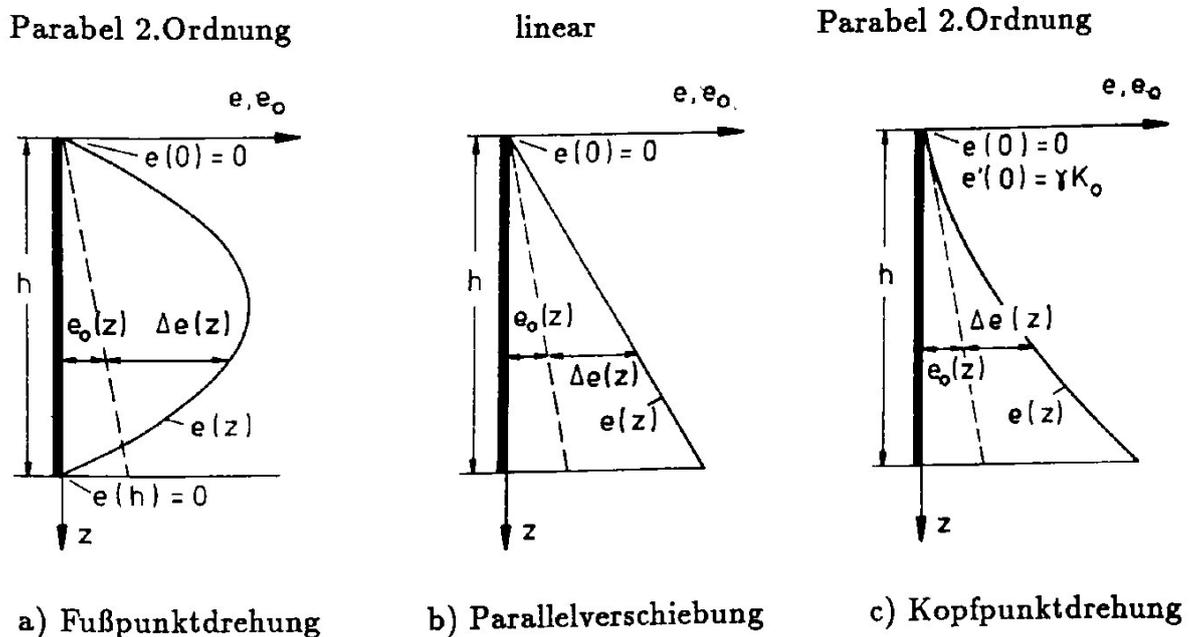


Bild 2.6: Erddruckansätze passiver Fall [64]

Es ergeben sich für die einzelnen Grundformen der Wandbewegungsarten folgende Mobilisierungsfunktionen:

1. Drehung um den Fußpunkt:

$$e'(z) = 0; z/H = 0$$

$$e'(z) = 3 \cdot \left[ K_0 + b_4 \cdot \left( \frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{\frac{z}{H}}{1 - \frac{z}{H}} \right)^\alpha \right] \cdot \left[ 1 - \frac{z}{H} \right] \cdot \gamma \cdot z; 0 < z/H < 1$$

$$e'(z) = 0; z/H = 1 \quad (2.12)$$

2. Parallelverschiebung:

$$e'(z) = 0; z/H = 0$$

$$e'(z) = \left[ K_0 + b_5 \cdot \left( \frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{z}{H} \right)^\alpha \right] \cdot \gamma \cdot z; 0 < z/H \leq 1 \quad (2.13)$$

3. Drehung um den Kopfpunkt:

$$e'(z) = 0; z/H = 0$$

$$e'(z) = \left[ K_0 + b_6 \cdot \left( \frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{z}{H} \right)^\alpha \right] \cdot \gamma \cdot z; 0 < z/H \leq 1 \quad (2.14)$$

Bartl [5] hat an der TU-Dresden sowohl 1g als auch Zentrifugenversuche zur Untersuchung des Mobilisierungsverhaltens des passiven Erddrucks durchgeführt. Auf Grundlage dieser Erddruckversuche stellte er zwei Mobilisierungsansätze auf. Er betrachtet, genauso wie auch Vogt den Ausgangsspannungszustand additiv und legt einen Potenzansatz zugrunde. Die Wandbewegungsart kann hier über den Exponenten  $b$  berücksichtigt werden. Der Mobilisierungsansatz lautet in dimensionsloser Form:

$$K'_{pgh} = (K_{pgh} - K_{ogh}) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c + K_{ogh} \quad (2.15)$$

mit  $s$  tatsächliche Wandverschiebung  
 $s_p$  die Verschiebung zur Erzeugung von  $E_p$   
 $b, c$  Exponenten der Mobilisierungsfunktion

Die Exponenten der Mobilisierungsfunktion hat er anhand von Erddruckversuchen ermittelt. Näheres zu dem Mobilisierungsansatz von Bartl und die Auflistung der Exponenten sind Kapitel 5.1 zu entnehmen. Bartls Mobilisierungsansatz wurde in die DIN 4085: 2011-05 [69] übernommen.

Auch am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der TU Dortmund wurde von Besler [6] auf der Grundlage eigener und der Versuche von Mao [35] ein Bettungsansatz entwickelt. Zunächst hat er einen Ansatz zur Ermittlung der Verschiebungsgrößen im Gebrauchs- und im Grenzzustand für die Mobilisierung des Erdwiderstandes aufgestellt. Er geht davon aus, dass diese Verschiebungen proportional zu der Wandhöhe  $h$  sind und stellt folgende Ansätze zur Abschätzung der Verschiebungsgrößen auf:

$$s_G = f_1 \cdot h \quad (2.16)$$

$$s_B = f_2 \cdot h \quad (2.17)$$

In die Proportionalitätsfaktoren  $f_1$  und  $f_2$  gehen über Faktorenerlegung Faktoren zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte des Bodens ( $f_D$ ), einer negativen Wandreibung ( $f_\delta$ ), des Sättigungsgrades  $S_r \neq 0$  ( $f_S$ ) und die mittlere relative Wandverschiebung im Grundfall ( $f_B$ ) ein. Bei den Faktoren wird zwischen den verschiedenen Wandverschiebungsarten unterschieden. Als Mobilisierungsansatz stellt Besler einen Hyperbelansatz auf:

$$K'_{ph} = A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \quad (2.18)$$

Über die Randbedingungen

1.  $K'_{ph}(s/s_B = 0) = K_0$
2.  $K'_{ph}(s/s_B = s_G/s_B) = 0,5 \cdot K_{ph}$
3.  $K'_{ph}(s/s_B = 1) = K_{ph}$

lassen sich die Konstanten  $A$ ,  $B$  und  $C$  bestimmen. Näheres zu dem Ansatz ist Kapitel 5.2 zu entnehmen.

Besler hat den Mobilisierungsansatz so erweitert, dass auch eine Vorbelastung durch den Bodenaushub berücksichtigt werden kann. Hierzu verwendet er denselben Mobilisierungsansatz, wie in Gleichung ( 2.18 ) beschrieben, verschiebt diese Mobilisierungskurve allerdings in Abhängigkeit von der Vorbelastung um das Maß

$$\Delta\xi = \frac{\Delta s}{s_B} = \frac{B}{K_v - A} - C \quad (2.19)$$

und erhält:

$$K'_{ph}(\xi) = A_v + \frac{B_v}{C_v + \xi} \quad (2.20)$$

Zur Bestimmung der Konstanten können wieder die drei bekannten Stützstellen verwendet werden. Die Stützstellen 2 und 3 bleiben wie zuvor beschrieben. Die Verschiebungen  $s_G$  und  $s_B$  werden, wie die gesamte Mobilisierungskurve um  $\Delta s$  verschoben. Als Ausgangsspannungszu-

stand setzt Besler die Empfehlung von Weißenbach/Gollub [59] an. Näheres zum Ausgangsspannungszustand und zum Mobilisierungsansatz von Besler mit Vorbelastung ist Kapitel 7.1 zu entnehmen.

Gutberlet [21] hat an der Technischen Universität Darmstadt Versuche mit homogenem und geschichtetem Bodenaufbau durchgeführt. Mit diesen Versuchen konnte er die Ergebnisse von Bartl bestätigen. Bei kleinen Wandverschiebungen konnte er jedoch seine Ergebnisse mit einem Ansatz basierend auf einer Ellipsengleichung besser abbilden.

$$K = K_0 + (K_{pgh} - K_0) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{s - s_p}{s_p}\right)^2} \quad (2.21)$$

Pelz [41] hat den Ansatz von Vogt so erweitert, dass er sowohl für bindige Böden anwendbar ist, als auch für vorbelastete Böden. In dieser Arbeit wird nur auf die Erweiterung für vorbelastete Böden eingegangen. Pelz hat auf der Basis seiner eigenen Versuche den Seitendruckbeiwert  $K_0$  aus dem Mobilisierungsansatz von Vogt durch den Beiwert  $K_{0(oc)}$ , welcher von der Größe der Vorbelastung abhängig ist, ersetzt. Es ergibt sich folgender dimensionsloser Ansatz:

$$K_h = K_{0(oc)} + (K_{ph} - K_{0(oc)}) \cdot \frac{\frac{v(z_i)}{z_i}}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \quad (2.22)$$

Näheres zu diesem Ansatz und zum Ausgangsspannungszustand für vorbelastete Böden nach Pelz ist dem Kapitel 7.2 zu entnehmen.

Genauer als den Bettungsmodul aus der Widerstands-Verschiebungs-Beziehung für den resultierenden Erdwiderstand in Abhängigkeit von der charakteristischen Wandverschiebung zu ermitteln, wie es in Kapitel 2.1.2 beschrieben wurde, ist es, eine lokale Bettung anzusetzen. Hierzu sind - teilweise mit ein paar Modifizierungen - die zuvor in Kapitel 2.1.2 beschriebenen Ansätze von Vogt [56], Ziegler [64], Besler [6] und Pelz [41] gut geeignet.

Da es sich beim Ansatz von Vogt [56] um einen lokalen Mobilisierungsansatz handelt, kann aus diesem direkt der lokale Erddruck  $e'_{ph}$  in der Tiefe  $z$  ermittelt werden.

$$e'_{ph,k}(z) = \left[ K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{1}{a \cdot z + s(z)} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (2.23)$$

Über die Definition des Bettungsmoduls in Gleichung ( 2.4 ) kann aus Gleichung ( 2.23 ) der lokale Bettungsmodul bestimmt werden.

$$k_{sh,k}(z) = \left[ \frac{K_0}{s(z)} + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{z}{a + \frac{s(z)}{z}} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (2.24)$$

Auch die Ansätze von Ziegler [64] und Pelz [41] lassen sich so auf einen lokalen Bettungsansatz umformulieren.

Der Ansatz von Besler, siehe Kapitel 2.1.2, lautet in lokaler Form: [30]

$$e'_{ph,k}(z) = \left[ A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (2.25)$$

bzw. unter Berücksichtigung einer Vorbelastung [30]

$$e'_{ph,k}(z) = \left[ A + \frac{B}{\frac{B}{K_V - A} + \frac{s}{s_B}} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (2.26)$$

Die Konstanten A, B und C lassen sich, wie in Kapitel 5.2 und 7.1 beschrieben, bestimmen. Die Verschiebungen  $s_G$  im Gebrauchszustand und  $s_B$  im Bruchzustand lassen sich mit Hilfe derselben Funktionen wie in Kapitel 2.1.2 erläutert, ermitteln:

$$s_G = f_1 \cdot z \quad (2.27)$$

$$s_B = f_2 \cdot z \quad (2.28)$$

Verwendet man durchgängig nichtlineare Bettungsansätze, so wird der in den Boden einbindende Teil der Baugrubenwand zunächst in n Teile mit jeweils einer Feder unterteilt, Bild 2.7. Anschließend folgt eine iterative Berechnung, die mit einer Schätzung des Bettungsmoduls startet. Mit den hiermit ermittelten Verschiebungen wird der Bettungsmodul solange über den nichtlinearen Bettungsansatz verbessert, bis die Verschiebungen hinreichend genau bestimmt wurden, Bild 2.8. Gemäß den Untersuchungen von Hettler/Vega-Ortiz und Gutjahr [30] werden je nach Einbindetiefe der Wand 10 – 30 Iterationen benötigt.

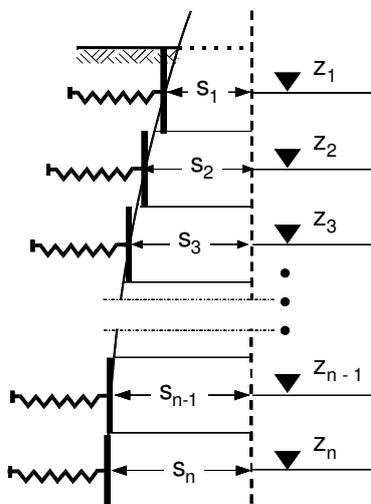


Bild 2.7: Bettung des Wandfußes mit Einzelfedern [30]

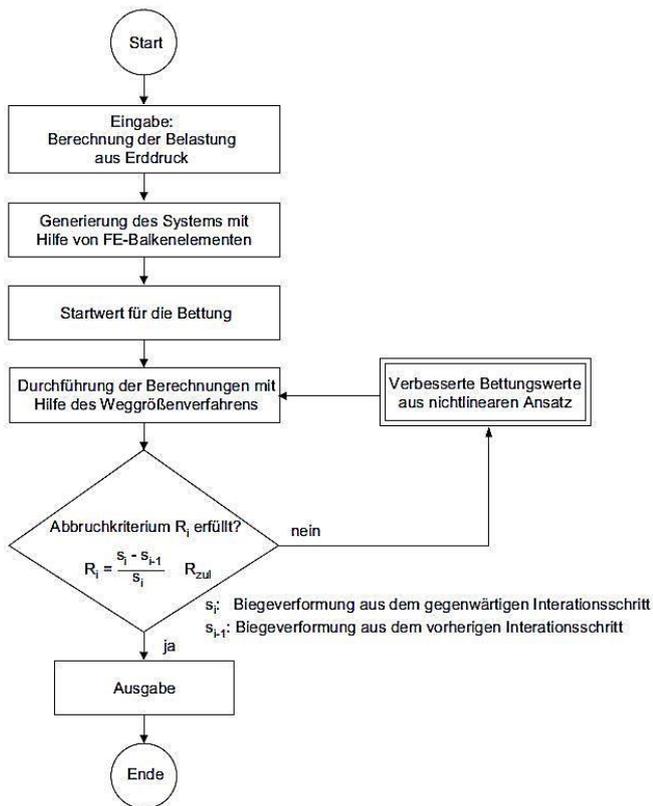


Bild 2.8: Flussdiagramm des angewendeten Rechenprogramms [30]

Bei der Bemessung von Offshore Windenergieanlagen stellt die sogenannte p-y-Methode für die Bemessung von Monopilegründungen den Stand der Technik dar. Dieses Verfahren ist in der Richtlinie RP2A-WSD des American Petroleum Institute (API 2000) [65] enthalten. Auch die deutsche Richtlinie zur Bemessung von Offshore Windenergieanlagen des Germanischen Lloyd (GL 2005) [66] bezieht sich auf das Verfahren der API, und auch in die DIN EN ISO 19902 [75] hat das Verfahren Eingang gefunden. [2] [33] Bei dem p-y-Verfahren handelt es sich um ein durchgängig nichtlineares Bettungsmodulverfahren. Einer Pfahlverschiebung  $y$  in der Tiefe  $z$  wird eine Bettungsspannung  $p$  aus einer zuvor definierten p-y-Kurve zugeordnet. Diese p-y-Kurven sind für unterschiedliche Tiefen und Bodenarten anhand von einigen wenigen Feldversuchen empirisch festgelegt worden. Durch die Festlegung der p-y-Kurven anhand von Feldversuchen sind bereits Einflüsse aus der Pfahlinstallation enthalten. Einflüsse aus unterschiedlicher Pfahlsteifigkeit, -kopfrandbedingungen und -querschnittsform auf die Boden-Pfahl-Interaktion werden allerdings nicht berücksichtigt. [54] Die p-y-Kurven für Sandböden basieren auf Untersuchungen von Reese [47] und Cox [15] (siehe Achmus et.al [2]). Hierzu wurden Versuche an 21 m langen Stahlrohrpfählen mit einem Durchmesser von 61 cm ausgewertet. Das Lastniveau wurde variiert. Bei zyklischen Tests wurden maximal 100 Zyklen gefahren. Bei dem Ansatz wird zunächst die maximal mobilisierbare Bodenreaktionskraft pro laufenden Pfahlmeter  $p_u$  bestimmt. Diese ist abhängig von der betrachteten Tiefe unter Seeboden  $z$ , der Wichte des

Bodens  $\gamma'$ , vom Pfahldurchmesser  $D$  und vom Reibungswinkel  $\phi'$  und somit auch indirekt von der Lagerungsdichte des Bodens. Der Reibungswinkel  $\phi'$  geht in Faktoren  $c_1$ ,  $c_2$  und  $c_3$  ein. Die maximal mobilisierbare Bettungskraft errechnet sich somit folgendermaßen:

$$p_{us} = (c_1 z + c_2 D) \gamma' z \quad (2.29)$$

$$p_{ud} = c_3 D \gamma' z \quad (2.30)$$

$p_{us}$  gilt für geringere und  $p_{ud}$  für größere Tiefen. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend. Die Faktoren  $c_1$ ,  $c_2$  und  $c_3$  sind Bild 2.9 zu entnehmen.

Die p-y-Kurve lässt sich durch folgende Gleichung beschreiben:

$$p = A p_u \tanh\left(\frac{kz}{A p_u} y\right) \quad (2.31)$$

- mit
- p: Bodenreaktionskraft pro lfdm Meter Pfahl
  - y: die zu p gehörige horizontale Pfahlverschiebung
  - A:  $A = 3,0 - 0,8z/D \geq 0,9$  für statische Belastung  
 $A = 0,9$  für zyklische Belastung
  - k: Anfangsbettungsmodul in Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte  $I_p$  bzw. vom Reibungswinkel  $\phi'$  gemäß Bild 2.9 rechts

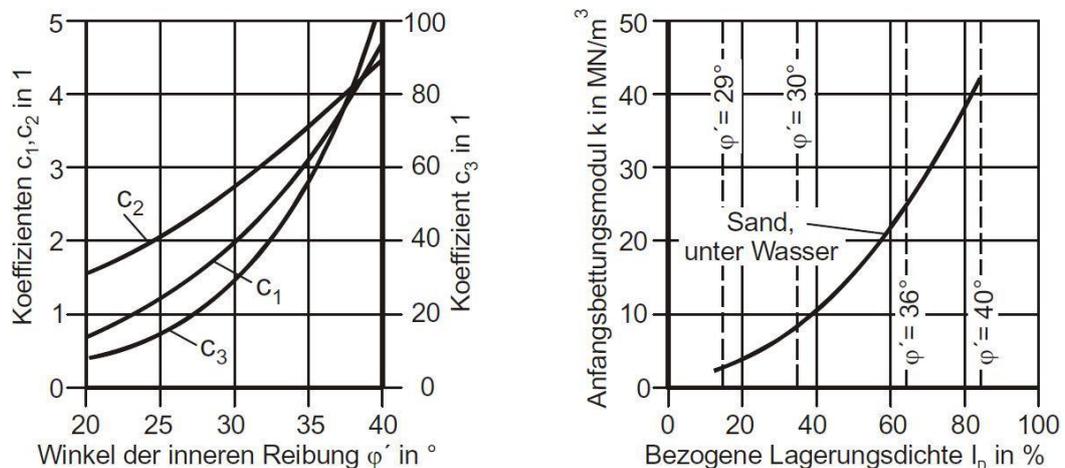


Bild 2.9: Koeffizienten  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  und Anfangsbettungsmodul  $k$  gemäß API (2000) [2]

Das p-y-Verfahren kann nicht ohne weiteres auf Pfähle mit größeren Durchmessern von mehr als 3 m übertragen werden. Dies würde eine Überschätzung der Bettungssteifigkeit zur Folge haben [2; 62] Hier wird z.B. in [33] auf der Grundlage von Vergleichsberechnungen die lineare Abminderung des Reibungswinkels  $\phi'$  in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser  $D$  vorgeschlagen, Gleichungen ( 2.32 ) und ( 2.33 ). Die Reduktion der Festigkeit führt zu einer Reduktion der ma-

ximalen mobilisierbaren Bodenreaktion  $p_{ult}$  und zu einer reduzierten Anfangssteifigkeit  $k_{red}$ . Hierdurch werden die berechneten Verformungen größer.

$$\Delta\varphi = 0,5 \cdot (D - 2) \quad (2.32)$$

$$\varphi_{red} = \varphi - \Delta\varphi \quad (2.33)$$

Agdag et. al [3] untersuchten den Einfluss des nichtlinearen Materialverhaltens von Gründungspfählen auf die Boden-Bauwerk-Interaktion. Hierzu führten sie Versuche an Stahlbetonpfählen (RC) und stahlfaserverstärkten biegebewehrten Modellpfählen (WS-SFRC) durch. Sie fanden heraus, dass es mit den Formeln der API nicht möglich ist, den Verlauf der experimentellen  $p$ - $y$ -Kurven wiederzugeben. Zum einen liegt dies an der fehlenden Berücksichtigung des nichtlinearen Pfahltragverhaltens im Korrekturfaktor  $A$ , zum anderen musste jedoch auch die maximal mobilisierbare Pfahl-Boden-Reaktionskraft  $p_u$  angepasst werden. In den Versuchen stellte sich heraus, dass die Pfähle Risse aufwiesen, bevor der Boden seine Scherfestigkeit erreichte. Eine alleinige Berücksichtigung der Bodeneigenschaften im Faktor  $p_u$ , wie es in der API vorgesehen ist, ist somit für die untersuchten Fälle unzureichend. Die von Agdag et. al modifizierten Ansätze für  $A$  und  $p_u$  sind in Tabelle 2.3 aufgelistet. Bei ihren Ansätzen unterscheiden sie ebenfalls zwischen lateral belasteten Pfählen und lateral und axial belasteten Pfählen. Außerdem wird eine Differenzierung für unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten vorgenommen.

Tabelle 2.3: Ansätze für die Parameter  $A$  und  $p_u$  für RC- und WS-SFRC-Pfähle [3]

| Belastungsverhältnisse   | Belastungsgeschwindigkeit | Korrekturfaktor, $A$                          | Maximale Pfahl-Bodenreaktion, $p_u$                    |
|--------------------------|---------------------------|---|--|
| Laterale Belastung       | Schnell<br>(4 mm/min)     | $A = 4,881 \left(\frac{B}{z}\right)^{1,488}$  | $P_u = 0,937 \left(\frac{z}{B}\right)^{1,6934} M_{cr}$ |
|                          | Langsam<br>(0,85 mm/min)  | $A = 1,896 \left(\frac{B}{z}\right)^{0,9079}$ |  |
| Lateral-axiale Belastung | Langsam<br>(0,85 mm/min)  | $A = 3,279 \left(\frac{B}{z}\right)^{1,1289}$ | $P_u = 0,769 \left(\frac{z}{B}\right)^{1,6934} M_{cr}$ |

mit:  $z$ : Bodentiefe  
 $B$ : Pfahlbreite  
 $M_{cr}$ : Bruchmoment

Die  $p$ - $y$ -Kurven sind nicht ohne weiteres auf Baugrubenwände übertragbar, da es sich hier um ein räumliches Erdwiderstandsproblem handelt, bei Baugrubenwänden mit durchgängigem Fußauflager liegt jedoch eine ebene Situation vor.

## 2.2 Numerische Berechnungen zur Mobilisierung des passiven Erddrucks

Die Finite Elemente Methode (FEM) wurde in den letzten Jahren in der Forschung viel verwendet. Dies ist vor allem auf die Entwicklung der Technik und der Stoffgesetze zurückzuführen. Gemäß den "Empfehlungen des Arbeitskreis Baugruben" (EAB) EB 103 [78] eignet sich die Finite-Elemente-Methode (FEM) für

- die Ermittlung der charakteristischen Beanspruchung in maßgebenden Schnitten durch die Baugrubenkonstruktion und in Kontaktflächen zwischen Baugrubenkonstruktion und Baugrund,
- die Berechnung von Verformungen des Baugrundes und der Baugrubenkonstruktion,
- geohydraulischen Berechnungen,
- den Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und Geländebruch.

Besonders bei der Berechnung von Baugruben, bei denen die Vorhersage der auftretenden Verformungen von übergeordnetem Stellenwert ist, bietet sich die FEM an. [78], [28]

Ein Vorteil der Betrachtung von Problemen mit der FEM, gerade in Bezug auf die Forschung, ist die Bestimmung von Größen, die im Versuch nur schwer oder gar nicht bestimmbar wären, z.B. Spannungsgrößen oder die Porenzahlverteilung. Außerdem kann die numerische Simulation eingesetzt werden, um versuchstechnisch unmögliche Konfigurationen umzusetzen. [21] Ein weiterer Vorteil liegt beim Zeitfaktor. Mit Hilfe der FEM können in wesentlich kürzerer Zeit eine große Anzahl an Versuchen betrachtet werden. Dies macht gerade bei Parameterstudien Sinn.

Es existiert eine Vielzahl an Literatur hinsichtlich der Berechnung von Baugrubenwänden mit Hilfe von numerischen Berechnungen. Eine Übersicht ist zum Beispiel bei Hettler und Schanz [28] zu finden. Auf eine Literaturübersicht wird in dieser Arbeit verzichtet, da der Schwerpunkt nicht auf der numerischen Simulation der Baugrube als Ganzes liegt. Vielmehr wird sich in der vorliegenden Arbeit lediglich der FEM bedient, um auf der Grundlage von vielfältigen numerischen Simulationen der Mobilisierung des passiven Erddrucks, die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens, wie es in Kapitel 2.1.3 erläutert wurde, zu überprüfen.

Die Untersuchungen des Erddrucks mit Hilfe von FEM beginnen bereits in den 70er Jahren mit Laumans [34] und Christian et al. [13] Hier wurden allerdings noch relativ einfache Stoffgesetze verwendet. Laumanns berechnet seine Versuche bereits mit einem einfachen elastoplastischen Stoffgesetz mit spannungsabhängigen Stoffparametern. In den letzten Jahren wurden jedoch neue, immer komplexere Stoffgesetze entwickelt, die das nichtlineare Stoffverhalten des Bodens besser beschreiben sollen. Die in den folgenden Jahren durchgeführten Arbeiten unterscheiden sich somit vorrangig in der Wahl der Stoffgesetze.

Ziegler [64] führte erstmals Erddruckberechnungen mit einem hypoplastischen Stoffgesetz durch. Er untersucht sowohl den aktiven als auch passiven verschiebungsabhängigen Erddruck für die drei Grundwandbewegungsarten. Auf dieser Basis stellt er einen Mobilisierungsansatz auf. Näheres zum Mobilisierungsansatz ist Kapitel 2.1 zu entnehmen.

Abdel-Rahman [1] verwendet das hypoplastischen Stoffgesetz für Karlsruher Sand für seine numerische Untersuchungen. Er berechnet den passiven und den aktiven Erddruck unter Variation der Wandhöhe, der Anfangsporenzahl  $e_0$  und der Wandbewegungsart.

Gutberlet [21] betrachtet in seiner Arbeit den Einfluss der Baugrundsichtung auf den Betrag und die Mobilisierung des Erdwiderstandes. Er ergänzt seine Versuche durch numerische Parameterstudien. Er setzt für seine Untersuchungen das Programmsystem Abaqus 6.5 mit der Subroutine für das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff ein.

Die Arbeit von Pelz [41] umfasst Laborversuche und zusätzliche numerische Simulationen dieser Laborversuche. Er vergleicht die Ergebnisse miteinander und führt eine Parameterstudie mit dem Stoffgesetz „Hardening Soil“ durch. Anhand der Ergebnisse aus der Parameterstudie kann er mit Hilfe der Modellierung von Baugruben aus der Praxis eine Korrelation zwischen dem Steifigkeitsparameter seiner Mobilisierungsfunktion und maßgebenden Bodenparametern aufstellen.

Eine ausführliche Literaturübersicht ist bei Abdel-Rahman [1] zu finden.

## 3. Numerisches Modell und Ermittlung der Stoffparameter

### 3.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Um die Mobilisierungskurven und die Art der Berücksichtigung der Vorbelastung bei bestehenden Mobilisierungsansätzen als Fehlerquelle bei der Prognose von Wandverschiebungen auszuschließen, wird zunächst ein numerisches Modell zur Beschreibung der Mobilisierung des passiven Erddrucks mit und ohne Vorbelastung aufgestellt. Die Ergebnisse dieses numerischen Modells sollen als Vergleich für vorhandene Mobilisierungsansätze dienen.

Gemäß EAB EB103.4 [78] sollte bei numerischen Berechnungen von Baugrubenwänden wie folgt vorgegangen werden:

- a) Es ist ein geeignetes Stoffgesetz für den Baugrund zu wählen, welches sowohl Be-, Ent- als auch Wiederbelastungsvorgänge berücksichtigt.
- b) Aus Labor- und Feldversuchen sind die charakteristischen Werte der Parameter zu ermitteln, die für das gewählte Stoffgesetz benötigt werden.
- c) Nach Möglichkeit sind numerische Vorberechnungen zur Kalibrierung und Überprüfung der gewählten Parameter für das Stoffgesetz an Messergebnissen von Baugruben auszuführen, die bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen an anderer Stelle gewonnen worden sind.

Es stellt sich somit zunächst die Frage, welches Stoffmodell sich am besten für ein solches Prognosemodell eignet. Laut Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ [49] gilt es hier ein Stoffmodell zu wählen, welches „so „komplex“ wie nötig, aber so „einfach“ wie möglich“ [49] ist. Hierzu stehen für den Baugrund eine Vielzahl an Stoffmodellen zur Verfügung. Eine Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten mit ihren Vor- und Nachteilen ist z.B. [1] und [49] zu entnehmen. Von diesen Stoffmodellen sind für die vorliegende Aufgabenstellung die elastoplastischen Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung am besten geeignet. Während diese Stoffmodelle laut Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ [49] für reine Standsicherheitsberechnungen keinen Vorteil gegenüber elastischen ideal plastischen Stoffmodellen aufweisen, sind diese jedoch, im Gegensatz zu elastischen ideal plastischen Stoffmodellen, für Verformungsberechnungen einschließlich weniger Richtungsänderungen geeignet. Durch die Berücksichtigung eines steiferen elastischen Verhaltens bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen sind elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung insbesondere für Verformungsberechnungen bei Aushubvorgängen besonders zu empfehlen.

Bei dem Stoffmodell „Hardening Soil“ (HS), welches in dem niederländischen FE-Programm Plaxis implementiert ist, handelt es sich um ein solches Stoffmodell. Des Weiteren ist in Plaxis eine Erweiterung des Stoffmodells „Hardening Soil“ zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen implementiert („Hardening Soil with small strain stiffness“, im folgenden HSsmall genannt). Vergleichsberechnungen haben jedoch gezeigt, dass die Simulationen mit dem Stoffgesetz „HSsmall“ keine anderen Ergebnisse liefert, als die Berechnungen mit dem Stoffgesetz „Hardening Soil“. Aus diesem Grund wurde für die vorliegende Arbeit das FE-Programm Plaxis gewählt. Ein weiterer Vorteil der Stoffmodelle „Hardening Soil“ und „HSsmall“ ist, dass die Stoffparameter anhand von Laborversuchen (z. B. Triaxialversuche, Oedometerversuche, Resonant-Column Versuche) bestimmt werden können und nicht reine Modellparameter sind, die durch Curve-fitting bestimmt werden müssen. Näheres zu den Parametern des Stoffmodells „Hardening Soil“ und zur Parameterbestimmung sind den Kapiteln 3.2.4 und 3.3 zu entnehmen.

Gemäß EB 103.4 c) müssen zur Überprüfung, ob das aufgestellte numerische Modell zur Prognose der Mobilisierung des passiven Erddrucks verwendet werden kann, zunächst eine Validierung des Modells und eine Kalibrierung der Stoffparameter stattfinden. Unter Validierung versteht man die „Überprüfung des gewählten numerischen Modells“ z.B. im Hinblick auf die Art der Diskretisierung [49]. Da „numerische Berechnungen auch bei sorgfältiger Auswahl und Validierung von Stoffmodell und Kennwerten unzutreffende Ergebnisse liefern, [...] muss das verwendete Modell stets anhand von Erfahrungen und insbesondere von Messwerten aus vergleichbaren Aufgabenstellungen überprüft und kalibriert werden. Die Kalibrierung erfolgt anhand charakteristischer Auswertegrößen (zum Beispiel Setzungen, horizontale Wandverschiebungen, Steifen-/Ankerkräfte)“ [49]. Zur Kalibrierung der Kennwerte werden die Erddruckversuche von Bartl [5] verwendet. Gutberlet [21] verwendet in seiner Arbeit ebenfalls zwei Versuche von Bartl zur Validierung seines FE-Modells, und auch Herle und Mašin [22] benutzen Messergebnisse von Bartl zum Vergleich mit den eigenen FE-Ergebnissen. Diese Autoren greifen jedoch nur auf einzelne Versuche zurück.

Bartl [5] hat an der TU Dresden ausführliche Erddruckversuche mit „Dresdner Sand 93“ durchgeführt. In Bartls Versuchen wurde der Einfluss

- der Wandbewegungsart
- der Ausgangslagerungsdichte
- der Oberflächenbeschaffenheit
- und des Spannungsniveaus

auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes untersucht. Zur Untersuchung des Einflusses der Wandbewegungsart auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes wurden die drei Grundwandbewegungsarten (Fußpunkt-, Kopfpunktdrehung und Parallelverschiebung) betrachtet. Die Aus-

gangslagerungsdichte wurde zwischen  $I_D = 0,19$  bis  $I_D = 0,87$  variiert. Es wurden sowohl 1g Erddruckversuche als auch Zentrifugenversuche durchgeführt. Die Zentrifugenversuche, bei denen das Modell der  $n_g$ -fachen Erdbeschleunigung ausgesetzt wird, dienen der Untersuchung der Auswirkungen des Spannungsniveaus auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes. Auf diese Versuche wird in der vorliegenden Arbeit nicht näher eingegangen. Es stehen somit zahlreiche Erddruckversuche zur Kalibrierung der Kennwerte des numerischen Modells zur Verfügung. Bartl hat seine Versuche sehr ausführlich dokumentiert und ausgewertet. Folgende Ergebnisse der Erddruckversuche können zur Kalibrierung des Systems herangezogen werden:

- globale und lokale Mobilisierung des passiven Erddrucks mit der Wandverschiebung
- globale und lokale Erddruckneigung in Abhängigkeit von der Wandverschiebung
- Angriffshöhe der Erddruckkraft in Abhängigkeit von der Wandverschiebung
- Oberflächenverschiebungen an fünf Punkten auf der Geländeoberfläche in Abhängigkeit von der Wandbewegung

Zur Aufstellung des numerischen Modells müssen im ersten Schritt die Stoffparameter für das gewählte Stoffmodell bestimmt werden. Hierzu wurden an dem von Bartl verwendeten Versuchssand zahlreiche Laborversuche durchgeführt. Näheres hierzu ist dem Kapitel 3.3 zu entnehmen. Auf Grundlage dieser Laborversuche wird für jede zu untersuchende Lagerungsdichte ein erster Parametersatz gemäß der Parameterdefinition von Plaxis [42] bestimmt. Mit diesem ersten Parametersatz wird das numerische Modell validiert. Es wird untersucht, ob die numerischen Ergebnisse abhängig sind von der Diskretisierung (Kapitel 3.4.1) und von der Modellgröße (Kapitel 3.4.2). Im nächsten Schritt wird mit dem zuvor validierten System die Kalibrierung der Parameter durchgeführt. Hierzu werden die numerischen Ergebnisse, die sich mit dem ersten Parametersatz ergaben, mit den Versuchsergebnissen von Bartl verglichen (Kapitel 3.5). Sowohl zur Validierung als auch zur Kalibrierung wird als Wandbewegungsart die Parallelverschiebung verwendet. Während die Validierung nur für den dicht gelagerten Sand durchgeführt wird, erfolgt die Kalibrierung für die Lagerungsdichten dicht, mitteldicht und locker. In der vorliegenden Arbeit werden die Lagerungsdichten

- dicht:  $I_D = 0,80$
- mitteldicht:  $I_D = 0,50$
- locker:  $I_D = 0,20$

betrachtet. Da die Versuchsergebnisse von Bartl gewissen Streuungen unterliegen, werden auch bei der Auswahl der Versuche, die zur Kalibrierung der Stoffparameter herangezogen werden, Streuungen bei der Lagerungsdichte  $I_D$  von  $\pm 20\%$  berücksichtigt. In Tabelle 3.1, Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3 sind die Versuche von Bartl aufgelistet, die zur Kalibrierung herangezogen werden. Es werden nur Versuche mit der Wandoberfläche (WOF) Alu verwendet, da die

Auswirkung des Wandreibungswinkels auf die Mobilisierung des passiven Erddrucks in dieser Arbeit nicht untersucht wird.

Tabelle 3.1: *Verwendete Versuche von Bartl [5] zur Kalibrierung der Stoffparameter für die dichte Lagerung, Parallelverschiebung*

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 2               | 044            | Alu        | 3,16                | 17,2                             | 0,511        | 0,81         | 42,1                |
| 13              | 064            | Alu        | 3,16                | 17,2                             | 0,511        | 0,82         | 42,2                |
| 14              | 065            | Alu        | 3,16                | 17,2                             | 0,511        | 0,82         | 42,2                |
| 16              | 067            | Alu        | 3,16                | 17,2                             | 0,512        | 0,81         | 42,1                |

Tabelle 3.2: *Verwendete Versuche von Bartl [5] zur Kalibrierung der Stoffparameter für die mitteldichte Lagerung, Parallelverschiebung*

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 1               | 038            | Alu        | 3,16                | 16,5                             | 0,576        | 0,59         | 39,0                |
| 5               | 050            | Alu        | 3,16                | 16,1                             | 0,617        | 0,45         | 37,1                |
| 7               | 052            | Alu        | 3,16                | 16,0                             | 0,624        | 0,43         | 36,9                |
| 6               | 051            | Alu        | 3,16                | 16,3                             | 0,595        | 0,53         | 38,1                |
| 11              | 056            | Alu        | 3,16                | 16,4                             | 0,588        | 0,55         | 38,4                |

Tabelle 3.3: *Verwendete Versuche von Bartl [5] zur Kalibrierung der Stoffparameter für die lockere Lagerung, Parallelverschiebung*

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 4               | 049            | Alu        | 3,16                | 15,4                             | 0,693        | 0,19         | 34,1                |
| 10              | 055            | Alu        | 3,16                | 15,4                             | 0,693        | 0,19         | 34,1                |

Anhand dieser Ergebnisse werden die Stoffparameter so kalibriert, dass die Ergebnisse aus den Erddruckversuchen, im Rahmen der Möglichkeiten des Stoffmodells, gut simuliert werden können. Es wird auch darauf geachtet, dass mit den an den Erddruckversuchen kalibrierten Stoffparametern die im Labor durchgeführten Triaxialversuche ebenfalls noch akzeptabel wiedergegeben werden können.

Nach erfolgreicher Validierung und Kalibrierung wird das numerische Modell als Prognosemodell für die anderen Wandbewegungsarten und für die Mobilisierung des passiven Erddrucks mit Vorbelastung verwendet. Für die Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks mit Vorbelastung sind kleine Modifikationen des Modells und somit eine erneute Validierung nötig, siehe Kapitel 3.6. Auf eine erneute Kalibrierung kann verzichtet werden.

## 3.2 Numerisches Modell

### 3.2.1 Finite-Elemente Programm Plaxis

Bei dem in dieser Arbeit verwendeten Programm Plaxis2D 2012 handelt es sich um ein in den Niederlanden entwickeltes FE-Programm. Die Entwicklung des Programms begann in den 1970er Jahren im Rahmen der Forschung an der Technischen Universität Delft, im Auftrag von der niederländischen Regierung, die Verformungen des niederländischen „Oesterscheide Damm“ vorherzusagen. Seitdem findet eine kontinuierliche Weiterentwicklung des Programms statt. [11]

Es handelt sich hierbei um ein zweidimensionales FE-Programm, welches speziell für die Analyse von Deformations- und Stabilitätsproblemen in geotechnischen Projekten entwickelt wurde. Dem Benutzer steht eine grafische Eingabe des geometrischen Modells und zur Generierung des FE-Netzes zur Verfügung, welches die Eingabe einfach und komfortabel macht. Das Programm ist in drei Teile geteilt.

- Input
- Calculation
- Output

Im Programm „Input“ findet die Geometrieingabe und die Diskretisierung des FE-Netzes statt. Im Programm „Calculation“ werden die einzelnen Berechnungsphasen definiert. Nach durchgeführter Berechnung können die Ergebnisse im „Output“ Programm visualisiert werden. Hier besteht die Möglichkeit, über zuvor im „Calculations“ Programm definierte Punkte Spannungs-Dehnungs-Linien oder Kraft-Verschiebungs-Linien zu erstellen [43].

In dem Programm Plaxis2D sind folgende Stoffmodelle implementiert [43]:

- Linear-elastisches Modell
- Mohr-Coulomb-Modell
- Hardening Soil-Modell

- HSsmall
- Soft Soil-Modell
- Soft Soil Creep-Modell
- Jointed Rock Modell
- Modified Cam Clay-Modell

Wie bereits in Kapitel 3.1 erläutert wird in der vorliegenden Arbeit das Stoffmodell „Hardening Soil“ verwendet.

Eine ausführliche Beschreibung des Programmsystems findet sich in den Handbüchern des Programms [43] und [42].

### 3.2.2 Modellgröße

Für die numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks wird der in den Boden einbindende Teil einer Baugrubenwand für die Untersuchungen als Druckwand, die sich gegen das Erdreich verschiebt, isoliert. Die Einbindetiefe  $t_g$  entspricht somit der Wandhöhe  $h_{MW}$ , Bild 3.1. Somit können die Wandverschiebungen direkt über vorgegebene Verschiebungen in der numerischen Berechnung gesteuert werden.

Da die Messergebnisse von Bartl [5] zur Kalibrierung des numerischen Modells verwendet werden sollen, werden die Systemabmessungen des FE-Modells an den Abmessungen von Bartls Erddruckkasten angepasst. Es wird dieselbe Wandhöhe  $h_{MW}$ , Versuchskastenlänge  $l_k$  und Stärke der Bodenschicht unterhalb der Versuchswand  $h_{TW}$  gewählt, siehe Bild 3.1. Die seitlichen Ränder des Modells werden horizontal unverschieblich gelagert und der untere Rand horizontal und vertikal unverschieblich.

Bartl [5] gibt an, dass die Seitenwände des Versuchskastens keinen Einfluss auf die Messergebnisse haben. Somit ist es möglich, die Versuche in 2D und im ebenen Verzerrungszustand (plane strain) nachzurechnen.

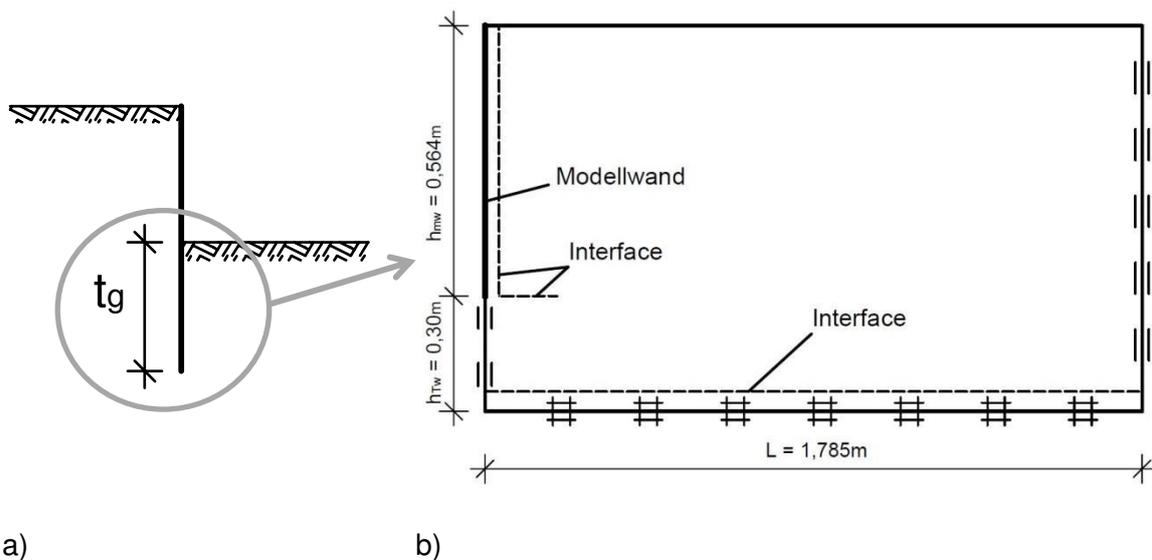


Bild 3.1: a) Situation b) idealisiertes numerisches Modell

### 3.2.3 Kontakt Boden-Bauwerk (Interfaces)

Um die Kontaktfläche zwischen Boden und Wand zu definieren, wird entlang der Versuchswand ein Interface-Element angeordnet. Für die Definition der Materialeigenschaften stehen in Plaxis zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Die einfachste Möglichkeit besteht darin, die Rauigkeit der Kontaktfläche über einen Parameter  $R_{inter}$  zu definieren. Hierbei wird zur Beschreibung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk ein elastisch-plastisches Modell verwendet. Die Unterscheidung zwischen elastischem und plastischem Verhalten (Gleiten) erfolgt über das Coulombsche Kriterium. „Die Interfaceeigenschaften werden aus den Bodeneigenschaften im zugehörigen Datensatz und aus dem Festigkeitsreduktionsfaktor des Interface nach den folgenden Regeln ermittelt.“ [12]

$$c_i = R_{\text{inter}} \cdot c_{\text{soil}} \quad (3.1)$$

$$\tan\varphi_i = R_{\text{inter}} \cdot \tan\varphi_{\text{soil}} \leq \tan\varphi_{\text{soil}} \quad (3.2)$$

$$\Psi_i = 0^\circ \text{ für } R_{\text{inter}} < 1, \text{ sonst } \Psi_i = \Psi_{\text{soil}} \quad (3.3)$$

- mit
- $c_i$ : Kohäsion des Interface
  - $R_{\text{inter}}$ : Festigkeitsreduktionsfaktor des Interface
  - $c_{\text{soil}}$ : Kohäsion des Bodens
  - $\varphi_i$ : Reibungswinkel des Interface
  - $\varphi_{\text{soil}}$ : Reibungswinkel des Bodens
  - $\Psi_i$ : Dilatanzwinkel des Interface
  - $\Psi_{\text{soil}}$ : Dilatanzwinkel des Bodens

Zusätzlich wird auch die Steifigkeit des Bodens mit  $R_{\text{inter}}^2$  abgemindert. Somit kann es vor allem bei sehr kleinem  $R_{\text{inter}}$  zu numerischen Problemen kommen.

Die zweite Möglichkeit besteht darin, einen eigenen Materialdatensatz für das Interface-Element zu definieren. Die Rauigkeit des Interface-Elementes wird somit über den Reibungswinkel  $\varphi$  des Materials beeinflusst.

Für das Interface-Element, welches sich direkt im Anschluss an die Wand befindet, wird die Definition über  $R_{\text{inter}}$  verwendet. Der Parameter  $R_{\text{inter}}$  wird aus der von Bartl für die entsprechende Lagerungsdichte gemessenen globalen Erddruckneigung ermittelt. Hierzu wird der Mittelwert aus der maximalen Erddruckneigung aus den entsprechenden Vergleichskurven von Bartl abgelesen. Dieser Wert  $\tan\delta_{\text{max}}$  wird zu dem Parameter  $R_{\text{inter}}$  über folgende Formel umgerechnet.

$$R_{\text{inter}} = \frac{\tan\delta_{\text{max}}}{\tan\varphi_{\text{soil}}} \quad (3.4)$$

Es ergeben sich je nach Lagerungsdichte und Wandbewegungsart unterschiedliche Parameter  $R_{\text{inter}}$ , die in Tabelle 3.4 aufgelistet sind.

Tabelle 3.4: Scherfestigkeitsreduktionsfaktor  $R_{inter}$  in Abhängigkeit von der Wandverschiebungsart und der Lagerungsdichte

| Wandbewegungsart         | Lagerungsdichte |             |        |
|--------------------------|-----------------|-------------|--------|
|                          | dicht           | mitteldicht | locker |
| Parallelverschiebung     | 0,45            | 0,412       | 0,345  |
| Drehung um den Fußpunkt  | 0,46            | 0,46        | 0,50   |
| Drehung um den Kopfpunkt | 0,2             | 0,225       | 0,193  |

Da sich der untere Modellrand sehr nah unterhalb der Wandscheibe befindet, hätte eine starre Lagerung dieses Bereiches einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Um die tatsächliche Situation im Versuchskasten möglichst genau abzubilden, wird im Bereich des unteren Randes ein Interface-Element eingefügt. Hier werden die Eigenschaften des Elementes nicht direkt über  $R_{inter}$  definiert, sondern dem Interface ein eigenes Material zugewiesen. Somit kann der maximal mögliche Erddruckneigungswinkel direkt über den Reibungswinkel des Materials beeinflusst werden. Dies hat besonders bei einer geringen Rauigkeit  $\delta \rightarrow 0^\circ$  den Vorteil, dass die Steifigkeit nicht zu klein wird und es nicht zu numerischen Problemen kommt. Es hat sich bei einer Parameterstudie herausgestellt, dass die Abminderung des Reibungswinkels auf  $5^\circ$  die Messergebnisse von Bartl am besten wiedergibt.

Bei den Wandverschiebungsarten Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt wird ebenfalls ein Interface direkt am Wandfuß benötigt. Das Problem bei diesen Wandverschiebungsarten ist, dass es zu einem Konflikt der Randbedingungen am Wandfuß kommt. Dem Wandfuß wird im Programm Plaxis auf der einen Seite die Lagerungsbedingung horizontal unverschieblich, genauso wie dem seitlichen Modellrand, zugeordnet, gleichzeitig aber auch eine horizontale Wandverschiebung. Um diesen scharfen Übergang zwischen der vorgegebenen Verschiebung und der Lagerung zu ermöglichen, empfiehlt das Plaxis Manual [43] die Anordnung eines Interface-Elementes senkrecht zur Geometrielinie. Diesem Interface werden die Bodeneigenschaften mit einem  $R_{inter} = 1,0$  zugewiesen.

### 3.2.4 Stoffmodelle

Als Stoffmodell wird das in Plaxis implementierte Stoffmodell „Hardening Soil“ (HS) verwendet. Hierbei handelt es sich um ein elastoplastisches Stoffmodell mit isotroper Verfestigung. Es wurde 1994 in seiner Grundformulierung von Schanz [50] in Plaxis implementiert und im Laufe der Jahre folgten Erweiterungen und Änderungen des Stoffmodells. Es erfasst das Verhalten von

festen bzw. sich verfestigenden Böden wie Sand, Kies, Schluff und OC-Ton, welche folgende Eigenschaften besitzen [50]:

- „Unter deviatorischer Beanspruchung treten irreversible Schubdehnungen, jedoch nur geringfügige, irreversible Volumendehnungen auf.
- Die Materialeigenschaften (Steifigkeit, Scherfestigkeit) sind ausgeprägt dichte- und spannungsabhängig.
- Für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge ergibt sich im Vergleich zur Erstbelastung eine deutlich höhere Steifigkeit (Pfadabhängigkeit).“ [50]

Das Stoffmodell geht von einem additiven Zusammenhang zwischen elastischen und plastischen Dehnungsraten aus.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (3.5)$$

Plastische Dehnungen treten nur dann auf, wenn die Spannungen die allgemeine Fließbedingung  $f = 0$  und gleichzeitig  $\dot{f} = 0$  erfüllen, d.h. es findet keine (elastische) Entlastung statt. Es sind zwei Fließflächen integriert, die deviatorische- und die Kappen-Fließfläche. Die Kappen-Fließfläche wird nötig, „um eine Konsistenz zwischen dem Verhalten des Modells unter triaxialer und unter oedometrischer Belastung zu erhalten.“ [50] Für die Formulierung des plastischen Potentials wird eine nichtassoziierte Fließregel verwendet. Es wird isotropes Materialverhalten vorausgesetzt.

Im Stoffmodell wird die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb verwendet, welche über die „Standardparameter“ Kohäsion  $c$  und Reibungswinkel  $\varphi$  gesteuert wird. Der Dilatanzwinkel  $\psi$  steuert das Volumen-Dehnungsverhalten bei Schubbeanspruchung nahe der Grenzbedingung. Um den nichtlinearen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen zu berücksichtigen wird ein hyperbolischer Ansatz für die Erstbelastungssteifigkeit gewählt. Hier wird unterschieden nach der Steifigkeit für deviatorische Belastung  $E_{50}$  und für Kompression  $E_{\text{oed}}$ . Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeit für Erstbelastung und Ent- und Wiederbelastung wird die Steifigkeit für Ent- und Wiederbelastung  $E_{\text{ur}}$  verwendet. Die Definition des Oedometermoduls geht auf Ohde [39; 40] zurück und ist abhängig von dem Tangentenmodul bei einer Spannung  $\sigma_1 = \sigma^{\text{ref}}$ . Diese drei unterschiedlichen Steifigkeiten ergeben sich nach den folgenden Formeln:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.6)$$

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_1' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.7)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.8)$$

Die Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit erfolgt über den Exponenten  $m$  in den Gleichungen ( 3.6 ) bis ( 3.8 ) und ist für alle drei Steifigkeiten identisch. In die drei Gleichungen gehen jeweils ein Referenzmodul ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  und  $E_{ur}^{ref}$ ) ein, der für eine Referenzspannung  $p^{ref}$  gilt. Die Steifigkeit  $E_{50}^{ref}$  ist ein Sekantenmodul bei 50% der maximalen Scherfestigkeit  $q_f$ , Bild 3.2.

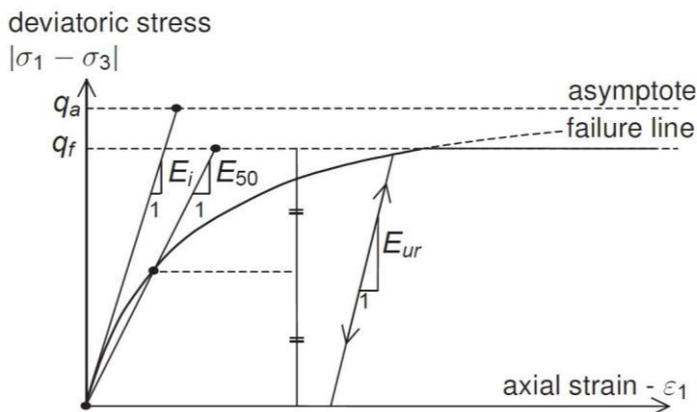


Bild 3.2: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung bei Erstbelastung für einen dränierten standard Triaxialversuch [42]

Des Weiteren wird noch die Querdehnzahl  $u_{ur}$  verwendet. Diese ist als rein elastischer Parameter definiert.

Näheres zu den Stoffparametern und ihrer Bestimmung an Laborversuchen ist Kapitel 3.3 zu entnehmen.

### 3.2.5 Diskretisierung

Zur Vernetzung des FE-Modells stehen in Plaxis 6-knotige und 15-knotige Dreieckselemente zur Verfügung. Bei Plaxis voreingestellt ist das 15-knotige Dreieckselement. Dieses verwendet für die Verformungen eine Interpolation vierter Ordnung. Die numerische Integration erfolgt in 12 Gauss Punkten (Spannungspunkten). Bei dem 6-knotigen Dreieckselement wird dagegen nur ein quadratischer Verformungsansatz verwendet und die Integration erfolgt in drei Gauss Punkten. Das 15-knotige Dreieckselement bietet somit den Vorteil höherer Genauigkeit und liefert gerade bei schwierigen Fragestellungen insbesondere bezüglich der Spannungen sehr gute Ergebnisse. Besonders bei der Berechnung des Versagenszustandes empfiehlt das Plaxis Handbuch [43] den Einsatz von 15-knotigen Dreieckselementen. Aus diesem Grund wird für die hier vorgestellten Berechnungen für die Vernetzung des FE-Modells das 15-knotigen Dreieck-

selement verwendet. Weitere Einzelheiten zur Vernetzung sind dem Plaxis Handbuch [43] zu entnehmen.

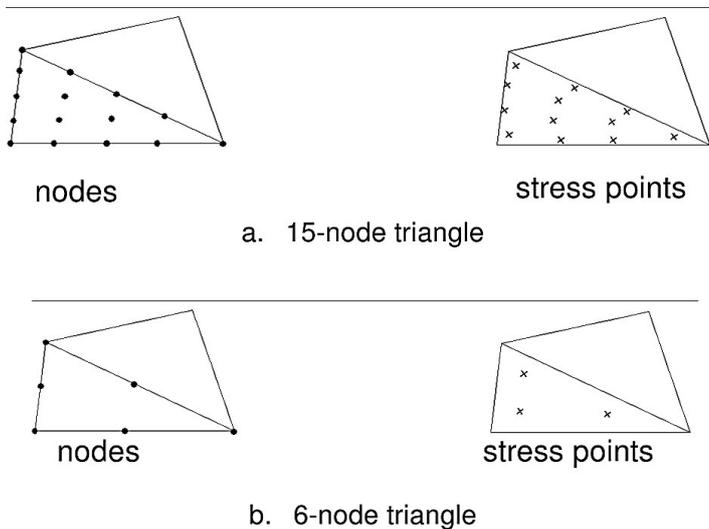


Bild 3.3: Lage der Knoten und Spannungspunkte im Bodenelement [43]

Die Versuchswand wird als Plattenelement definiert. Die Steifigkeitsdefinition des Plattenelementes spielt für die in dieser Arbeit behandelte Aufgabenstellung keine Rolle, da der Wand die geforderte Wandbewegung durch die Aufbringung sogenannter *prescribed displacements* aufgezwungen wird. Das bedeutet, dass keine Durchbiegung der Wand stattfinden kann, sondern diese eine sich über die Phasen steigende lineare Verschiebung erfährt (Bild 3.4).

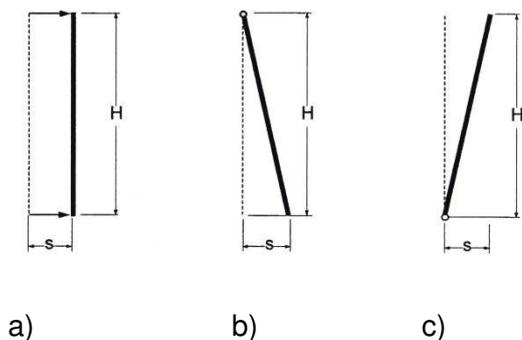


Bild 3.4: Verschiebungen der Wand bei a) Parallelverschiebung, b) Kopfpunktdrehung, c) Fußpunktdrehung

Bei der Vernetzung des numerischen Modells kann vom Benutzer zwischen fünf unterschiedlichen globalen Netzfeinheiten ausgewählt werden.

- very coarse
- coarse
- medium
- fine

- very fine

Plaxis verwendet einen Netzverfeinerer, der das Netz in der Nähe von Strukturelementen, Lasten und vorgegebenen Verschiebungen verfeinert. Lokal können jedoch zusätzlich Netzverfeinerungen durch den Benutzer vorgenommen werden, so dass an Stellen großer Spannungsspitzen o.ä. ein feineres Netz gewählt werden kann. Die Anzahl der Elemente richtet sich nach der Größe des Modells und eventueller lokaler Verfeinerungen, nicht aber nach der Anzahl der Knoten eines Elements. Das bedeutet, bei gleicher Netzfeinheit liefert ein 15-knotiges Element ein genaueres Ergebnis als ein 6-knotiges. Die Rechendauer ist allerdings bei einem 15-knotigen Element größer. Um dieselbe Anzahl an Knoten- und Spannungspunkten zu erreichen, müsste ein 15-knotiges Dreieckselement durch vier 6-knotige ersetzt werden. Durch den größeren Interpolationsansatz des 15-knotigen Dreieckselements ist dieses Element bei gleicher Gesamtknotenzahl trotzdem leistungsfähiger als das 6-knotige Dreieckselement.

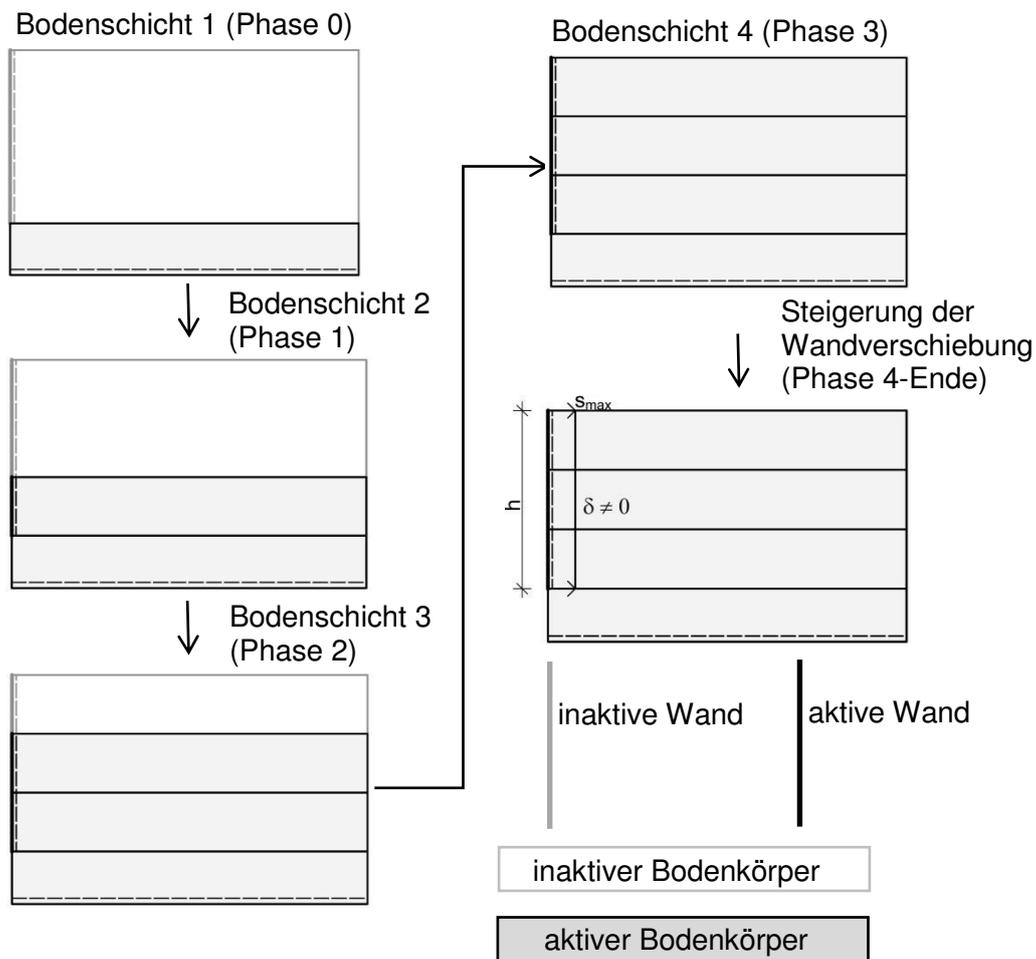
### 3.2.6 Berechnungsablauf

In Plaxis wird die Kalkulation in einzelne Berechnungsphasen (calculation phases) unterteilt. Diese entsprechen in der Praxis einzelnen Phasen der Herstellung z.B. Bodenaushub, Ankerherstellung. Diese einzelnen Phasen sind zusätzlich unterteilt in Kalkulationsschritte (calculation steps), da durch das nichtlineare Bodenverhalten Lasten etc. schrittweise aufgebracht werden müssen. Um die eigenen numerischen Ergebnisse im späteren Schritt mit den Versuchsergebnissen von Bartl vergleichen zu können, müssen nicht nur die Modellabmessungen mit den Abmessungen von Bartls Erddruckversuch übereinstimmen, es muss auch der Versuchsablauf möglichst genau simuliert werden. Ein besonderes Augenmerk gilt hier dem Ausgangsspannungszustand, da dieser die Basis für die darauf folgenden Berechnungsphasen bildet und bei nichtlinearen Berechnungen besonders wichtig ist [80]. In Bartls Erddruckversuchen wurde zu Beginn bei unbewegter Wand der Sand in den Versuchskasten eingerieselt. Hierdurch entsteht bereits im Ausgangsspannungszustand eine Schubspannung zwischen Wand und Boden und somit eine nach unten gerichtete Erddruckkraft bzw. eine positive Erddruckneigung. Um im Ausgangsspannungszustand den Effekt des Einrieselns des Bodens hinter der Versuchswand, und somit eine positive Erddruckneigung zu Beginn des Versuchs, zu erhalten, wird der Bodenkörper hinter der Versuchswand näherungsweise in vier Schichten unterteilt, Bild 3.5. Von diesen Schichten wird nacheinander in einzelnen Phasen das Eigengewicht und bei den Bodenschichten, die sich seitlich von der Modellwand befinden, ebenfalls die Modellwand und das Interfaceelement aktiviert. Somit wird schon im Ausgangsspannungszustand die Wandreibung aktiviert und man erhält eine nach unten gerichtete Erddruckkomponente. In diesen Phasen wird der Versuchswand eine Verschiebung zugeordnet, die sowohl in horizontaler als auch

in vertikaler Richtung die Größe Null erhält. Hierdurch wird die Lagerung der Wand im Ausgangsspannungszustand definiert.

In den darauf folgenden Berechnungsphasen findet die Mobilisierung des passiven Erddrucks statt. Hierzu wird die Versuchswand über *prescribed displacements* gegen den Modellboden verschoben. Diese Verschiebung wird in den einzelnen Phasen schrittweise erhöht bis eine numerische Berechnung nicht mehr möglich ist. Vor der Berechnung der 1. Verschiebungsphase werden die Verformungen, die im Ausgangsspannungszustand berechnet wurden, auf Null gesetzt. Die Spannungen werden von Plaxis beibehalten. Es ergeben sich die in Bild 3.5 dargestellten Berechnungsphasen.

Es wird eine plastische Berechnung basierend auf der Theorie kleiner Verformungen durchgeführt. Vergleichsrechnungen mit der Funktion „updated mesh“, bei der der Einfluss der Geometrieänderung aufs Gleichgewicht berücksichtigt wird, ergaben keine wesentlichen Unterschiede, weswegen auf die Berechnung nach der Theorie kleiner Verformungen zurückgegriffen wird.



- s: horizontale Wandverschiebung am Wandkopf  
 h: Wandhöhe  
 s/h: normierte Wandverschiebung

Bild 3.5: Berechnungsphasen

### 3.2.7 Auswertung

Zur Ermittlung der Mobilisierungskurve wird in Abhängigkeit der maximalen Wandverschiebung  $s_{max}$  (je nach Wandbewegungsart am Wandkopf bzw. Wandfuß) die von Plaxis ermittelte Kraft  $F_x$  [kN/m] ausgelesen. Um die Kraft-Verschiebungsbeziehung in dimensionsloser Form darzustellen, wird diese Kraft  $F_x$ , die aus den horizontalen *prescribed displacements* resultiert, über folgende Formel normiert:

$$K'_{ph} = \frac{2 \cdot F_x}{\gamma \cdot h^2} \quad (3.9)$$

Aufgetragen wird diese über die maximale Wandverschiebung  $s$  ebenfalls in normierter Form ( $s/h$ ).

Die Mobilisierung der Erddruckneigung wird ebenfalls ausgewertet, um die numerischen Ergebnisse auch hier mit den Versuchsergebnissen von Bartl [5] vergleichen zu können. Dabei wird die Kraft  $F_y$  ausgelesen und über das Verhältnis von  $F_y$  zu  $F_x$  die globale Erddruckneigung über folgende Formel bestimmt

$$\tan\delta = \frac{F_y}{F_x} \quad (3.10)$$

Die mobilisierte Erddruckneigung wird ebenfalls über die normierte Wandverschiebung  $s/h$  aufgetragen.

In Bild 3.6 sind die Vorzeichendefinitionen dargestellt. Eine nach unten gerichtete Erddruckkraft wird durch ein positives  $\tan\delta$  ausgedrückt.

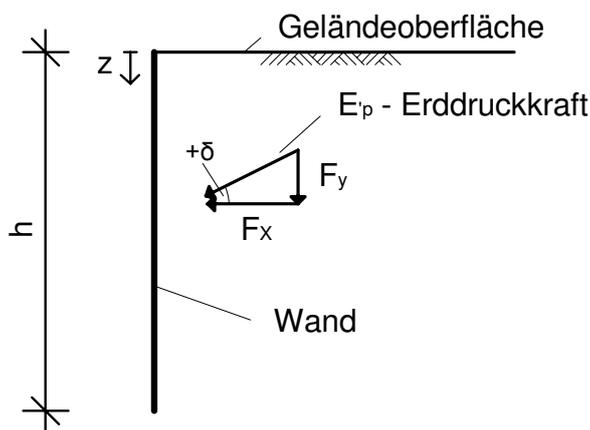


Bild 3.6: Vorzeichendefinition

Die lokalen Erddruckspannungen können ebenfalls in Plaxis ausgewertet und mit Bartls Messergebnissen verglichen werden. Aus den Normalspannungen im Interface  $\sigma_N$  lässt sich die lokale normierte horizontale Erddruckkomponente  $K_{Lh}$  nach folgender Formel bestimmen:

$$K_{Lh} = \frac{\sigma_N}{\gamma \cdot z} \quad (3.11)$$

Mit Hilfe der *plastic points* kann in Plaxis der Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt werden. Die *plastic points* kennzeichnen die Spannungspunkte, in denen das Bruchkriterium erfüllt ist. Ist eine durchgängige Linie mit *plastic points* vom Wandfuß bis zur Geländeoberfläche erkennbar, so ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht.

Zur Auswertung der Oberflächenverschiebung werden Auswertpunkte in Plaxis definiert, die an der gleichen Stelle liegen, wie die Messaufnehmer von Bartl [5], Bild 3.7. Über diese Auswert-

punkte kann die Oberflächenverschiebung  $s_{OF}$  in Abhängigkeit der Wandverschiebung  $s$  ausgelesen werden. Diese wird in Abhängigkeit der normierten Wandverschiebung  $s/h$  dargestellt.

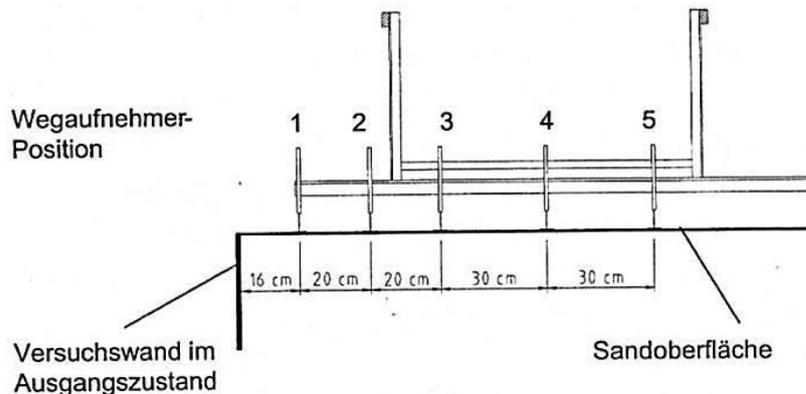


Bild 3.7: Anordnung der vertikalen Wegaufnehmer auf der Sandoberfläche [5]

## 3.3 Bestimmung und Überprüfung der Stoffparameter an Triaxialversuchen

### 3.3.1 Grundlagen und Parameterbestimmung

Zur Bestimmung der Stoffparameter für die Nachrechnung der Erddruckversuche von Bartl werden Laborversuche mit „Dresdner Sand 98“ durchgeführt. Dieser Sand stammt aus der gleichen Sandgrube wie der von Bartl verwendete „Dresdner Sand 93“ und besitzt die gleiche Kornform. Wie man in Bild 3.8 erkennen kann stimmt auch die Körnungslinie gut mit den Werten des „Dresdner Sand 93“ überein.

In der vorliegenden Arbeit werden die Lagerungsdichten

- dicht:  $I_D = 0,80$
- mitteldicht:  $I_D = 0,50$
- locker:  $I_D = 0,20$

betrachtet. Die Einteilung in locker, mitteldicht und dicht erfolgt gemäß EAB [78]. Die Bestimmung der Stoffparameter erfolgte anhand von Versuchen mit diesen Lagerungsdichten.

Zunächst wurden am Lehrstuhl der TU Dortmund Klassifizierungsversuche wie die Siebanalyse nach DIN 18122 [71], Bild 3.8, Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung nach DIN 18126 [73] und die Korndichtebestimmung nach DIN 18124 [72] durchgeführt. Die Parameter  $\varphi$ ,  $\psi$ ,  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  und  $m$  des Stoffmodells „Hardening Soil“ können aus Triaxialversuchen mit

den entsprechenden Lagerungsdichten ermittelt werden. Gewählt wurden Seitendrucke  $\sigma_3' = 100\text{kN/m}^2$ ,  $200\text{kN/m}^2$  und  $400\text{kN/m}^2$ . Somit konnte sowohl die Dichteabhängigkeit als auch die Spannungsabhängigkeit der Stoffparameter untersucht werden. Zu jeder Lagerungsdichte und Seitenspannung wurden mehrere Versuche ausgeführt, um Streuungen in der Lagerungsdichte und bei den Versuchsergebnissen zu erfassen.

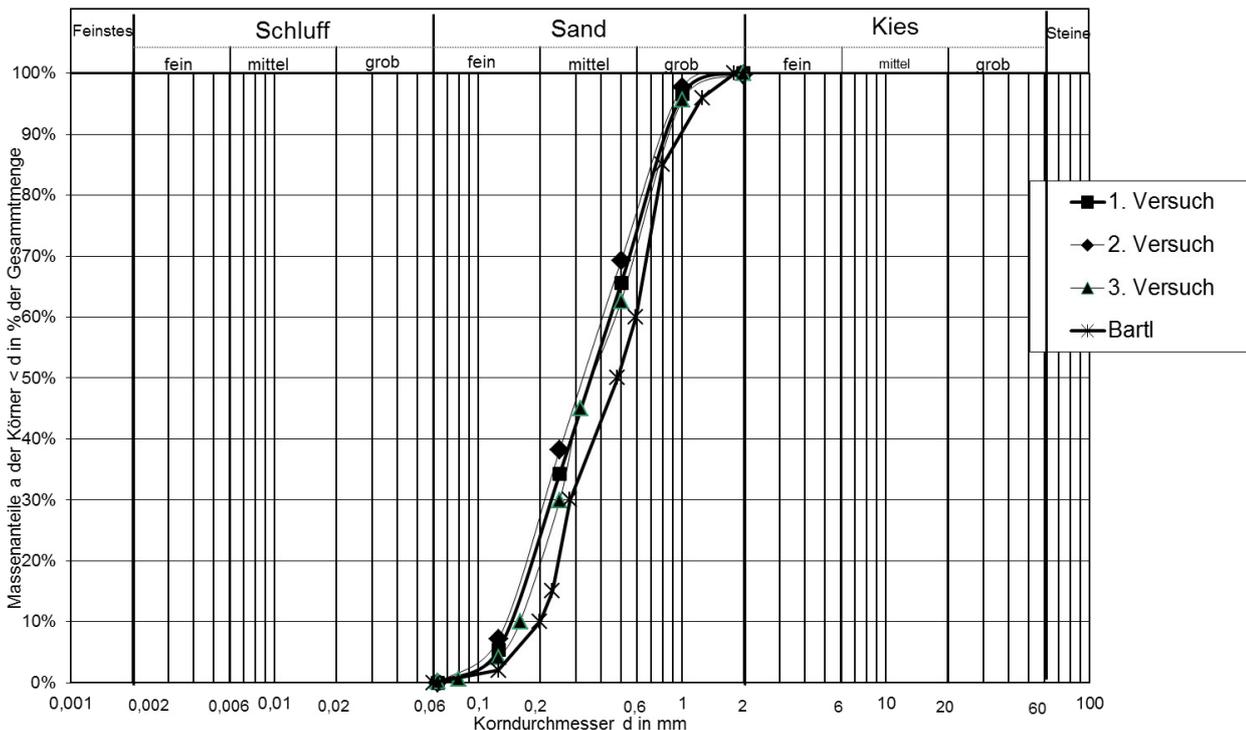


Bild 3.8: Kornverteilungslinie: Vergleich „Dresdner Sand 93“ (Bartl) mit „Dresdner Sand 98“

Das Triaxialgerät, Bild 3.9, des Lehrstuhls ist mit hochauflösender Mess- und Steuerungstechnik ausgestattet. Es können sowohl der Seitendruck als auch die Axialkraft unabhängig voneinander gesteuert werden. Die Kopf- und Fußplatten des Triaxialgeräts bestehen aus poliertem Edelstahl mit einem Durchmesser von 110 mm. Die Probenhöhe und auch der Probendurchmesser betragen 100 mm. Es handelt sich hierbei somit nicht um ein Standard-Triaxialgerät. In die Mitte der Platten ist ein Filterstein mit einem Durchmesser von 8 mm eingelassen, durch welchen bei Belastung der Probe das Porenwasser entweichen kann. Die Versuche wurden kraftgesteuert durchgeführt. Neben der Messung der aufgebrachten Kraft erfolgte die Messung der Axialverformung über einen hochauflösenden Inkrementalwegaufnehmer (Messgenauigkeit von  $\pm 0,5 \mu\text{m}$ ), der gegen den Zelldeckel des Triaxialgeräts tastet. Die Messung der Volumenänderung erfolgte durch das ein- und ausströmende Porenwasser mit Hilfe einer Bürette. Die Radialdehnung der Probe kann über die gemessenen Axial- und Volumendehnungen berechnet werden.

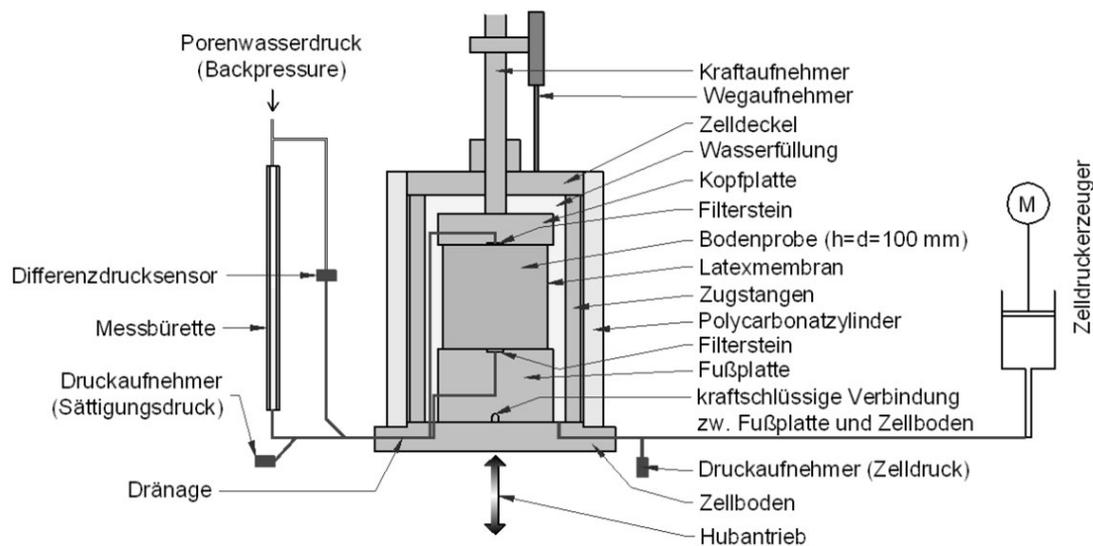


Bild 3.9: Aufbau des Versuchsgeräts [16]

Vor dem Einbau des Versuchsbodens wurden die Endplatten mit einer dünnen Silikonschicht bestrichen und anschließend mit einer Latexmembran mit einer Dicke von  $t_M = 0,35$  mm, welche eine Aussparung im Bereich des Filtersteins besitzt, überzogen. Hierdurch soll eine annähernd homogene Verformung der Probe, zumindest bis zum Erreichen des maximalen Spannungsverhältnisses, erreicht werden. Durch diese Endflächenschmierung ist zwar die Reibung zwischen Endplatte und Versuchsboden minimiert, jedoch ist die axiale Probenbettung so auch geringer. Hierdurch kann es zu Fehlern bei der initialen Steifigkeitsermittlung von bis zu 60% kommen. [50] Zur Eliminierung dieses Fehlers (bedding error  $\Delta t^c$ ) empfiehlt Goldscheider [19] folgende Abschätzung:

$$\frac{\Delta t^c}{t_0} = 0,3[1 - \exp(-0,0037\sigma_1[\text{kPa}])] \quad (3.12)$$

mit  $t_0$ : Dicke der Gummimembran  
 $\sigma_1$ : vertikale Spannung

Anschließend konnte der Einbau des Versuchssandes in die mit der ausgelegten und mit Hilfe eines Vakuums an die Einfüllhilfe angesaugten Latexmembran erfolgen. Der Einbau des Versuchsbodens wurde durch Einrieseln mit Hilfe von einem an einem Kunststoffrohr befestigten Einfülltrichter realisiert. Dieser besaß am unteren Ende eine Metallplatte mit einem Loch oder Schlitz, durch den der Sand rieselte. Während des Einrieselvorgangs wurde die Fallhöhe konstant gehalten. Durch unterschiedliche Schlitzbreiten oder Lochdurchmesser konnten unterschiedliche Lagerungsdichten erreicht und vor allem auch reproduziert werden. Hierdurch ist es möglich, unterschiedliche Versuche mit derselben Lagerungsdichte durchzuführen. Nach dem Einbau des Versuchsbodens wurde die Probenoberfläche geglättet, die Kopfplatte aufgesetzt

und die Probe einschließlich Einbauhilfe in die Triaxialzelle eingebaut. Anschließend konnte die Einbauhilfe entfernt werden. Danach wurde die Probe mit Hilfe einer Schieblehre an verschiedenen Stellen vermessen, um über das tatsächliche Volumen die vorhandene Lagerungsdichte zu bestimmen. Bei dränierten Versuchen ist die vollständige Sättigung der Versuchsprobe besonders wichtig, da sonst die kompressible Luft in den Poren die Versuchsergebnisse verfälschen würde. Bei vollständiger Sättigung mit Wasser wird ein 2-Phasen-Medium erreicht (1. Phase: Sand, 2. Phase: Wasser). Um eine vollständige Sättigung der Probe zu erhalten, wurde die Bodenprobe eine Stunde mit Kohlendioxid ( $\text{CO}_2$ ) und danach langsam mit entlüftetem Wasser von unten nach oben durchströmt, da sich Kohlendioxid besser als Luft in Wasser löst. [50] Die Wassersättigung wird mit Hilfe des sogenannten B-Tests geprüft. Es wird vorausgesetzt, dass der Sättigungsvorgang keine Verformungen der Probe verursacht. Anschließend erfolgte die Konsolidierung der Versuchsprobe. Hierzu wird über den Zelldruck ein bestimmter isotroper Spannungszustand ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) erzeugt. Anhand der ausgedrückten Wassermenge kann die Konsolidierung beobachtet werden. Die Konsolidierung ist abgeklungen, wenn keine Verformungen mehr auftreten, das heißt kein Wasser mehr aus der Probe gedrückt wird. Anschließend wird die Axialkraft und somit die Axialspannung  $\sigma_1$  bis zum Bruch erhöht. Die Belastung erfolgt somit kraftgesteuert. Es wurde eine sehr kleine Versuchsgeschwindigkeit von ca. i.d.R. 12 kPa/min gewählt, um den Aufbau von Porenwasserüberdrücken zu verhindern. Näheres zur Versuchstechnik und zur Auswertung der Triaxialversuche ist der Arbeit von Danne [16] zu entnehmen.

Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind für die entsprechenden Lagerungsdichten den Kapiteln 3.3.2, 3.3.3 und 3.3.4 zu entnehmen.

Da bei den Erddruckversuchen von Bartl durch die relativ geringe Höhe der Versuchswand von 0,564 m ein sehr geringes Spannungsniveau herrscht, wird der Versuch mit der im vorliegenden Triaxialgerät Seitenspannung von  $\sigma_3' = 100\text{kN/m}^2 = p_{\text{ref}}$  als Referenzversuch für die Stoffparameter verwendet. Nachfolgend wird erläutert, wie die einzelnen Parameter des Stoffgesetzes „Hardening Soil“ ermittelt werden können.

$E_{50}^{\text{ref}}$ :

Trägt man die Ergebnisse der Triaxialversuche so auf, dass auf der x-Achse die Axialdehnung  $\epsilon_1$  und auf der y-Achse die Deviatorspannung  $\sigma_1 - \sigma_3$  dargestellt wird, so ist der Parameter  $E_{50}^{\text{ref}}$  als Steigung der Sekante zwischen den Punkten 0 und  $0,5q_f$ , für den Versuch mit der Referenzspannung  $p_{\text{ref}} = \sigma_3' = 100\text{kN/m}^2$  definiert, Bild 3.2. Hierbei ist  $q_f$  die Bruchspannung im Triaxialversuch [42]

$$q_f = \max(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.13)$$

Bild 3.10 zeigt eine Auswertung zahlreicher Versuchsergebnisse von Schanz [50], [51] hinsichtlich des Parameters  $E_{50}^{ref}$  in Abhängigkeit von der initialen Porenzahl  $e_0$ . Man kann eine deutliche Abhängigkeit der gemessenen Referenzmodule von der initialen Porenzahl  $e_0$  erkennen.

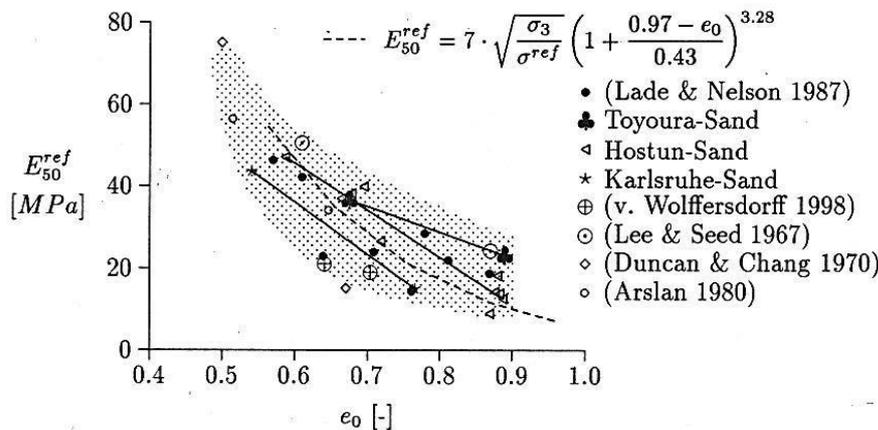


Bild 3.10: Normierter Triaxialmodul bei verschiedenen Sanden [51]

$E_{oed}^{ref}$ :

Da keine Ödometerversuche durchgeführt wurden, wird die Korrelation [50]

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (3.14)$$

verwendet. Bild 3.11 zeigt die im Oedometer ermittelten normierten Steifemodule  $E_s^{ref} = E_{oed}^{ref}$ , aufgetragen über die im Triaxialversuch ermittelten normierten Sekantenmodule  $E_{50}^{ref}$  aus dränierten Standard-Triaxialversuchen. Man kann erkennen, dass diese beiden Module annähernd gleich groß sind. Hierbei muss allerdings auf die unterschiedliche Normierung der Module Rücksicht genommen werden. Während der Steifemodul  $E_{oed}^{ref}$  mit der vertikalen Referenzspannung  $\sigma_1 = \sigma^{ref}$  normiert wird, wird für die Normierung des Sekantenmoduls  $E_{50}^{ref}$  die Horizontalspannung  $\sigma_3 = \sigma^{ref}$  verwendet. [50]

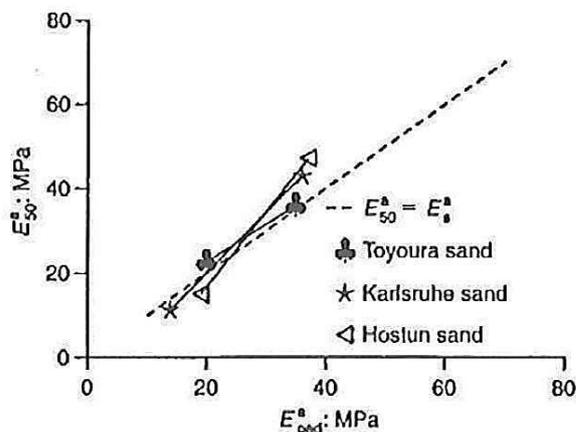


Bild 3.11: Vergleich normierter Module aus Oedometer- und Triaxialversuch [51]

**m:**

Über den Exponenten  $m$  wird die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit gesteuert. Der Exponent  $m$  wird ermittelt, indem das zu der jeweiligen Seitenspannung  $\sigma'_3$  gehörige  $E_{50}$  im doppelt logarithmischen Maßstab aufgetragen wird. Anschließend kann durch diese Versuchspunkte eine Ausgleichsgerade gelegt werden. Die Steigung dieser Gerade ist als Exponent  $m$  definiert. [39; 51] Beispielhaft ist dies für den dicht gelagerten Sand in Bild 3.12 dargestellt.

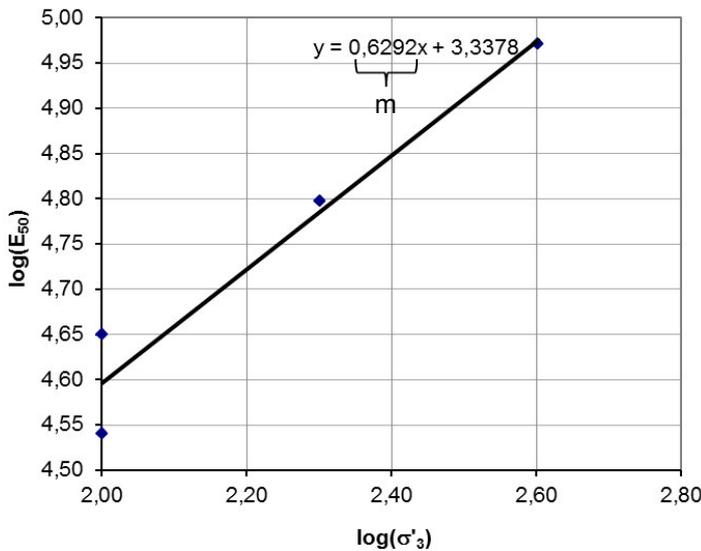


Bild 3.12: Bestimmung des Stoffparameters  $m$  am Beispiel der Versuchsergebnisse der Triaxialversuche des dicht gelagerten „Dresdner Sand 98“

**$E_{ur}^{ref}$ :**

Zur Bestimmung des Parameters  $E_{ur}^{ref}$  werden Triaxialversuche mit Ent- und Wiederbelastung benötigt. Hierzu wurde ein Versuch mit einer Seitenspannung  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  mit drei Ent- und Wiederbelastungen durchgeführt. Die Steigung der Hysteresen entspricht der Steifigkeit  $E_{ur}$ , Bild 3.2. Diese Steifigkeit ist üblicherweise dreimal so groß wie die Steifigkeit, die man als Anfangssteigung einer Spannungs-Dehnungs-Linie in einem konventionellen Triaxialversuch erhält. [22] Das Plaxis Manual [42] empfiehlt ein Verhältnis  $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref} = 3$ .

Tabelle 3.5: Verhältnis  $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref}$  für den „Dresdner Sand 98“ für verschiedene Lagerungsdichten

|                             | dicht    | mitteldicht | locker |
|-----------------------------|----------|-------------|--------|
| $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref}$ | 1,1-1,7* | ~2,0        | ~3,0   |

\*Vom Programm nicht akzeptiert. Deswegen auf Voreinstellung 3 gesetzt.

**$\varphi'$ :**

Der Reibungswinkel  $\varphi'$  kann aus den Triaxialversuchen auf der Grundlage der Mohr-Coulombschen Grenzbedingung über folgende Formel bestimmt werden:

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{\max\sigma_1 - \sigma_3}{\max\sigma_1 + \sigma_3}\right) \quad (3.15)$$

mit:  $\varphi$ : Reibungswinkel  
 $\max\sigma_1$ : maximale vertikale Spannung im Triaxialversuch  
 $\sigma_3$ : Zelldruck im Triaxialversuch

Das Stoffgesetz „Hardening Soil“ berücksichtigt keine Spannungsabhängigkeit (Barotropie) des Reibungswinkels  $\varphi'$ . Der Reibungswinkel  $\varphi'$  muss also aus einem Triaxialversuch mit einer Seitenspannung, die in etwa dem des Modells entspricht, bestimmt werden. Durch die geringe Größe des nachzurechnenden Erddruckversuchs sind die Seitenspannungen sehr klein. Da eine Durchführung von Triaxialversuchen mit so kleinen Seitenspannungen jedoch versuchstechnisch nicht möglich war, wird für die Berechnungen das  $\varphi'$  bei einer Seitenspannung von  $\sigma_3' = 100 \text{ kN/m}^2$  ermittelt.

**$\psi$ :**

Der Dilatanzwinkel  $\psi$  kann aus der Steigung des Volumendehnungsdiagramms bestimmt werden. Die Steigung der Volumendehnungskurve beträgt

$$1: \frac{2\sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (3.16)$$

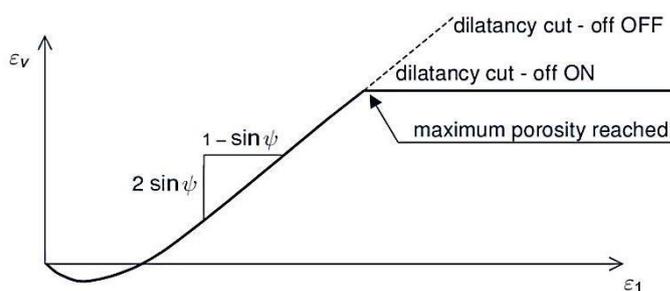


Bild 3.13: Volumen-Dehnungslinie aus einem Standard Triaxialtest [42]

**$\nu_{ur}$ :**

Die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  ist als rein elastischer Wert definiert. Im Material Models Manual von Plaxis [42] wird als realistische Größe für  $\nu_{ur} = 0,2$  angegeben. Wird jedoch der Ausgangszustand nicht mit der  $K_0$ -Prozedur berechnet sondern mit Hilfe von *gravity loading*, so werden die Horizontalspannungen nicht mit Hilfe des Erddruckbeiwertes  $K_0$ , sondern über

die Querdehnzahl ermittelt. Soll im Ausgangsspannungszustand trotzdem ein spezielles  $K_0$  erreichen, kann man über die Beziehung

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.17)$$

die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  zu

$$\nu = \frac{\sin\varphi - 1}{\sin\varphi - 2} \quad (3.18)$$

ermitteln.

Es ergeben sich für die unterschiedlichen Lagerungsdichten somit die in Tabelle 3.6 aufgelisteten Parameter.

Tabelle 3.6: Stoffparameter für das Stoffgesetz „Hardening Soil“ für dicht, mitteldicht und locker gelagerten „Dresdner Sand 98“

| Parameter des HS-Modells             | dicht<br>( $I_D \sim 0,80$ ) | mitteldicht<br>( $I_D \sim 0,50$ ) | locker<br>( $I_D \sim 0,20$ ) |
|--------------------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| $\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]        | 17,2                         | 16,2                               | 15,0                          |
| $\varphi'$ [°]                       | 42,43                        | 38                                 | 34                            |
| $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]            | 0,0                          | 0,0                                | 0,0                           |
| $\psi$ [°]                           | 16                           | 10                                 | 2,5                           |
| $E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]  | 35.000                       | 25.000                             | 15.000                        |
| $E_{oed}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ] | 35.000                       | 25.000                             | 15.000                        |
| $E_{ur}$ [kN/m <sup>2</sup> ]        | 105.000                      | 50.000                             | 45.000                        |
| $m$                                  | 0,63                         | 0,77                               | 0,84                          |
| $\nu_{ur}$                           | 0,245                        | 0,277                              | 0,306                         |

### 3.3.2 Überprüfung für dichte Lagerung

Zur Überprüfung der Stoffparameter werden zunächst die Laborversuche (Triaxialversuche) numerisch simuliert. Hierzu wird ein axialsymmetrisches Modell mit den Abmessungen der Probe des Triaxialversuchs verwendet, welches aus zwei Dreieckselementen besteht, Bild 3.14. Als Stoffgesetz wird das „Hardening Soil“ Modell benutzt, welches auch für die numerischen Simulationen der Erddruckversuche eingesetzt werden soll. Das Eigengewicht der Probe wird bei den Berechnungen vernachlässigt. Folgende Berechnungsschritte werden durchgeführt:

1. Konsolidierung: isotroper Spannungszustand mit  $\sigma_1 = \sigma_3 = 100, 200$  oder  $400 \text{ kN/m}^2$
2. Abscheren: Aufbringen einer Verschiebung  $u_y = 0,01 \text{ m}$  ( $\epsilon_1 = 0,1$ ) am oberen Rand des Systems

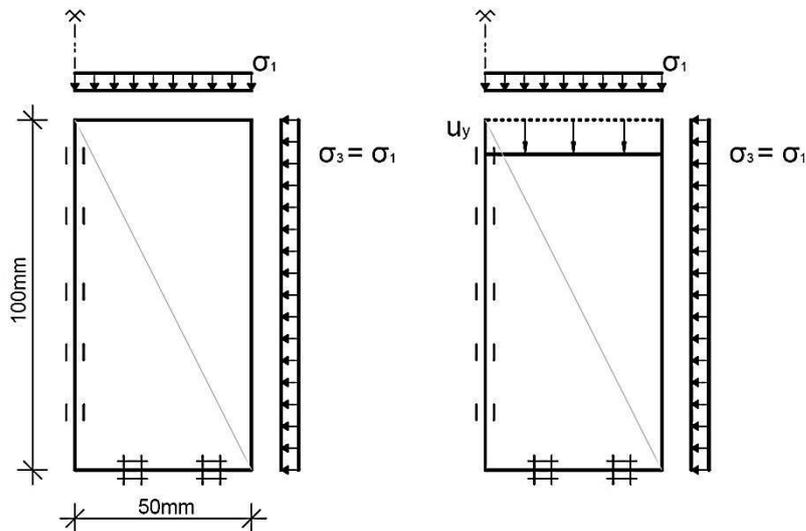
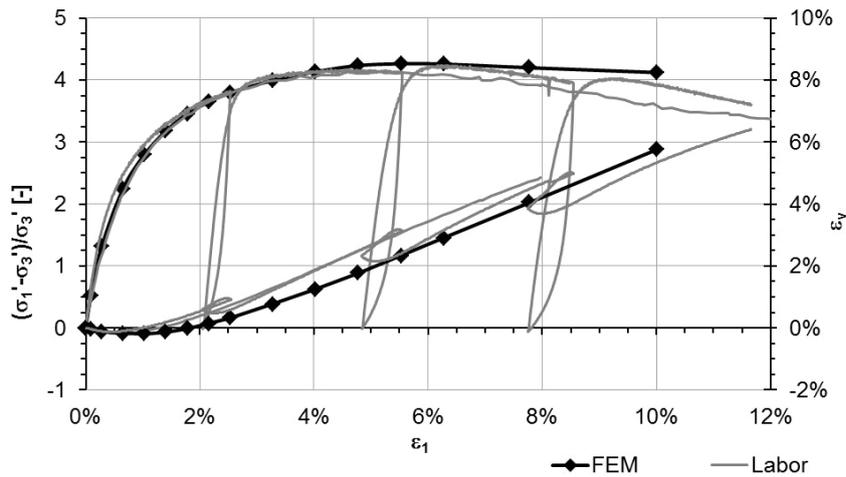
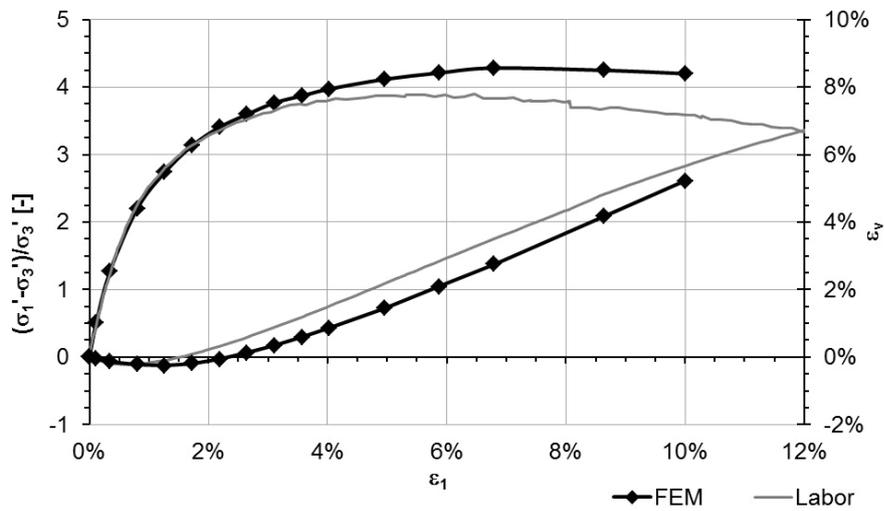


Bild 3.14: System Triaxialversuch als Elementversuch

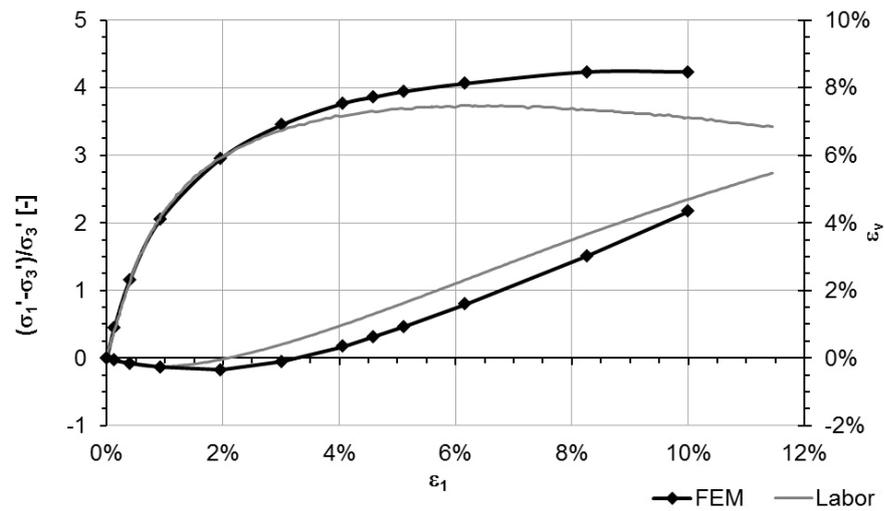
In Bild 3.15 ist der Vergleich der numerischen Simulation mit den Laborergebnissen dargestellt. Die grauen Kurven stellen die Ergebnisse der Laborversuche mit der entsprechenden Lagerungsdichte dar und die schwarze Kurve die Ergebnisse der FE-Berechnung. Man kann erkennen, dass die Kurven der Spannungs-Dehnungslinien und der Volumen-Dehnungslinien der FE-Simulation für den Referenzversuch mit einer Seitenspannung von  $\sigma_3' = 100 \text{ kN/m}^2$  sehr gut mit den Ergebnissen der im Labor durchgeführten Triaxialversuche übereinstimmen. Die Spannungs-Dehnungskurven für die größeren Seitenspannungen, Bild 3.15 b) und c), weichen vor allem im Grenzbereich, stärker voneinander ab. Dies liegt an der nicht spannungsabhängigen Definition des Reibungswinkels im Stoffgesetz „Hardening Soil“. Da der Reibungswinkel mit zunehmender Seitenspannung abnimmt erhält man mit dem – bezogen auf das Spannungsniveau - zu groß gewählten Reibungswinkel einen zu hohen Peakwert. In Bild 3.16 sind einmal die Ergebnisse der Berechnung des Triaxialversuchs mit einer Seitenspannung von  $\sigma_3' = 400 \text{ kN/m}^2$  mit einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 42,43^\circ$  (schwarze durchgezogene Kurve), der sich für ein  $\sigma_3' = 100 \text{ kN/m}^2$  aus den Laborversuchen ergeben würde, und für einen Reibungswinkel  $\varphi' = 40,62^\circ$  (schwarze gestrichelte Kurve), der sich für ein  $\sigma_3' = 400 \text{ kN/m}^2$  aus den Laborversuchen ergeben würde, dargestellt. Man erkennt hier deutlich, dass die Kurven der Berechnung mit Plaxis und einem  $\varphi' = 40,62^\circ$  genau übereinander liegen.



a)



b)



c)

Bild 3.15: Spannungs-Dehnungslinie und Volumen-Dehnungslinie, dicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,8$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung (Stoffgesetz HS)  
 a)  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , c)  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

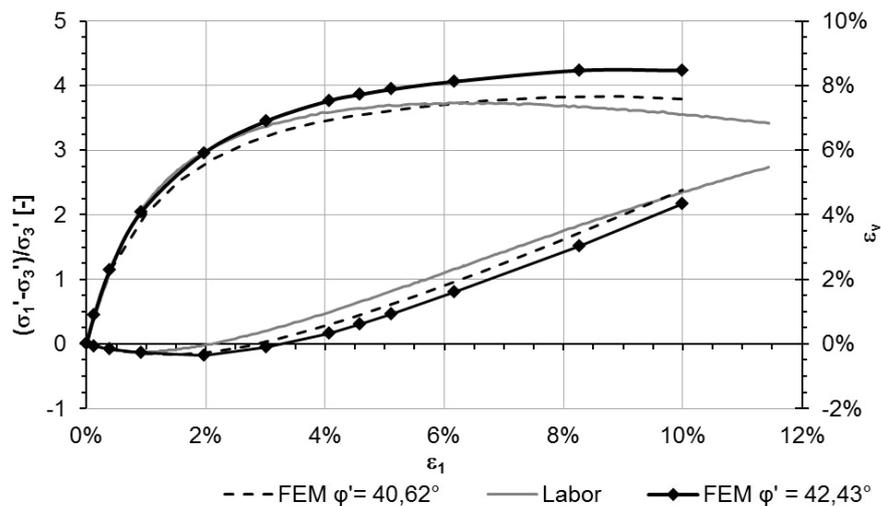


Bild 3.16: Spannungs-Dehnungslinie und Volumen-Dehnungslinie, dicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,8$ ),  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$ , Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung (Stoffgesetz HS), Vergleich der numerischen Berechnung mit  $\varphi = 42,43^\circ$  und  $\varphi = 40,62^\circ$

Nicht so zufriedenstellend ist die Wiedergabe der Volumendehnungskurve. Man kann erkennen, dass die Steigung der Volumendehnungskurve im dilatanten Bereich sehr gut durch das Stoffgesetz wiedergegeben wird - die beiden Kurven Labor und FEM verlaufen in diesem Bereich parallel. Jedoch kann man erkennen, dass der Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten des Bodens zu spät erfolgt. Dies lässt sich jedoch über die Anpassung des Reibungswinkels und des Dilatanzwinkels verbessern (siehe Kapitel 3.5.1).

#### 3.3.3 Überprüfung für mitteldichte Lagerung

Die Spannungs-Dehnungslinien und die Volumen-Dehnungslinien für die mitteldichte Lagerung werden mit der Parameterwahl ebenfalls gut wiedergegeben, Bild 3.17. Die Spannungs-Dehnungslinien stimmen hier für alle Seitendrücke sehr gut überein. Dies liegt daran, dass die Reibungswinkel für die einzelnen Seitendrücke nicht sehr unterschiedlich sind ( $\varphi' = 37,40^\circ$ ;  $37,22^\circ$ ;  $36,90^\circ$ ;  $37,80^\circ$ ).

#### 3.3.4 Überprüfung für lockere Lagerung

In Bild 3.18 ist der Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien und Volumen-Dehnungslinien aus den Triaxialversuchen des Labors (graue Kurve) mit der numerischen Simulation (schwarze Kurve) dargestellt. Auch die Spannungs-Dehnungslinien und die Volumen-Dehnungslinien des locker gelagerten „Dresdner Sandes“ werden für alle drei Seitenspannungen mit den zuvor bestimmten Parametern gut simuliert.

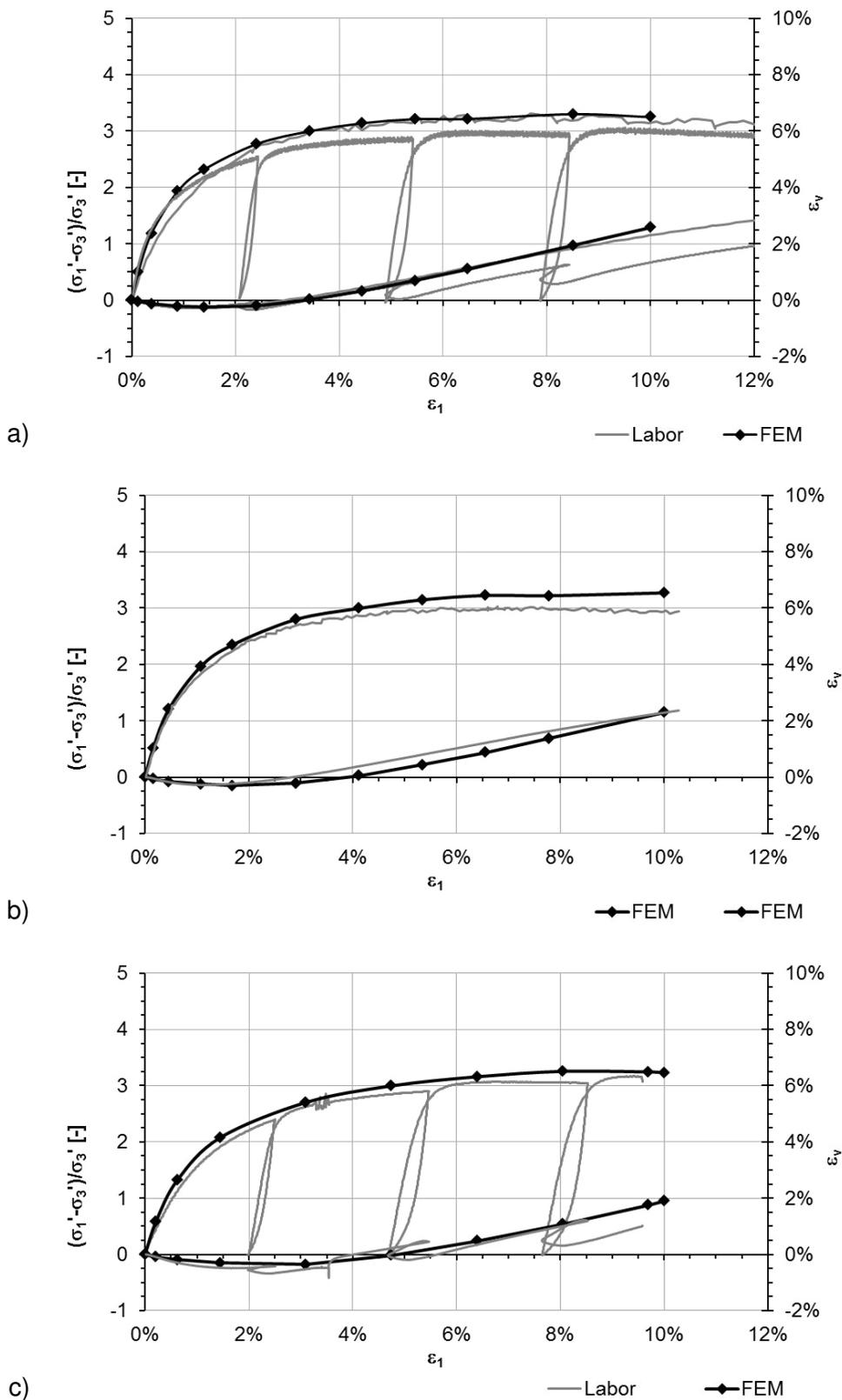


Bild 3.17: Spannungs-Dehnungslinie und Volumen-Dehnungslinie, mitteldicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,5$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung (Stoffgesetz HS)  
 a)  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , c)  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

### 3.3 Bestimmung und Überprüfung der Stoffparameter an Triaxialversuchen

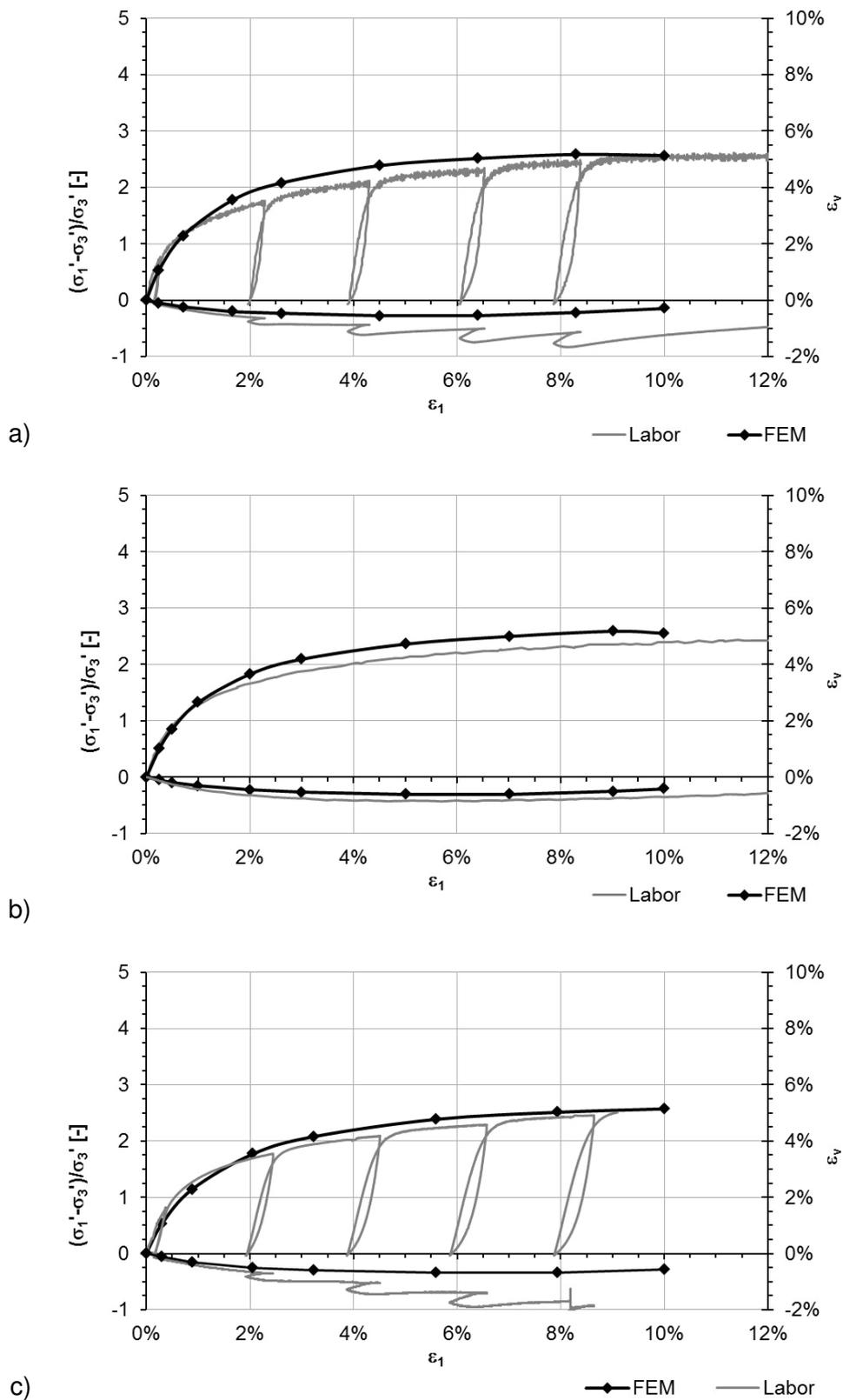


Bild 3.18: Spannungs-Dehnungslinie und Volumen-Dehnungslinie, locker gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,2$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung (Stoffgesetz HS)  
 a)  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , c)  $\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

## 3.4 Validierung

### 3.4.1 Untersuchungen zur Netzabhängigkeit

Zur Validierung des numerischen Modells wird die Auswirkung der Netzfeinheit auf die numerischen Ergebnisse untersucht. Bild 3.19 zeigt die Variationen in der Netzfeinheit, die in der vorliegenden Arbeit verwendet werden.

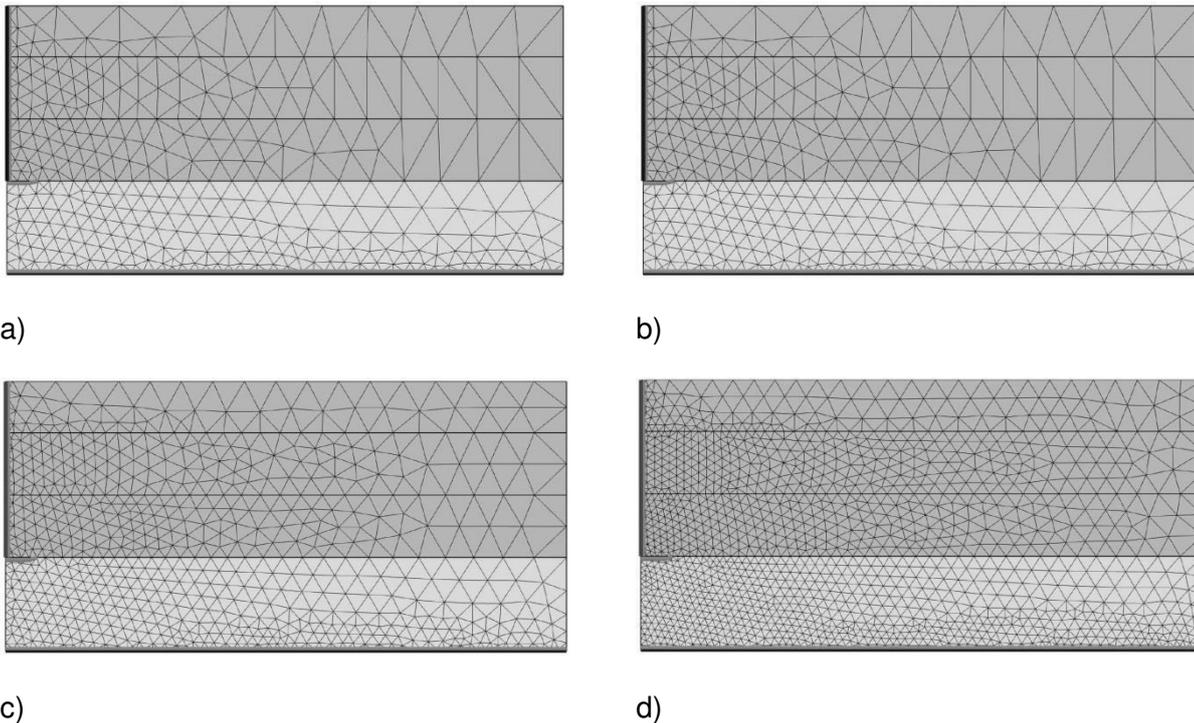


Bild 3.19: Diskretisierung für verschiedene Netzfeinheiten  
a) very coarse, b) coarse, c) medium, d) fine

In Bild 3.20 ist der normierte Normalanteil der Mobilisierung der Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$  für die numerische Berechnung mit den unterschiedlichen Netzfeinheiten dargestellt. Ein Unterscheiden der Kurven ist kaum möglich, da sie für die unterschiedlichen Netzfeinheiten bis zu einer Wandverschiebung von  $2\% \cdot h$  identisch sind. Ab dieser Verschiebung lassen sich minimale Unterschiede feststellen. Hier gilt, je gröber das Netz, desto größer der Grenzwert der mobilisierten Erddruckkraft. Die Differenz liegt bei  $\pm 3\%$ . Man kann folglich feststellen, dass die Berechnungsergebnisse nahezu unabhängig von der Netzfeinheit sind. Ein ähnliches Ergebnis erhielt auch Rahman [1] bei seinen numerischen Simulationen.

Die Ergebnisse des für diese Arbeit verwendeten FE-Modells stellen ungefähr den Mittelwert der Ergebnisse dar.

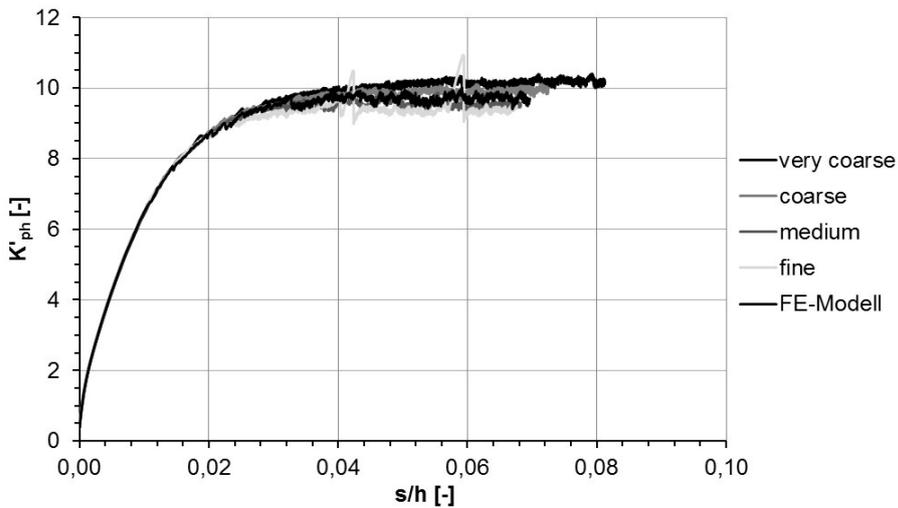


Bild 3.20: Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , für unterschiedliche Netzfeinheiten

Bild 3.21 zeigt die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung für die unterschiedlichen Netzfeinheiten in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ . Man kann erkennen, dass die Netzfeinheit keinen Einfluss auf die globale Erddruckneigung hat. Die einzelnen Kurven fallen zusammen und sind nicht mehr getrennt darstellbar.

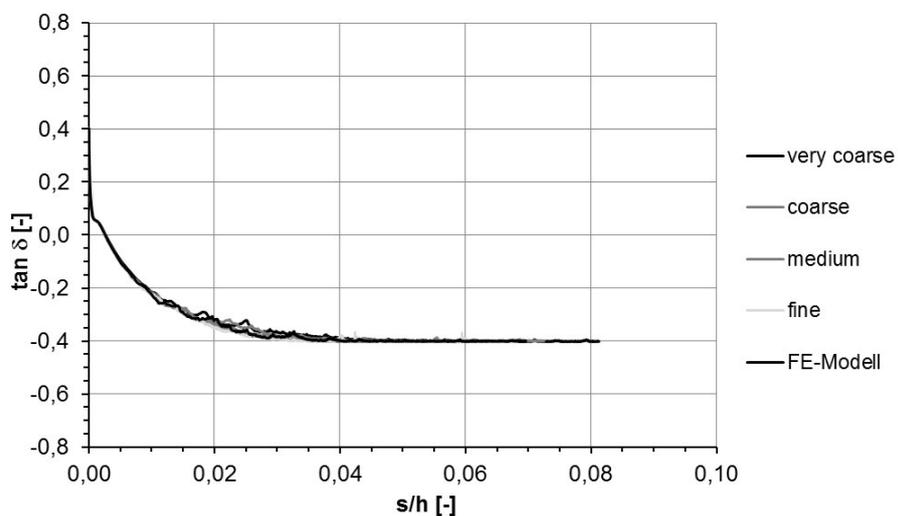


Bild 3.21: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , für unterschiedliche Netzfeinheiten

### 3.4.2 Untersuchungen zur Größe des numerischen Modells

Ziel ist die Nachrechnung der Versuche von Bartl. Deshalb wird die Größe des numerischen Modells an den Versuchsstand von Bartl angepasst.

Vergleicht man die Größe des vorliegenden numerischen Modells mit der Größe der numerischen Modelle anderer Autoren, so stellt man fest, dass deren Modelle meist größer sind. Rahman [1] verwendet zum Beispiel für sein numerisches Modell eine Modellkastenlänge von  $5 \cdot h$ . Auch der Bereich unterhalb der Modellwand ist bei Rahman mit einer Tiefe, die der Wandhöhe  $h$  entspricht, deutlich größer als in Bartls Erddruckversuchen. Letzteres wird im eigenen Modell durch die Wahl des Interface-Elementes am unteren Modellrand jedoch berücksichtigt. Auch Nakai [37] wählt bei der numerischen Simulation des passiven Erddrucks ein längeres System als in den Erddruckversuchen von Bartl ( $4 \cdot h$ ). Dies deutet darauf hin, dass die Abmessungen von Bartls Versuchskasten sehr knapp gewählt sind.

Es werden verschiedene Längen  $L$  des numerischen Modells untersucht. Die Tiefe des Bereichs unterhalb der Modellwand  $h_{TW}$  wird ebenfalls variiert. Betrachtet werden zwei Modelllängen  $L = 2,72 \text{ m} \triangleq 4,82 \cdot h$  und  $L = 10 \text{ m} \triangleq 17,73 \cdot h$ . In Bild 3.22 ist die Mobilisierung der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$  dargestellt. Bild 3.23 zeigt die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ . Man kann an beiden Diagrammen erkennen, dass die Modelllänge keine Auswirkungen auf die numerischen Ergebnisse hat. Auch hier ist kaum ein Unterschied zwischen den Kurven darstellbar. Die minimalen Unterschiede in den Kurven lassen sich durch die unterschiedlichen Netze bei den Modellen erklären.

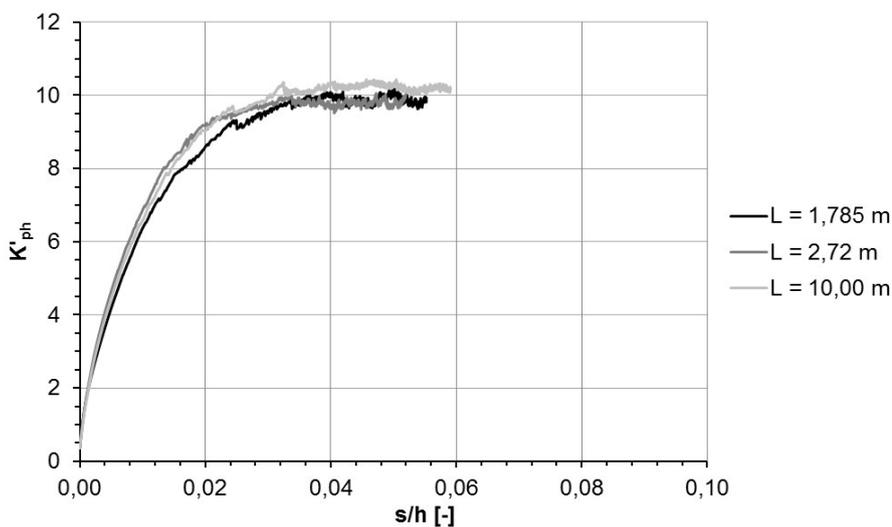


Bild 3.22: Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , für unterschiedliche Modelllängen

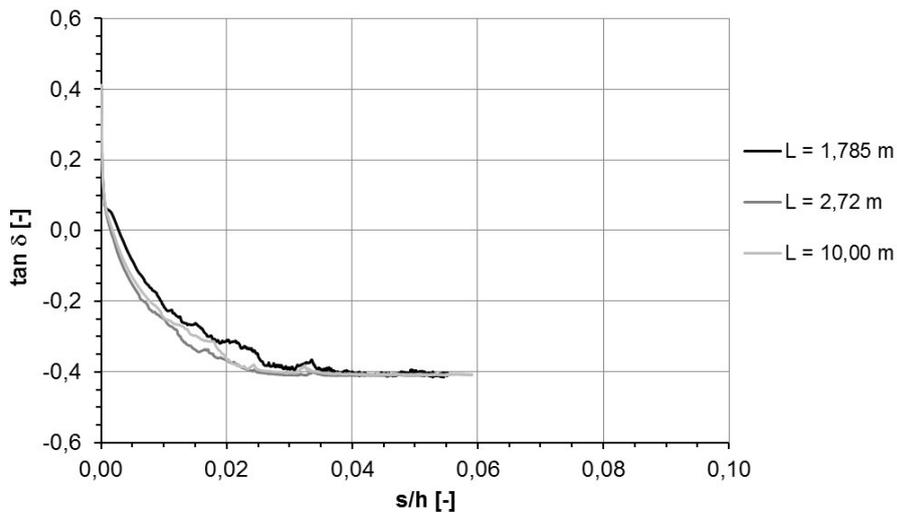


Bild 3.23: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , für unterschiedliche Modelllängen

Eine Vergrößerung des Bereichs unterhalb der Modellwand wird ebenfalls untersucht. In Bartls [5] Modellkasten weist dieser Bereich eine Tiefe von  $h_{TW} = 0,30$  m auf. Diese Abmessung wird auf  $h_{TW} = 0,564$  m  $\hat{=} h$ , so wie in den Modellen von Rahman [1] und Nakai [37], vergrößert. An der Mobilisierung der Erddruckkraft, Bild 3.24, und der Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Bild 3.25, kann man keinen Einfluss dieser Vergrößerung feststellen. Auch hier sind die Kurven nahezu identisch.

Die Modellränder des in Bild 3.1 dargestellten Berechnungsmodells haben somit keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Für die nachfolgenden Betrachtungen können somit die Modellabmessungen gemäß Bild 3.1 verwendet werden.

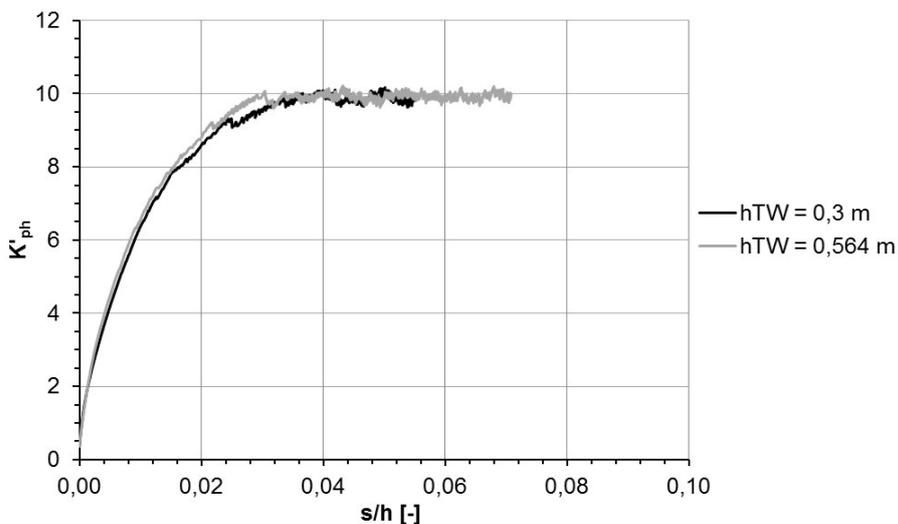


Bild 3.24: Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , Variation  $h_{TW}$

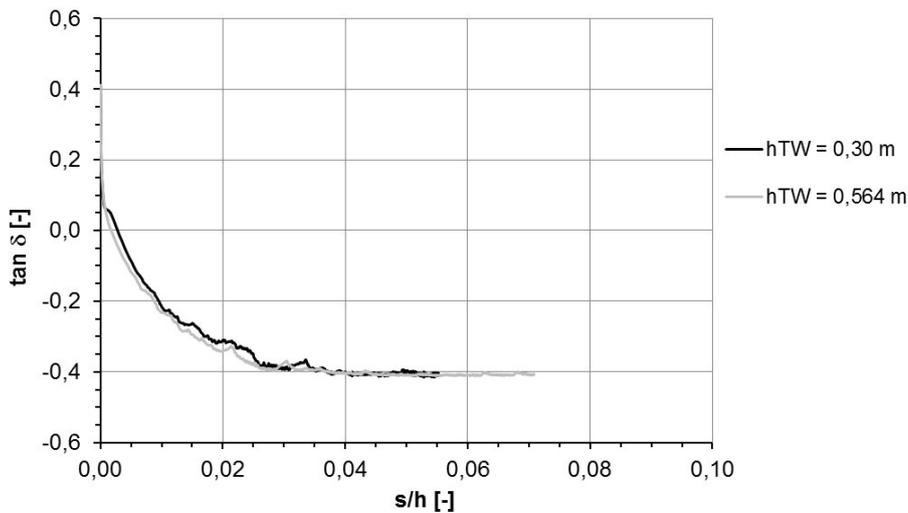


Bild 3.25: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , Variation  $h_{TW}$

## 3.5 Kalibrierung

### 3.5.1 dichte Lagerung

Es werden Optimierungen verschiedener Parameter mit dem Programm VARO<sup>2</sup>PT der Firma VAROCON durchgeführt. Es hat sich gezeigt, dass eine Optimierung der Parameter  $\varphi'$  und  $\psi'$  ausreicht um eine sehr gute Übereinstimmung der numerischen Berechnung mit den Laborergebnissen der Triaxialversuche bei einer Seitenspannung von  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  zu erreichen. Der Tabelle 3.7 sind die optimierten Parameter zu entnehmen. Bild 3.26 zeigt die Nachrechnung der Triaxialversuche mit einer Seitenspannung von  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  mit diesen Stoffparametern. Die Nachrechnung der Triaxialversuche mit den Seitenspannungen  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$  und  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$  sind dem Anhang A zu entnehmen.

Tabelle 3.7: Anhand der Ergebnisse der Laborversuche optimierte Stoffparameter, dicht gelagerter „Dresdner Sand 98“, Stoffmodell HS

|                               |                      |              |
|-------------------------------|----------------------|--------------|
| $\varphi'$                    | [°]                  | <b>41,80</b> |
| $c'$                          | [kN/m <sup>2</sup> ] | 0            |
| $\psi$                        | [°]                  | <b>18,05</b> |
| $E_{50}^{\text{ref}}$         | [kN/m <sup>2</sup> ] | 35.000       |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | [kN/m <sup>2</sup> ] | 35.000       |
| $E_{\text{ur}}$               | [kN/m <sup>2</sup> ] | 105.000      |
| $m$                           |                      | 0,63         |
| $\nu_{\text{ur}}$             |                      | 0,245        |

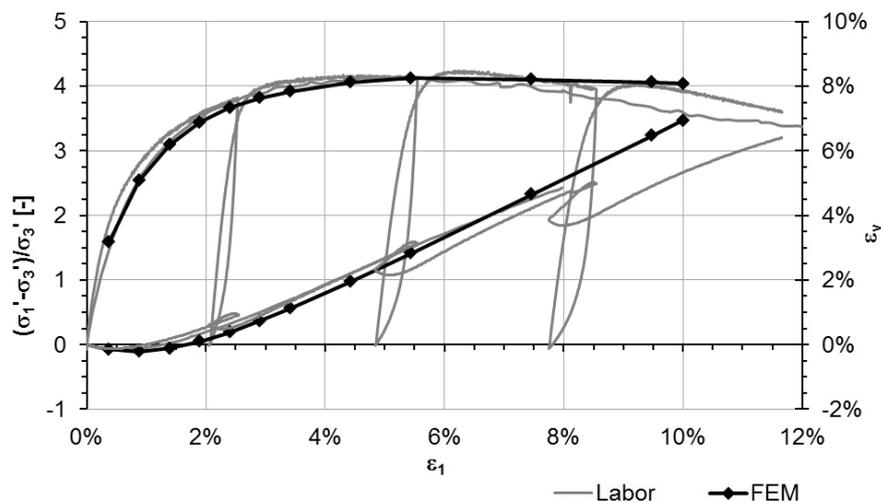
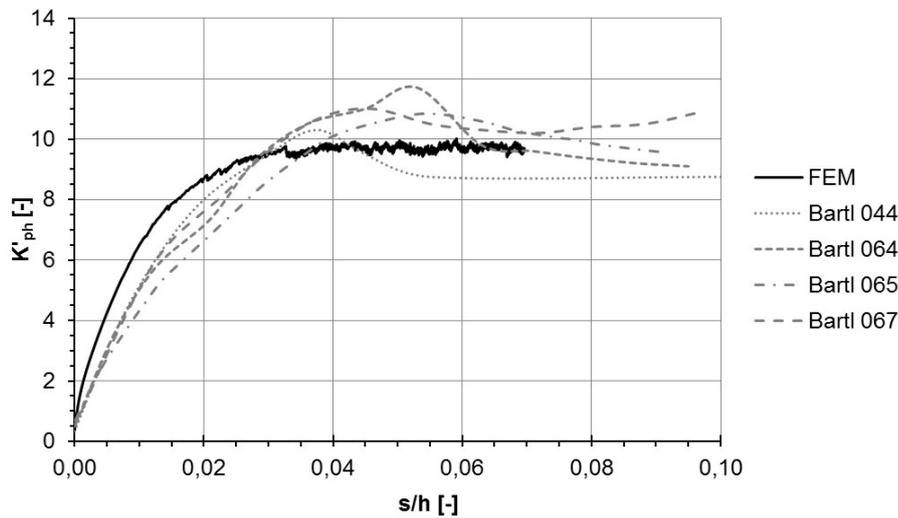


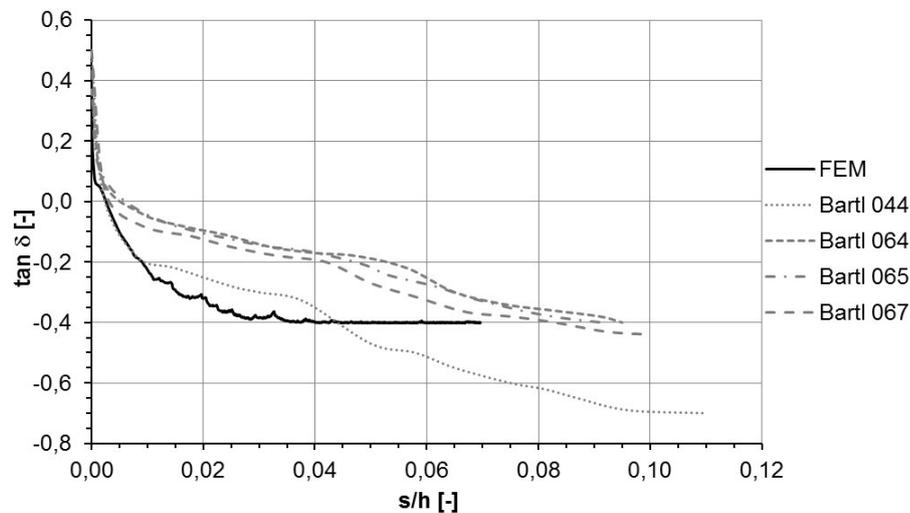
Bild 3.26: Spannungs-Dehnungslinie, dicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ (ID ~ 0,8), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern,  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

In Bild 3.27 sind die Ergebnisse aus der FE-Berechnung für die Mobilisierung des passiven Erddrucks mit den in Tabelle 3.7 aufgelisteten Stoffparametern dargestellt. Das Diagramm zeigt die Mobilisierung des normierten Normalanteils der Erddruckkraft  $K'_{\text{ph}}$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ . Die schwarze Kurve stellt die Berechnungsergebnisse des FE-Modells dar und die grauen Kurven die Messergebnisse der Vergleichsversuche von Bartl, die in Tabelle 3.1 aufgelistet sind. Man erkennt, dass die Erddruckversuche von Bartl mit dem gewählten FE-Modell und den zuvor an den Triaxialversuchen optimierten Parametern, Tabelle 3.7, gut simuliert werden können. Zu Beginn reagiert das numerische System etwas zu steif. Betrachtet man Bild 3.27 b), in der die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung  $\tan\delta$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$  abgebildet ist, so stellt man fest, dass die Erddruckneigung zu Beginn der Simulation zu groß ist im Vergleich zu den Erddruckversuchen. Hieraus resultiert zum Teil auch die Überschätzung der mobilisierten Erddruckkraft zu Beginn

der Simulation. Eine Parameterstudie zeigte, dass eine Annäherung der FE-Ergebnisse und der Ergebnisse aus den Erddruckversuchen von Bartl durch eine Reduzierung der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}$  auf  $25.000 \text{ kN/m}^2$  erfolgen könnte. Jedoch wird hierauf verzichtet, da die zuvor gewählten Parameter deutlich besser zu den Triaxialversuchen passen.



a)



b)

Bild 3.27: a) Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$   
b) Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$

Der Grenzwert der mobilisierten Erddruckkraft wird ebenfalls gut modelliert. Das heißt, dass der im Modell angesetzte Reibungswinkel  $\varphi'$  in etwa dem in Bartls Erddruckmodell entspricht. Der Bruch tritt bei der FE-Simulation ungefähr bei einer normierten Wandverschiebung  $s/h = 0,03$  auf. Dies ist etwas früher als in Bartls Versuchen. Der Abfall der Erddruckkraft, der bei dicht gelagertem Sand in Erddruckversuchen nach Erreichen der Maximalkraft beobachtet wird, kann mit dem gewählten Stoffmodell „Hardening Soil“ nicht modelliert werden. Dieser Abfall der

Erddruckkomponente nach dem Bruch kommt durch Scherfugenbildung und progressiven Bruch zustande. Eine Auflockerung des Bodens kann jedoch von Stoffmodellen nur simuliert werden, wenn die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte (Pyknotropie) berücksichtigt wird. Beim Stoffmodell „Hardening Soil“ wird jedoch mit einem konstanten Reibungswinkel gerechnet. Allerdings ist dies für die zu betrachtende Aufgabenstellung nicht relevant, da dieser Abfall der Erddruckkraft im Bereich von relativ großen Wandverschiebungen auftritt, welche in der Praxis vermieden werden sollten. Dies wird in der Praxis durch die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite berücksichtigt. Setzt man dem Teilsicherheitskonzept entsprechend einen mittleren Teilsicherheitsbeiwert aus der Bemessungssituation BS-T von  $\eta = \frac{1}{2}(\gamma_G + \gamma_Q) \cdot \gamma_{Ep} = \frac{1}{2}(1,2+1,3) \cdot 1,3 = 1,625$  an, so ergibt sich ein maximaler Ausnutzungsgrad in der Praxis von  $\mu = 1/\eta = 61,5 \%$ .

### 3.5.2 mitteldichte Lagerung

In einer Bachelorarbeit von Probst [46] am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau werden die Erddruckversuche von Bartl mit mitteldicht gelagertem „Dresdner Sand“ und Parallelverschiebung mit den zuvor in Kapitel 3.3.3 ermittelten Parametern, gegengerechnet. Die Ergebnisse hierzu sind in Bild 3.28 zu sehen. Hier fällt auf, dass das numerische Modell im Anfangsbereich im Vergleich zu den Messergebnissen von Bartl viel zu steif reagiert. Dies ist nur über einen zu großen Steifemodul  $E_{50}^{ref}$  zu erklären. Der Grenzwert der mobilisierten Erddruckkraft wird mit einer akzeptablen Genauigkeit wiedergegeben. Der Anstieg der mobilisierten Erddruckkraft nach dem Bruch kann aufgrund des konstant angesetzten Reibungswinkels  $\varphi'$  nicht von dem Stoffmodell simuliert werden.

Der Bruch tritt laut Bartl [5] bei

$$s_p/h = -0,121 \cdot I_D + 0,143 = 0,0825 \quad (3.19)$$

ein. In der FE-Simulation dagegen tritt der Bruch schon bei einer bezogenen Wandverschiebung  $s/h \sim 0,04$  auf, also deutlich zu früh.

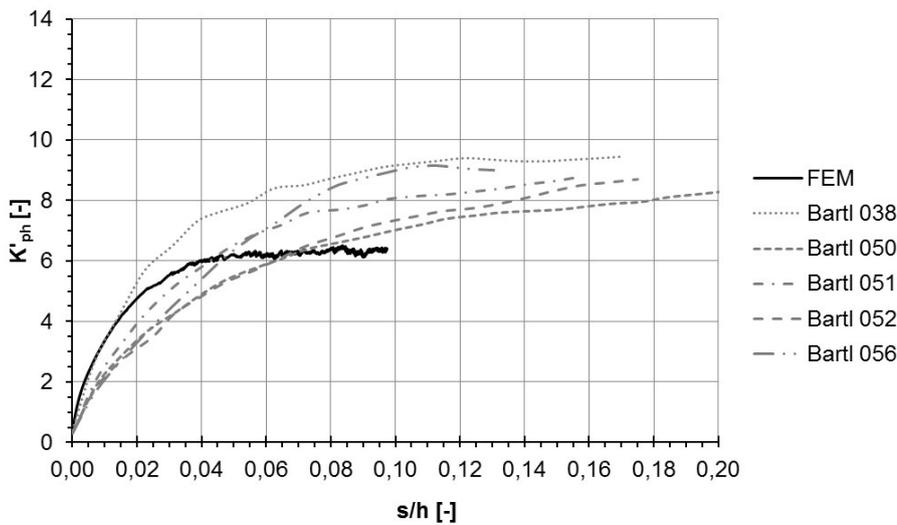


Bild 3.28: Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$

Geht man aufgrund der guten Übereinstimmung der Ergebnisse der Erddruckversuche mit dichtem Sand und den dazugehörigen numerischen Ergebnissen (Kapitel 3.5.1) davon aus, dass die Parameter, die an den Triaxialversuchen für dichten „Dresdner Sand“ bestimmt wurden, den tatsächlichen Stoffparametern entsprechen, so kann man die Parameter für den mitteldichten Sand, unter der Annahme einer Proportionalität zwischen dem E-Modul und dem Steifemodul, ausrechnen. Hierzu setzt man die in der Literatur [24; 79] angegebenen Erfahrungswerte des Steifemoduls für dichten und mitteldichten Sand ins Verhältnis und verwendet anschließend diesen Verhältniswert, um den  $E_{50}^{ref}$  Wert des dichten Sandes auf den des mitteldichten Sandes zu reduzieren. In Tabelle 3.8 sind die verwendeten Erfahrungswerte angegeben, die dazugehörigen Verhältniswerte zwischen mitteldicht/dicht und die daraus berechneten Werte, die daraus für  $E_{50}^{ref}_{mitteldicht}$  resultieren. Diese werden durch Multiplikation der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}_{dicht}$  mit dem Verhältniswert mitteldicht/dicht errechnet. Die Tabelle verdeutlicht, dass die zuvor in Kapitel 3.3.3 ermittelte Steifigkeit  $E_{50}^{ref}_{mitteldicht}$  im Verhältnis zu der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}_{dicht}$  zu groß gewählt wurde. Eine Anpassung dieses Parameters scheint also sinnvoll.

Tabelle 3.8 Spannweiten der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}_{mitteldicht}$

|  | Erfahrungswert |         | Verhältnis<br>mitteldicht/dicht | $E_{50}^{ref}_{mitteldicht}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|--|----------------|---------|---------------------------------|--|
|  | Mitteldicht    | Dicht   |                                 |  |
| Steifemodul EAU<br>[24; 79] [MN/m <sup>2</sup> ] | 80-150         | 150-250 | 0,53-0,6                        | 18.550-21.000  |

Im Rahmen der Bachelorarbeit von Probst [46] wurde eine Parameterstudie hinsichtlich der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}$  durchgeführt. Dies ergab, dass ein Wert für  $E_{50}^{ref}_{mitteldicht} = 18.000 \text{ kN/m}^2$  eine

sehr gute Übereinstimmung bei der numerischen Simulation der Erddruckversuche liefert. Er stellt einen Kompromiss dar zwischen der Übereinstimmung der numerischen Triaxialversuche mit den Laborversuchen und der Übereinstimmung der numerischen Erddruckversuche mit denen von Bartl. Die restlichen Parameter bzw. Zusammenhänge zwischen den Parametern bleiben erhalten. Hieraus ergibt sich eine akzeptable Übereinstimmung zwischen den numerischen Erddruckversuchen und den Ergebnissen von Bartl. In Tabelle 3.9 sind die kalibrierten Stoffparameter aufgelistet.

Tabelle 3.9: Kalibrierte Stoffparameter „Dresdner Sand 98“ mitteldichte Lagerung ( $I_D \sim 0,5$ )

|                               |                      |        |
|-------------------------------|----------------------|--------|
| $\varphi'$                    | [°]                  | 38     |
| $c'$                          | [kN/m <sup>2</sup> ] | 0,0    |
| $\psi$                        | [°]                  | 10     |
| $E_{50}^{\text{ref}}$         | [kN/m <sup>2</sup> ] | 18.000 |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | [kN/m <sup>2</sup> ] | 18.000 |
| $E_{\text{ur}}$               | [kN/m <sup>2</sup> ] | 36.000 |
| $m$                           |                      | 0,77   |
| $\nu_{\text{ur}}$             |                      | 0,277  |

Bild 3.29 stellt die numerische Simulation der Triaxialversuche für eine Seitenspannung  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  mit diesen optimierten Parametern dar. Man erkennt, dass die Laborversuche sehr gut mit den kalibrierten Parametern simuliert werden können. Die numerische Simulation mit den Seitenspannungen  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$  und  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$  sind dem Anhang A zu entnehmen.

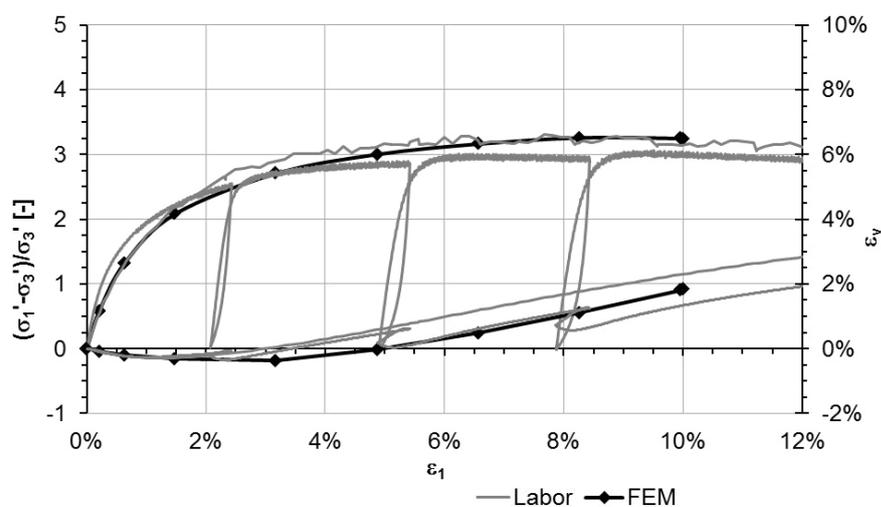


Bild 3.29: Spannungs-Dehnungslinie, mitteldicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,5$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern,  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

Bild 3.30 zeigt die Mobilisierung des normierten Normalanteils der Erddruckkraft  $K'_{ph}$  und die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, beides in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ . Man kann erkennen, dass die Reduzierung der Steifigkeit eine Verbesserung in der Übereinstimmung der numerischen Simulation mit den Messungen von Bartl bewirkt. Betrachtet man die Mobilisierung der Erddruckkraft  $K'_{ph}$ , Bild 3.30 a), so reagiert das numerische Modell zu Beginn ein wenig steifer als es der Mittelwert vermuten lassen würde. Allerdings liegen die Abweichungen im Rahmen. Wie in der Bachelorarbeit von Probst [46] untersucht wurde, würde die Reduzierung der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}$  auf  $13.000 \text{ kN/m}^2$  eine bessere Übereinstimmung zwischen den numerischen und den experimentellen Ergebnissen der Erddruckversuche liefern. Jedoch ist mit diesen Parametern die Übereinstimmung zwischen numerischem Triaxialversuch und Laborversuch nicht mehr akzeptabel. Die hier dargestellte Simulation stellt einen Kompromiss zwischen der Simulation der Triaxialversuche und der Erddruckversuche dar. Die numerische Simulation der Erddruckversuche läuft ab einer bezogenen Wandverschiebung von  $s/h = 0,06$  einem Grenzwert entgegen. Dies entspricht auch ungefähr dem Grenzzustand der Tragfähigkeit, der mit Hilfe der plastic points beschrieben werden kann, siehe Anhang B Bild B.1. Die Messergebnisse von Bartl weisen einen höheren Plateauwert auf. Der Unterschied zwischen den Plateauwerten der numerischen Berechnung und der Versuche von Bartl kommt dadurch zustande, dass das Stoffgesetz „Hardening Soil“ keine Verdichtung des Bodens simulieren kann. Mit steigender Wandverschiebung findet bei mitteldichter Lagerung eine Verdichtung und somit eine Vergrößerung des Reibungswinkels statt. Mit steigendem Reibungswinkel steigt auch der mobilisierte Erddruckbeiwert. Betrachtet man die Mobilisierung der Erddruckneigung, so sieht man auch hier, dass im Anfangsbereich die mobilisierte Erddruckneigung etwas zu groß ist.

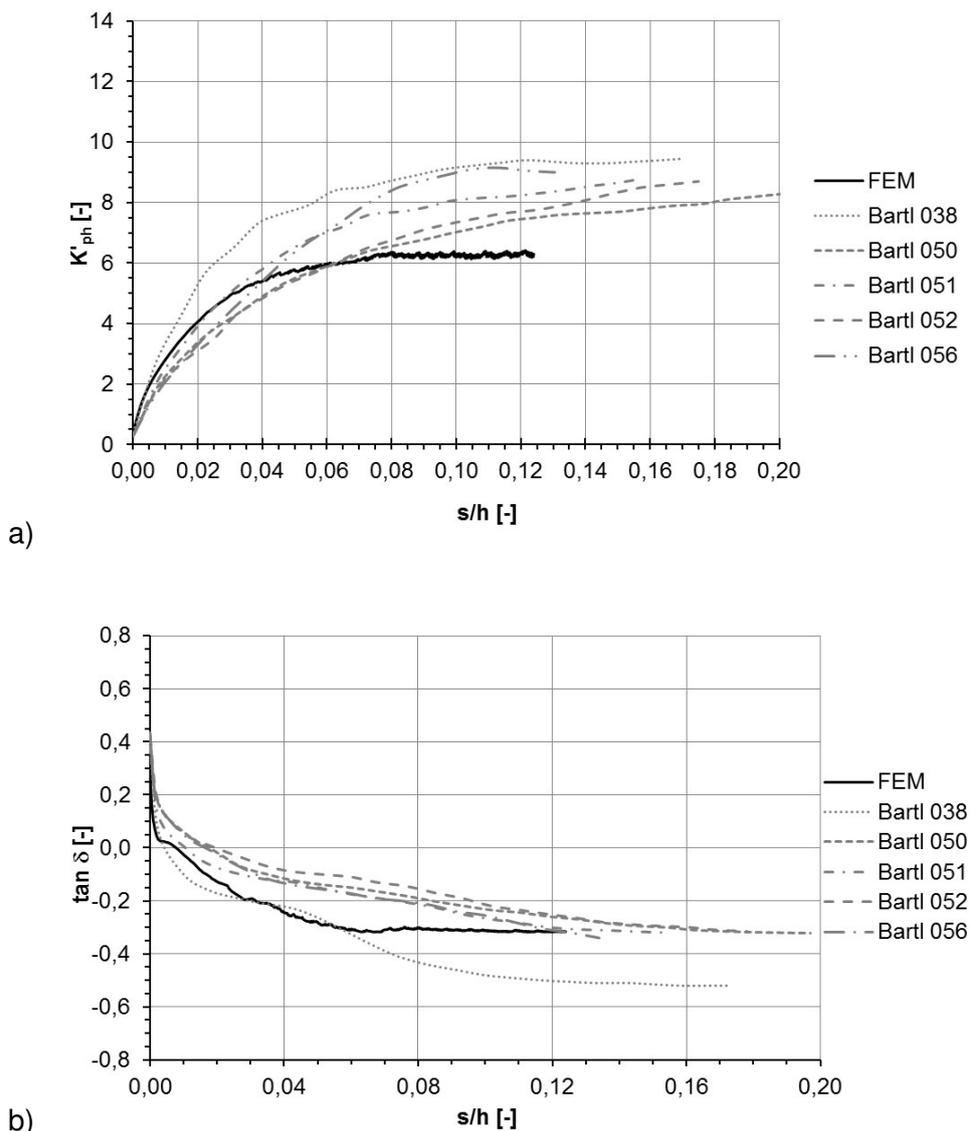


Bild 3.30: a) Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$   
 b) Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$

Führt man in Plaxis einen Materialwechsel bei einer Verschiebung  $s/h = 0,035$  durch und ändert bei dem Material den Reibungswinkel auf  $\varphi' = 40^\circ$ , so sieht man, dass sich der letzte Teil der Mobilisierungskurve, Bild 3.31 a), parallel nach oben verschiebt und, wie schon zuvor erwähnt, ein höherer Plateauwert erreicht wird. Dies belegt, dass die Abweichung im Endbereich zwischen numerischer Berechnung und den Versuchsergebnissen, wie bereits erläutert, tatsächlich an der fehlenden Änderung des Reibungswinkels im Stoffgesetz liegt. Ein Materialwechsel ändert bei der Mobilisierung der Erddruckneigung nichts, Bild 3.31 b). In den weiteren Untersuchungen wird bei den FE-Berechnungen auf einen Materialwechsel verzichtet.

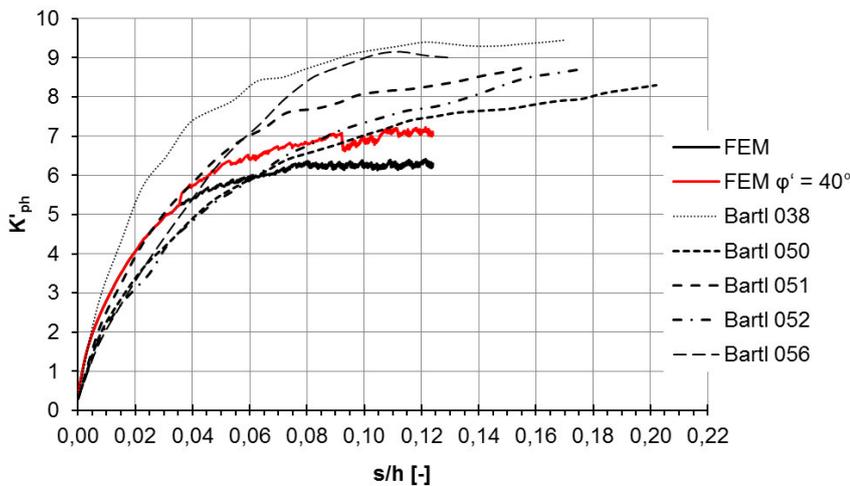


Bild 3.31: Mobilisierung der Erddruckkraft mit Materialwechsel bei  $s/h = 0,035$ , Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$

### 3.5.3 lockere Lagerung

Auch für den locker gelagerten „Dresdner Sand“ werden die Stoffparameter an den Erddruckversuchen von Bartl kalibriert. Hierzu wird zunächst die numerische Simulation mit den Stoffparametern aus Kapitel 3.3.4 durchgeführt. In Bild 3.32 erkennt man, wie bereits auch schon bei dem mitteldicht gelagerten Sand, dass das System mit den zuvor bestimmten Parametern im Anfangsbereich zu steif reagiert. Auch die Erddruckneigung zu Beginn der Wandbewegung wird überschätzt. Hier wird dieselbe Vorgehensweise gewählt, um den Steifemodul anzupassen wie auch schon beim mitteldicht gelagerten Sand. Es ergeben sich die in Tabelle 3.10 aufgelisteten Spannweiten für den Parameter  $E_{50}^{ref}$ .

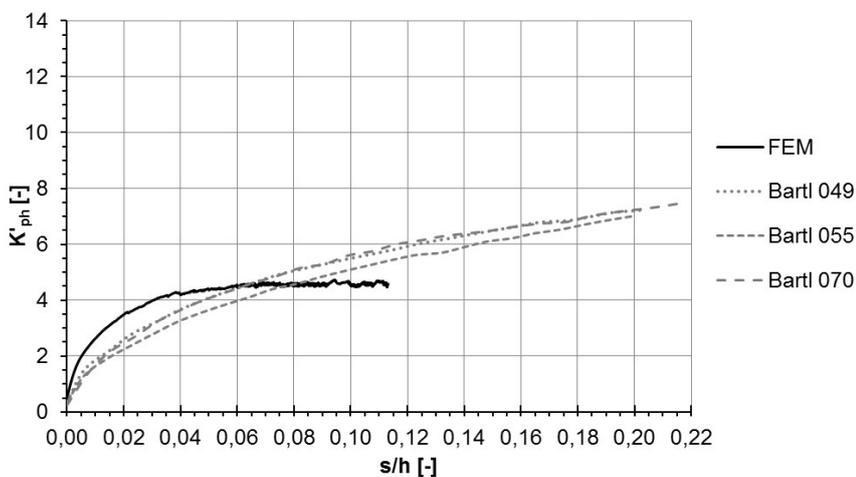


Bild 3.32: Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$

Tabelle 3.10: Spannweiten der Steifigkeit  $E_{50}^{ref}$  mitteldicht

|  | Erfahrungswert |         | Verhältnis<br>locker/dicht | $E_{50}^{ref}$ mitteldicht<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|--|----------------|---------|----------------------------|--|
|  | locker         | Dicht   |                            |  |
| Steifemodul EAU<br>[24, 79] [MN/m <sup>2</sup> ]     | 40-80          | 150-250 | 0,27-0,32                  | 9.450-11.200                                       |
| Steifemodul nach<br>Wölfer [63] [MN/m <sup>2</sup> ] | 50-100         | 100-200 | 0,5                        | 17.500   |

Die beste Übereinstimmung, sowohl für die Triaxialversuche als auch für die Nachrechnung der Erddruckversuche von Bartl, ergeben die in Tabelle 3.11 aufgeführten Stoffparameter. In Bild 3.33 sind die Ergebnisse der mit diesen Parametern durchgeführten numerischen Triaxialversuche für eine Seitenspannung von  $\sigma'_3 = 100$  kN/m<sup>2</sup> dargestellt. Die Diagramme für die Seitenspannungen  $\sigma'_3 = 200$  kN/m<sup>2</sup> und  $\sigma'_3 = 400$  kN/m<sup>2</sup> sind dem Anhang A zu entnehmen. Man kann erkennen, dass mit den gewählten Parametern die Laborversuche sehr gut wiedergegeben werden können. Auch die numerische Berechnung der Erddruckversuche mit diesen Parametern, Bild 3.34, zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit Bartls Messergebnissen. Der Abbau der positiven Erddruckneigung, die durch die schichtweise Einbringung bzw. Aktivierung der Bodenschichten entsteht, wird ebenfalls gut von dem FE-Modell simuliert.

Tabelle 3.11: Kalibrierte Stoffparameter „Dresdner Sand 98“ lockere Lagerung ( $I_D \sim 0,2$ )

|                 |                      |              |
|-----------------|----------------------|--------------|
| $\varphi'$      | [°]                  | 34           |
| $c'$            | [kN/m <sup>2</sup> ] | 0,0          |
| $\psi$          | [°]                  | 2,5          |
| $E_{50}^{ref}$  | [kN/m <sup>2</sup> ] | <b>10000</b> |
| $E_{oed}^{ref}$ | [kN/m <sup>2</sup> ] | 10000        |
| $E_{ur}$        | [kN/m <sup>2</sup> ] | 30000        |
| $m$             |                      | <b>1,0</b>   |
| $\nu_{ur}$      |                      | 0,306        |

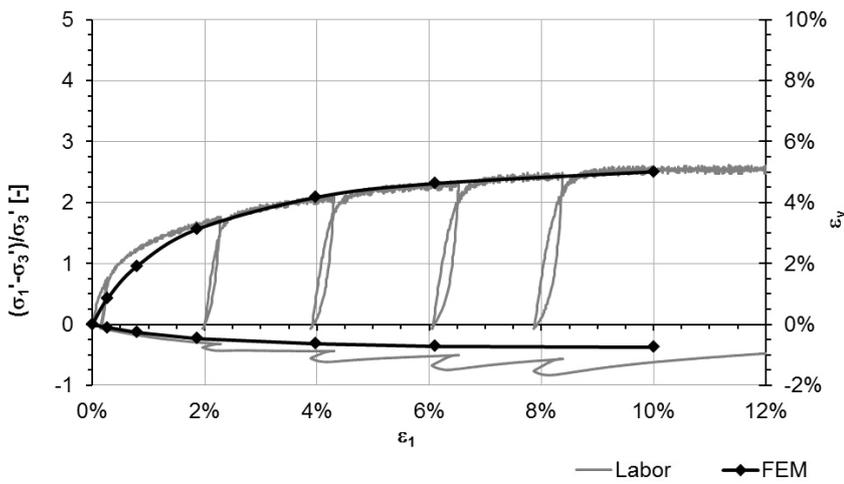
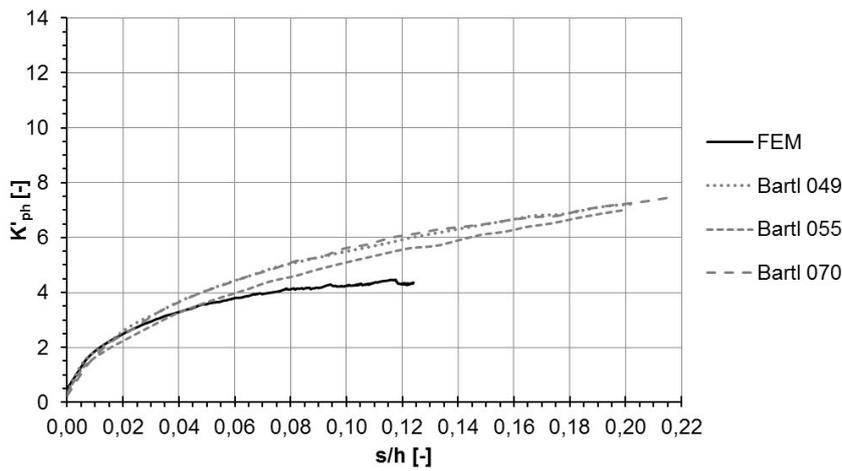
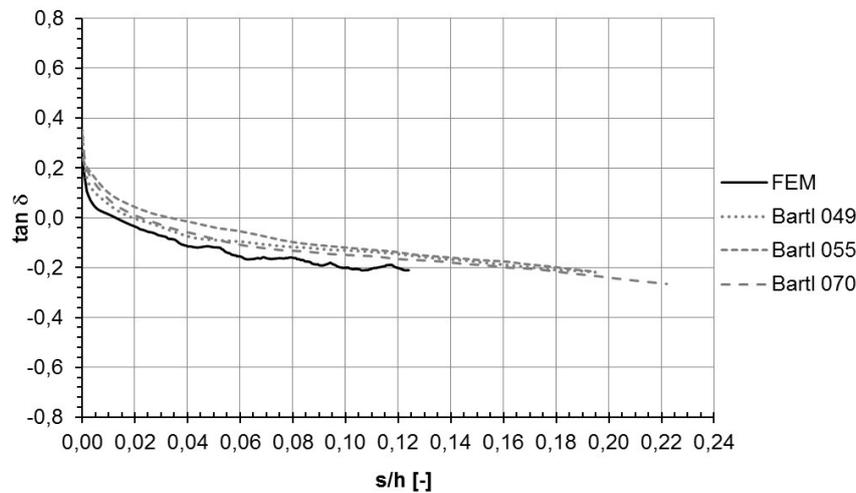


Bild 3.33: Spannungs-Dehnungslinie, locker gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,2$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern,  $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$



a)



b)

Bild 3.34: a) Mobilisierung der Erddruckkraft, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$   
 b) Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$

## 3.6 Erweiterung des numerischen Modells für Vorbelastung

### 3.6.1 Allgemeines

Für die numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks mit Vorbelastung wird das zuvor validierte und an den Messergebnissen von Bartl [5] kalibrierte numerische Modell verwendet.

In Bild 3.35 ist das Baugrubenmodell einer Baugrubenwand mit einer Baugrubentiefe  $H$  und einer Einbindetiefe  $t_g$  dargestellt. Durch den Aushub ist der vor dem Wandfuß befindliche Boden vorbelastet. Die Vorbelastung wird im numerischen Modell in Form einer weiteren Bodenschicht oberhalb der Versuchswand aufgebracht. Die Dicke dieser Bodenschicht wird variiert und stellt immer ein Vielfaches  $n$  der Wandhöhe dar, Bild 3.35. Das heißt die Baugrubentiefe  $H$  entspricht im numerischen Modell der oberen Bodenschicht mit einer Stärke  $n \cdot h$ . Die Variable  $n$  wird von  $1 \leq n \leq 20$  variiert, um unterschiedliche Vorbelastungen zu simulieren. Der untere Abschnitt der Modellwand mit einer Höhe von  $h = 0,564$  m entspricht dem in den Boden einbinden Teil der Baugrubenwand mit einer Einbindetiefe von  $t_g$ . Nur dieser Bereich der Modellwand wird zur Berechnung der Mobilisierung des passiven Erddrucks gegen den Boden verschoben. In Bild 3.36 sind die Berechnungsphasen für die numerische Berechnung dargestellt.

Das System für die Mobilisierung des passiven Erddrucks ohne Vorbelastung wird für die Betrachtung mit Vorbelastung hinsichtlich des unteren Modellrandes angepasst. Hier wird das Interface am unteren Modellrand entfernt. Im Rahmen einer Validierung dieses Systems wird die Auswirkung des unteren Modellrandes auf die Spannungen an der Modellwand untersucht und auf Grundlage dieser Ergebnisse der Abstand des unteren Modellrandes von der Versuchswand festgelegt.

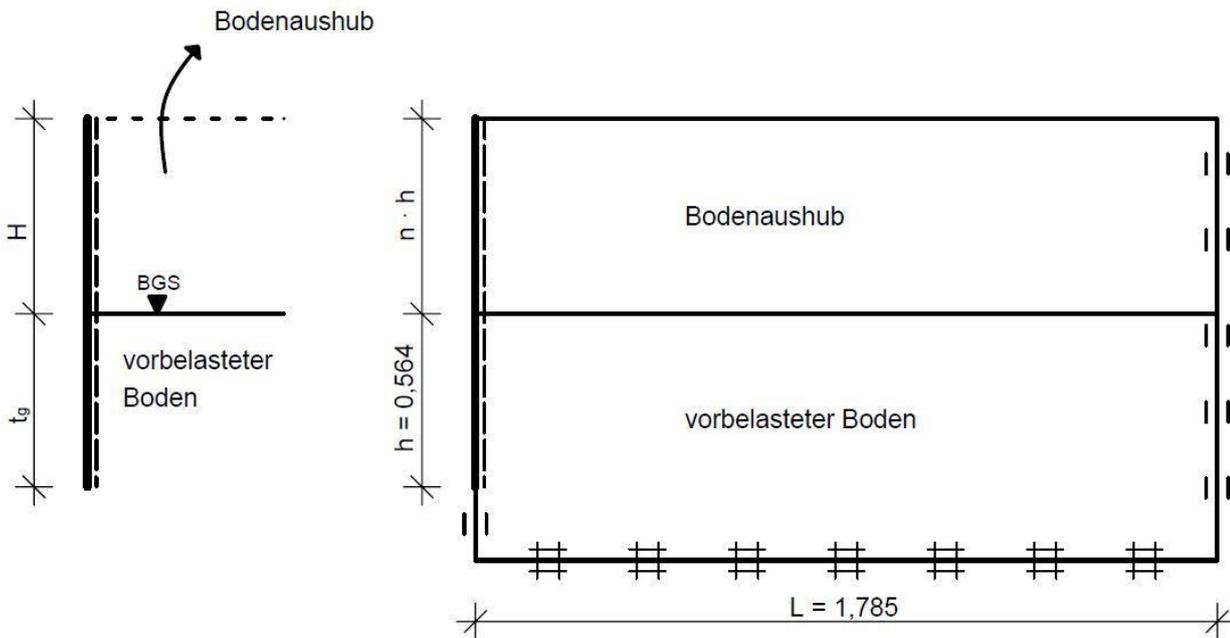


Bild 3.35: System für die numerische Simulation des passiven Erddrucks mit Vorbelastung

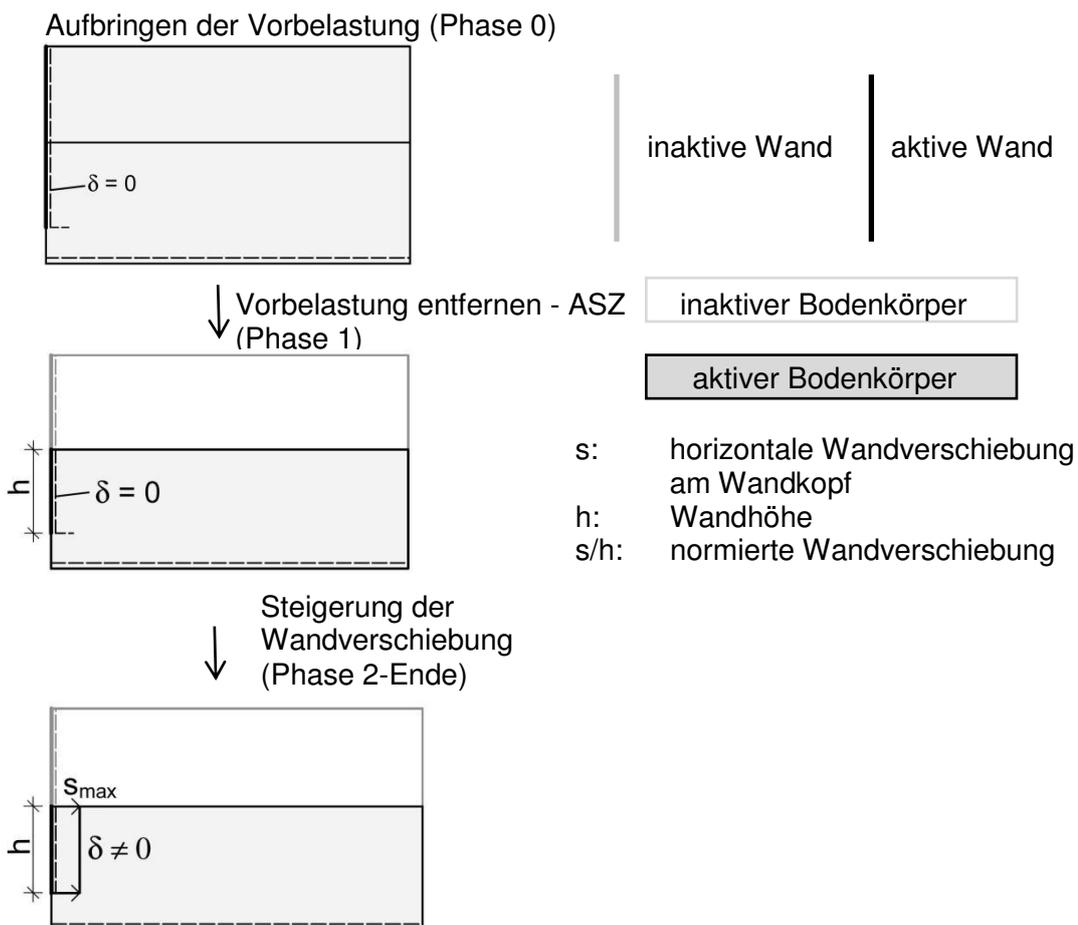


Bild 3.36: Berechnungsphasen für die Berechnung der Mobilisierung des passiven Erddrucks mit Vorbelastung

Im Rahmen der Validierung des numerischen Modells wird außerdem untersucht, ob die Modellgröße bei der Betrachtung der Mobilisierung mit Vorbelastung ausreichend groß gewählt ist. Dies wird genauso wie beim System ohne Vorbelastung bei einer Parallelverschiebung für dicht gelagerten „Dresdner Sand“ und eine Vorbelastung mit einfacher Wandhöhe ( $1H$ ) überprüft. Hier werden bereits die kalibrierten Parameter aus Kapitel 3.5.1 verwendet. Auf eine Untersuchung zur Netzabhängigkeit wird bei der Mobilisierung des Erddrucks mit Vorbelastung verzichtet.

#### **3.6.2 Untersuchungen zur Größe des numerischen Modells**

Für die Untersuchungen zur Größe des numerischen Modells wird sowohl die Modelllänge  $L$  als auch die Größe des Bereichs unterhalb der Modellwand  $h_{TW}$  variiert.

Es werden zwei verschiedene Modelllängen untersucht ( $L = 2,72$  m und  $L = 5,00$  m). In Bild 3.37 a) ist die Mobilisierung der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$  dargestellt. Man erkennt keinen Unterschied zwischen den Berechnungen mit den unterschiedlichen Modelllängen. Auch bei der Mobilisierung der globalen Erddruckneigung (Bild 3.37 b)) ist kein Unterschied erkennbar.

Der Bereich unterhalb der Versuchswand wird auf  $h_{TW} = 0,50$  m und  $h_{TW} = 1,00$  m erhöht. Sowohl bei der Mobilisierung der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$ , Bild 3.38 a), als auch bei der Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Bild 3.38 b), sind keine gravierenden Unterschiede erkennbar. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird das System mit einer Modelllänge  $L = 1,785$  m und einem Abstand des Modellrandes von der Versuchswand  $h_{TW} = 0,50$  m verwendet.

### **3.7 Zusammenfassung**

Die Auswertungen der Ergebnisse des validierten und kalibrierten Systems zeigen, dass für Parallelverschiebung und dicht gelagerten „Dresdner Sand“ die Versuchsergebnisse von Bartl [5] hinsichtlich der normierten Erddruckkraft und der globalen Erddruckneigung bis zum Eintreten des Bruchs gut modelliert werden können. Lediglich die Auflockerung oder Verdichtung des Bodens bei größeren Verformungen (Pyknotropie) kann mit dem numerischen Modell nicht abgebildet werden. Da dies jedoch erst einen Einfluss auf die Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit hat, hat dies keine Auswirkungen auf die Berechnungen und Schlussfolgerungen dieser Arbeit. Das System kann somit als Prognosemodell für die anderen Wandbewegungsarten sowohl mit als auch ohne Vorbelastung verwendet werden.

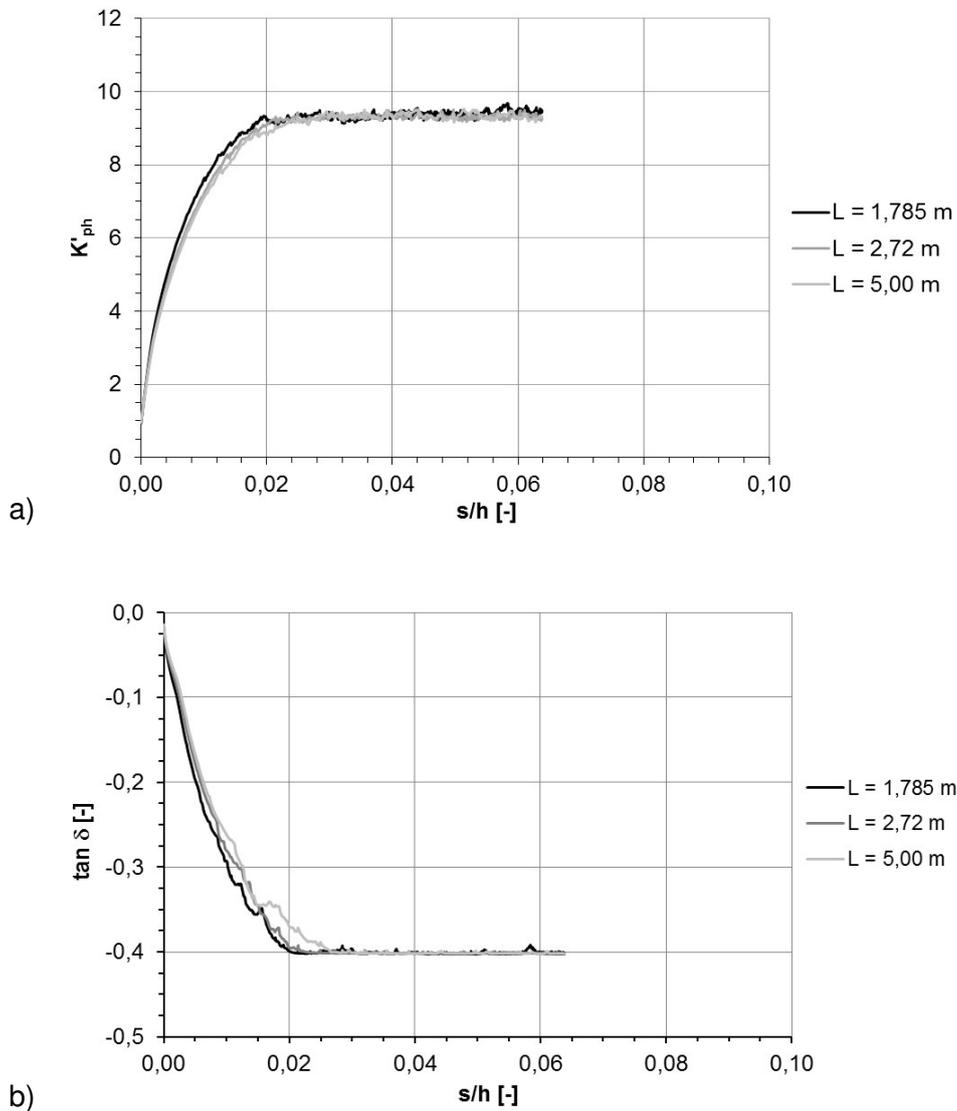


Bild 3.37: a) Mobilisierung der Erddruckkraft für verschiedene Modelllängen  $L$ , Parallelverschiebung, mit Vorbelastung  $1H$ ,  $I_D = 0,8$   
b) Mobilisierung der globalen Erddruckneigung für verschiedene Modelllängen  $L$ , Parallelverschiebung, mit Vorbelastung  $1H$ ,  $I_D = 0,8$

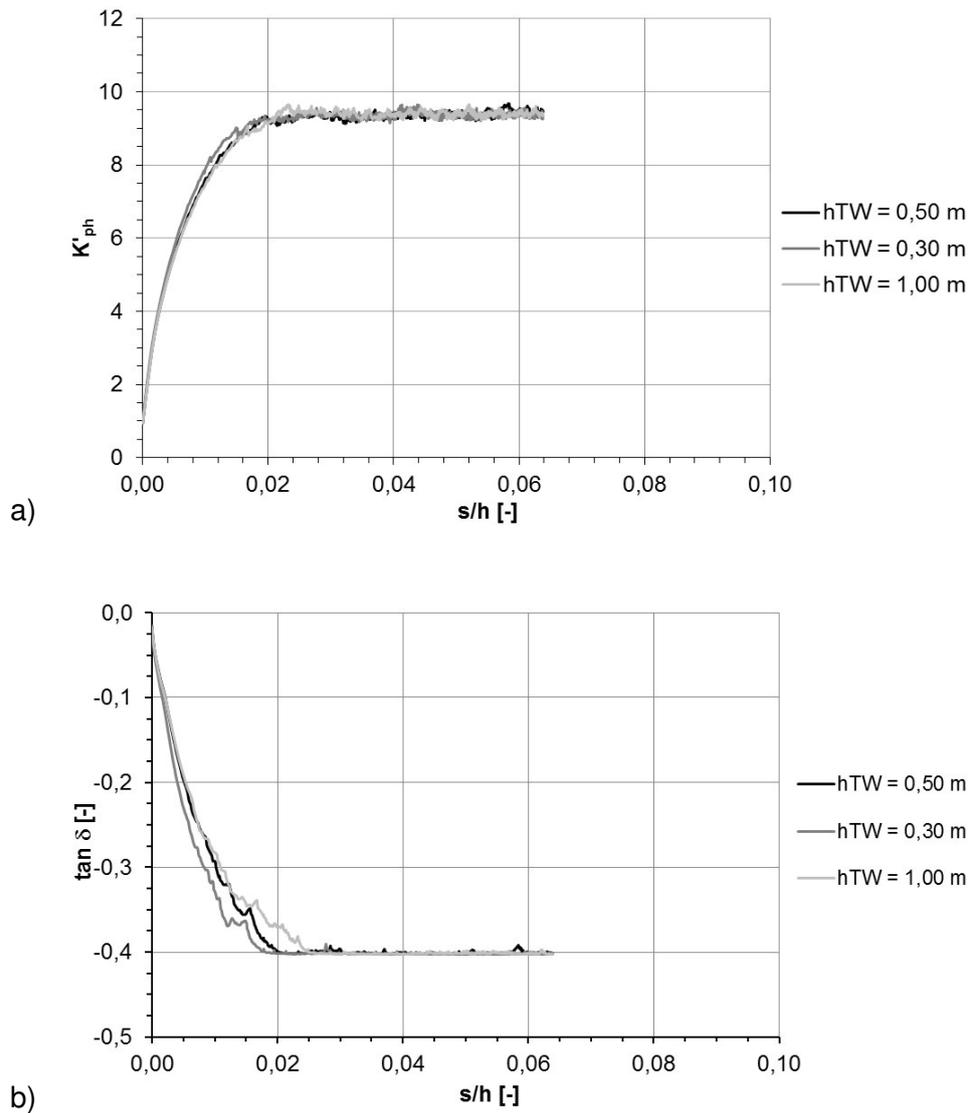


Bild 3.38: a) Mobilisierung der Erddruckkraft für verschiedene Variationen von  $h_{TW}$ , Parallelverschiebung, mit Vorbelastung  $1H$ ,  $I_D = 0,8$   
 b) Mobilisierung der globalen Erddruckneigung für verschiedene Variationen von  $h_{TW}$ , Parallelverschiebung, mit Vorbelastung  $1H$ ,  $I_D = 0,8$

## 4. Numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks ohne Vorbelastung und Vergleich mit 1g-Modellversuchen von Bartl

In diesem Kapitel soll die Eignung des gewählten numerischen Modells zur Prognose von Wandverschiebungen unter Ansatz von Stoffparametern aus Triaxialversuchen anhand eines Vergleichs mit den Erddruckversuchen von Bartl [5] untersucht werden. Es wird hier erneut auf den Vergleich der Ergebnisse für Parallelverschiebung eingegangen. In Kapitel 3.5 erfolgte bereits im Rahmen der Kalibrierung des Systems ein Vergleich der Erddruckresultierenden  $K'_{ph}$  und der Neigung der Erddruckresultierenden  $\tan\delta$  der FE-Berechnung mit den Messergebnissen von Bartl für eine Parallelverschiebung der Wand. Zusätzlich werden hier folgende Messgrößen verglichen:

- Grenzverschiebung  $s_B$
- Oberflächenverschiebungen  $s_{OF}$
- lokaler mobilisierter Erddruckbeiwert  $K_{lh}$
- Angriffshöhe der Erddruckresultierenden  $z_R$

Für die Wandbewegungsarten Drehung um den Fußpunkt und Drehung um den Kopfpunkt werden numerische Berechnungen im Sinne einer Prognose durchgeführt und anhand eines Vergleichs mit den entsprechenden Messergebnissen von Bartl bewertet.

### 4.1 Parallelverschiebung

In Bild 4.1 ist die normierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten maximalen horizontalen Wandverschiebung  $s/h$  für die unterschiedlichen Lagerungsdichten, sowohl für die FE-Berechnung (schwarze Kurve) als auch für die Vergleichsversuche von Bartl (graue Kurven), dargestellt. Die entsprechenden Vergleichsversuche von Bartl sind Tabelle 3.1, Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3 zu entnehmen. Wie bereits in Kapitel 3.5.1 erwähnt, reagiert das numerische Modell für eine dichte Lagerung, Bild 4.1 a), bis zu einer Wandverschiebung von  $s/h = 0,03$  zu steif, d.h. die im FE-Modell berechnete Erddruckkraft liegt oberhalb der Kraft, die Bartl in seinen Versuchen gemessen hat. Der Grenzwert der Erddruckkraft liegt im Streubereich der Versuchsergebnisse von Bartl. Bartl hat in den Erddruckversuchen bei Parallelverschiebung und dichter Lagerung einen Abfall der Erdwiderstandskraft nach dem Bruch gemessen.

Für mitteldichte Lagerung liegt die normierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  aus der FE-Berechnung, Bild 4.1 b), für kleine Wandverschiebungen ( $s/h < 0,04$ ) auf der oberen Grenze des Streubereichs von Bartls Versuchsergebnissen. Wie bereits in Kapitel 3.5.2 erwähnt liegt der Maximalwert der normierten Erddruckkraft unterhalb der Messwerte von Bartl. Während bei den FE-Ergebnissen ein Grenzwert der normierten Erddruckkraft erreicht wird, steigt die Kurve der normierten Erddruckkraft bei den Erddruckversuchen von Bartl weiter an. Dies liegt daran, dass der mitteldichte Sand im Laufe des Erddruckversuchs weiter verdichtet wird. Hierdurch wird ein größerer Reibungswinkel mobilisiert, da der Reibungswinkel dichteabhängig ist (Pyknotropie). Bild 3.31 zeigt, dass eine Änderung des Reibungswinkels für den Bereich größerer Wandverschiebungen, eine Annäherung der FE-Kurve an die Messergebnisse von Bartl bewirkt. Jedoch ist auch diese Schwachstelle des Stoffmodells für die hier betrachtete Aufgabenstellung nicht wichtig, da auch dies erst bei relativ großen Wandverschiebungen auftritt und somit für die Praxis irrelevant ist.

Bei lockerer Lagerung und Parallelverschiebung lässt sich dasselbe feststellen wie bei mitteldichter Lagerung und Parallelverschiebung. Die Mobilisierungskurve der normierten Erddruckkraft stimmt im Anfangsbereich aufgrund der Kalibrierung auch bei der lockeren Lagerung sehr gut mit den Messergebnissen von Bartl überein.

Auch die Verschiebung, bei der der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird, entspricht für alle drei Lagerungsdichten relativ gut den Beobachtungen von Bartl. Bei der numerischen Berechnung wird bei dichter Lagerung ungefähr ab einer Verschiebung von  $s/h = 0,03$  der Grenzwert der normierten Erdwiderstandskraft erreicht. Der Peakwert und somit der Bruch in Bartls Erddruckversuchen tritt bei einer etwas größeren Wandverschiebung ein. In Bild 4.2 kann man erkennen, dass bei einer bezogenen Verschiebung  $s/h = 0,03$  ebenfalls eine durchgängige Bruchfuge (*plastic points*) vom Wandfuß bis zur Geländeoberfläche erkennbar ist. Bei mitteldichter Lagerung tritt der Bruchzustand bei einer normierten Verschiebung von ca.  $s/h = 0,08$  und bei lockerer Lagerung bei  $s/h = 0,10$  ein. Die Darstellung der *plastic points* ist für diese beiden Lagerungsdichten im Anhang B zu finden. Gemäß Formel ( 3.19 ) tritt der Bruch bei Bartls Erddruckversuchen bei einer Lagerungsdichte von  $I_D = 0,5$  bei ungefähr  $s/h = 0,08$  und bei  $I_D = 0,2$  bei ungefähr  $s/h = 0,12$  ein.

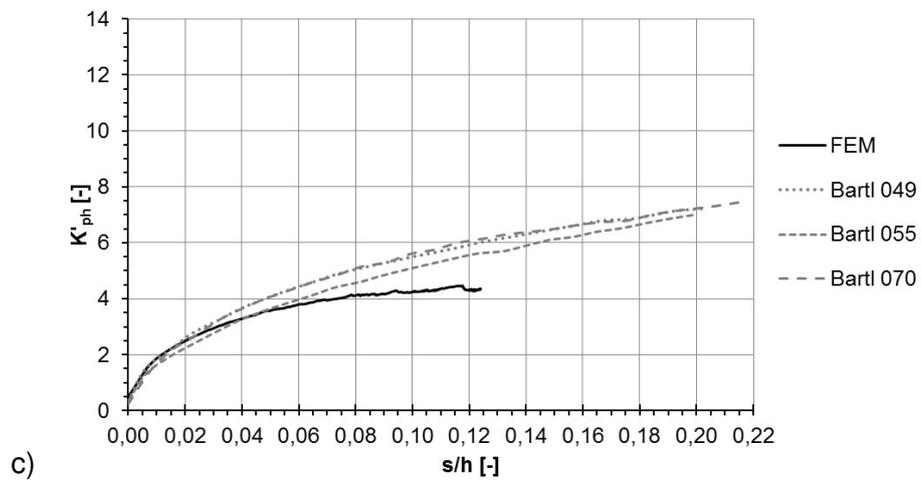
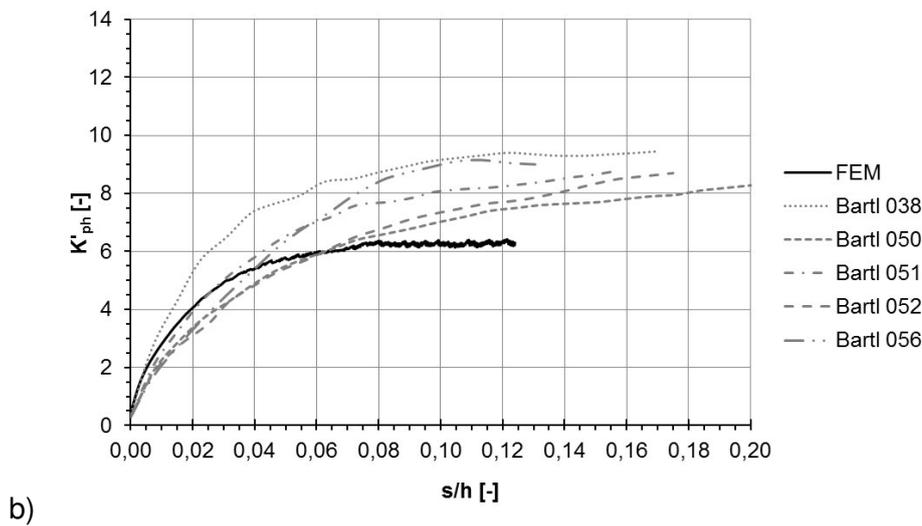
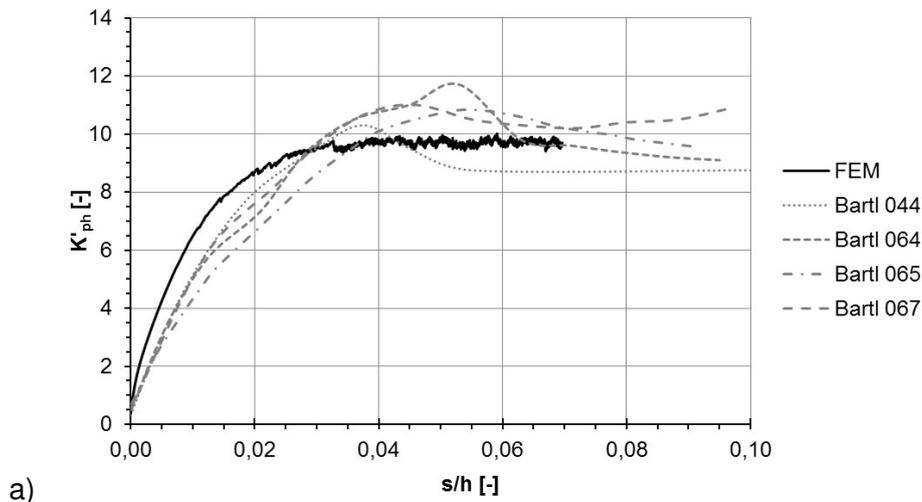


Bild 4.1: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Parallelverschiebung  
 a)  $l_D = 0,8$  b)  $l_D = 0,5$  c)  $l_D = 0,2$

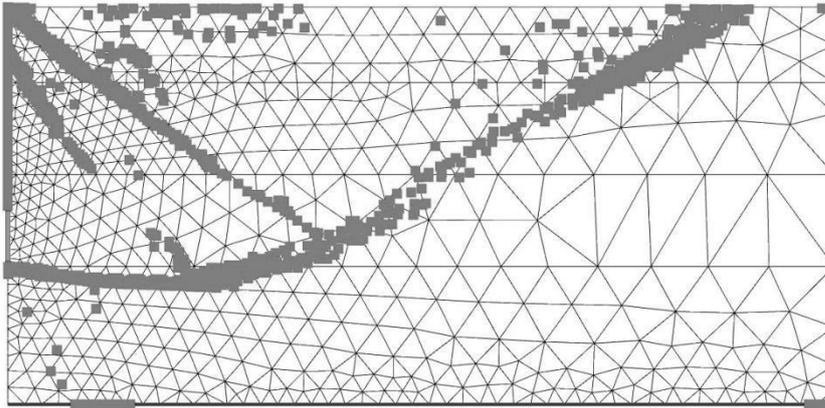


Bild 4.2: *failure points bei  $s/h = 0,03$ , Parallelverschiebung,  $I_D \sim 0,8$*

Auf eine erneute Darstellung der globalen Erddruckneigung  $\tan\delta$  in Abhängigkeit von der normierten horizontalen Wandverschiebung  $s/h$  wird hier verzichtet. Hier wird auf Bild 3.27 b), Bild 3.30 b) und Bild 3.34 b) verwiesen.

In Bild 4.3 sind die Oberflächenverschiebung  $s_{OF}$  über die gesamte Länge des Versuchskastens für dichte Lagerung dargestellt. Man kann erkennen, dass bei einer bezogenen Wandverschiebung  $s/h = 0,02$  die Oberflächenverschiebungen des FE-Modells sehr gut zu den Messergebnissen von Bartl passen. Mit steigender Wandverschiebung werden mit dem FE-Modell größere Oberflächenverschiebungen prognostiziert, als Bartl sie in seinen Erddruckversuchen beobachtet. Es wird vermutet, dass die Seitenwände von Bartls Versuchskasten einen minimalen Einfluss auf die Versuchsergebnisse haben. Bild 4.4 zeigt ein Foto von Bartl's Modellkasten nach einem Versuch mit Parallelverschiebung der Wand. Hier kann man erkennen, dass der Bruchkörper zu den Seitenwänden ein wenig kürzer wird. Es scheint also eine geringe Verspannung zwischen den Seitenwänden vorhanden zu sein. Da im vorliegenden FE-Modell allerdings in 2D gerechnet wurde, wird dieser Effekt nicht berücksichtigt und die Oberflächenverschiebungen fallen gerade bei größeren Wandverschiebungen größer aus als in Bartls Erddruckversuchen. Die Oberflächenverschiebungen für mitteldichte und dichte Lagerung sind dem Anhang B zu entnehmen. Für die mitteldichte Lagerung, Bild B.2, konnte der Versuch 038 von Bartl nicht als Vergleich dienen, da Bartl erst ab den darauf folgenden Versuchen die Oberflächenverschiebungen gemessen hat. Auch hier zeigt ein Vergleich der Oberflächenverschiebungen aus der FE-Berechnung mit den Messergebnissen von Bartl, dass diese ganz gut übereinstimmen. Mit größer werdender Wandverschiebung werden die Oberflächenverschiebungen im FE-Modell etwas überschätzt. Bei lockerer Lagerung, Bild B.6, stimmen die Oberflächenverschiebungen aus der FE-Berechnung und den Messergebnissen von Bartl fast exakt überein.

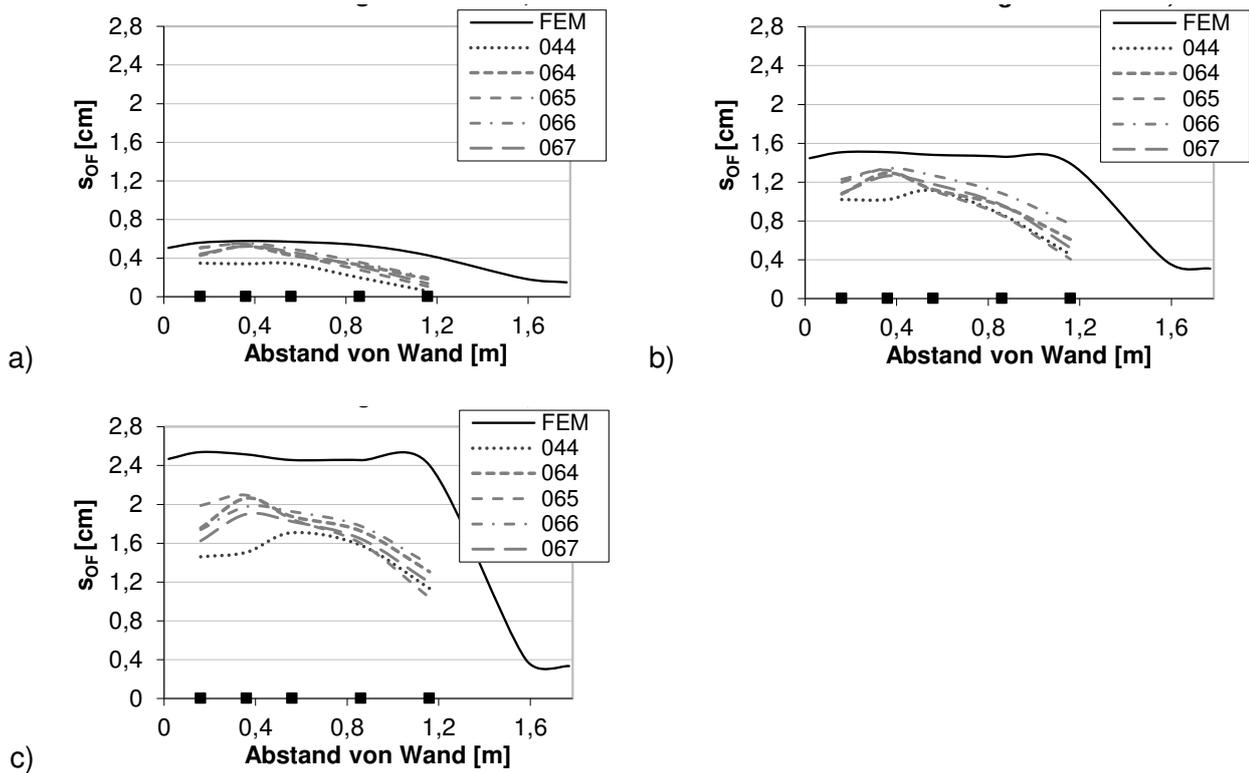


Bild 4.3: Oberflächenverschiebung  $s_{of}$ , Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5]  
 a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

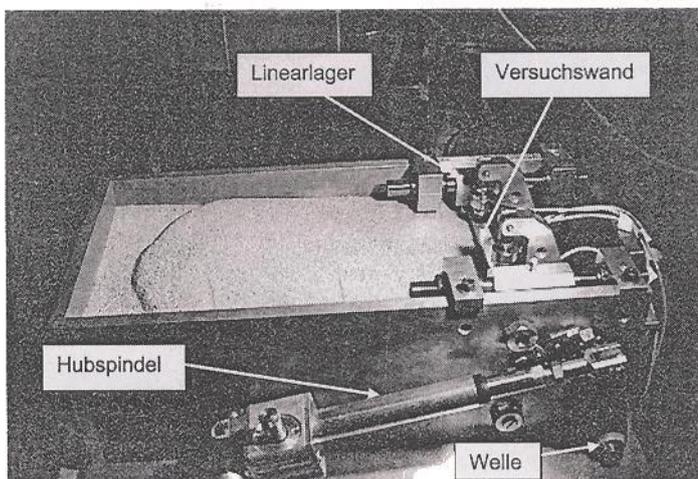


Bild 4.4: Bartls Modellversuchskasten (nach Versuch mit Parallelverschiebung) [5]

In Bild 4.5 ist die Entwicklung des horizontalen lokalen Erddrucks über die Tiefe  $z/h$  mit zunehmender Wandverschiebung für dichte Lagerung dargestellt. Das linke Diagramm zeigt den normierten Erddruck  $K_{Lh}$  nach Gleichung ( 3.11 ) und das rechte Diagramm die Multiplikation dieses normierten Erddrucks mit der normierten Tiefe  $z/h$ . In diesem Diagramm kann man deutlich die Steigerung der mobilisierten lokalen Erddruckspannung mit Steigerung der Wandverschie-

bung erkennen. Die Verteilung der Erddruckspannungen über die Wandhöhe bleibt dreiecksförmig, welches auch die Lage der Erddruckresultierenden, Bild 4.6, bei  $z/h = 0,66$  bestätigt. Bartl dagegen stellte eine minimale Abweichung von der dreiecksförmigen Verteilung fest. Den Grenzwert der lokalen Erddruckspannung bildet der passive Erddruck  $e_{ph}$ . Auch hier kann man erkennen, dass ab einer bezogenen Wandverschiebung von  $s/h = 0,03$  keine Änderung des Erddrucks mehr stattfindet und somit der Grenzzustand erreicht ist. Für die Berechnung mit mitteldichter und lockerer Lagerung lässt sich dasselbe feststellen wie für dichte Lagerung. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wird an dieser Stelle verzichtet. Sie sind in Anhang B zu finden.

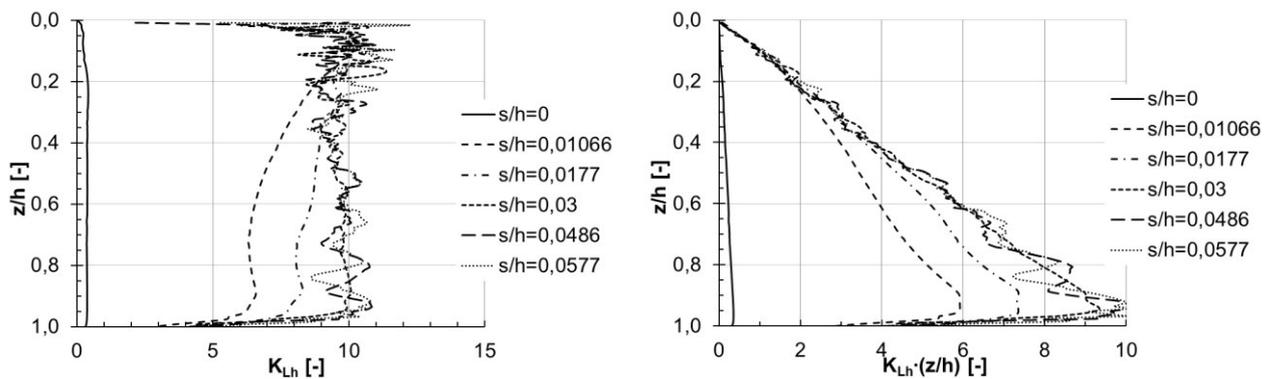


Bild 4.5: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$

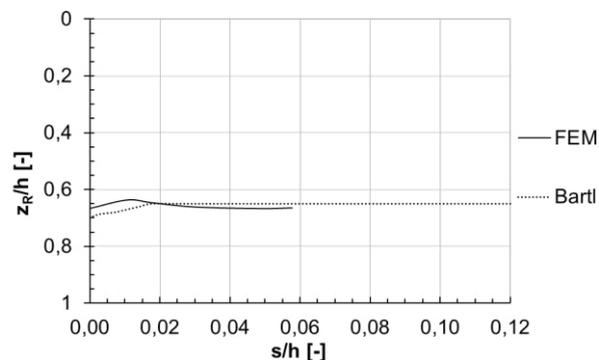


Bild 4.6: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$

## 4.2 Drehung um den Fußpunkt

In Tabelle 4.1, Tabelle 4.2 und Tabelle 4.3 sind die Versuche von Bartl aufgelistet, die zum Vergleich der eigenen FE-Ergebnisse mit den Ergebnissen aus den Erddruckversuchen von Bartl verwendet werden.

Tabelle 4.1: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Fußpunkt  $I_D = 0,8 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 4               | 043            | Alu        | 3,16                | 17,1                             | 0,517        | 0,80         | 41,9                |
| 12              | 063            | Alu        | 3,16                | 17,2                             | 0,510        | 0,82         | 42,2                |

Tabelle 4.2: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Fußpunkt  $I_D = 0,5 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 1               | 039            | Alu        | 3,16                | 16,4                             | 0,587        | 0,56         | 38,5                |
| 3               | 042            | Alu        | 3,16                | 15,9                             | 0,631        | 0,41         | 36,6                |
| 8               | 059            | Alu        | 3,16                | 16,5                             | 0,577        | 0,59         | 38,9                |
| 9               | 060            | Alu        | 3,16                | 16,4                             | 0,590        | 0,55         | 38,4                |
| 10              | 061            | Alu        | 3,16                | 16,2                             | 0,600        | 0,51         | 37,9                |
| 11              | 062            | Alu        | 3,16                | 16,5                             | 0,575        | 0,6          | 39,0                |

Tabelle 4.3: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Fußpunkt  $I_D = 0,2 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 2               | 041            | Alu        | 3,16                | 15,6                             | 0,666        | 0,285        | 35,2                |
| 13              | 069            | Alu        | 3,16                | 15,6                             | 0,664        | 0,29         | 35,2                |

In Bild 4.7 ist die normierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten maximalen horizontalen Wandverschiebung  $s/h$  für die einzelnen Lagerungsdichten dargestellt. Bei dichter Lagerung erkennt man, dass die FE-Ergebnisse bis zum Erreichen des „Grenzzustandes“ ganz gut den Messungen von Bartl entsprechen, Bild 4.7 a). Bartl stellt in den Erddruckversuchen fest, dass sich bei Drehung um den Fußpunkt bei keiner Lagerungsdichte ein Maximalwert der normierten Erddruckkraft einstellt. In der FE-Berechnung dagegen nimmt die Erddruckkraft ab einer Wandverschiebung von  $s/h \sim 0,10$  nicht mehr viel zu. Der Grenzwert der mobilisierten Erddruckkraft liegt unterhalb der Messergebnisse von Bartl. Vergleicht man die Ergebnisse aus der Parallelverschiebung und dichter Lagerung mit den Ergebnissen in diesem Kapitel, so erkennt man, dass die maximal mögliche Erddruckkraft bei einer Drehung um den Fußpunkt klei-

ner ist, als bei Parallelverschiebung. In der FE-Berechnung beträgt der Grenzwert der normierten Erdwiderstandskraft  $K'_{ph} \sim 9,0$  und somit 90% der Kraft bei Parallelverschiebung.

Im Vergleich zu den Erddruckversuchen von Bartl reagiert das FE-Modell bei Drehung um den Fußpunkt und mitteldichter Lagerung etwas weicher, Bild 4.7 b). Bis zu einer Wandverschiebung von  $s/h = 0,06$  liegen die FE-Ergebnisse noch im Bereich der Messergebnisse von Bartl. Jedoch steigt die normierte Erddruckkraft in Bartls Versuchen danach stetig an, während der Anstieg der Erddruckkraft in der FE-Berechnung ab diesem Zeitpunkt nicht mehr so groß ist. Der Verlauf der Kurve der mobilisierten normierten Erddruckkraft gleicht bei Bartls Versuchen fast einer Geraden, während er bei der FE-Berechnung einer Parabel folgt.

Auch bei lockerer Lagerung, Bild 4.7 c), reagiert das FE-Modell weicher als die Erddruckversuche von Bartl. Jedoch ist hier der Unterschied noch ein wenig größer als bei mitteldichter Lagerung.

Bartl konnte bei seinen Erddruckversuchen beobachten, „dass sich mit fortschreitender Wandbewegung (Kopfverschiebung) an der Geländeoberkante nach dem Auftauchen einer ersten „wandnahen“ Gleitflächenaustrittskante immer weitere Gleitflächenaustrittskanten ausbildeten. Eine durchgängige „äußere“ Gleitfläche, beginnend am Wandfuß, wie bei der Parallelverschiebung und der Kopfpunktdrehung bildete sich bei den Versuchen mit der Fußpunktdrehung nicht aus.“ [5] Auch in der FE-Berechnung kann für alle drei Lagerungsdichten anhand der *plastic points* kein Zeitpunkt des Grenzzustandes bestimmt werden. Es ist auch keine durchgängige Bruchfuge, beginnend am Wandfuß erkennbar. Bild 4.8 zeigt die *plastic points* für Drehung der Wand um den Fußpunkt und dichte Lagerung bei einer bezogenen Wandverschiebung von  $s/h = 0,10$ , welche der Verschiebung bei Erreichen eines Grenzwertes von  $K'_{ph}$  entspricht. Bei einer Vergrößerung der Wandverschiebung lässt sich erkennen, dass die *plastic points* weiter in die Tiefe des Systems reichen. Womit auch die weitere Vergrößerung der Erddruckresultierenden zu erklären ist. Eine Darstellung der *plastic points* für die FE-Berechnungen mit mitteldichter und lockerer Lagerung sind Anhang B zu entnehmen. Ähnliche Ergebnisse erhielt auch Rahman bei seinen numerischen Berechnungen mit der Hypoplastizität. [1]

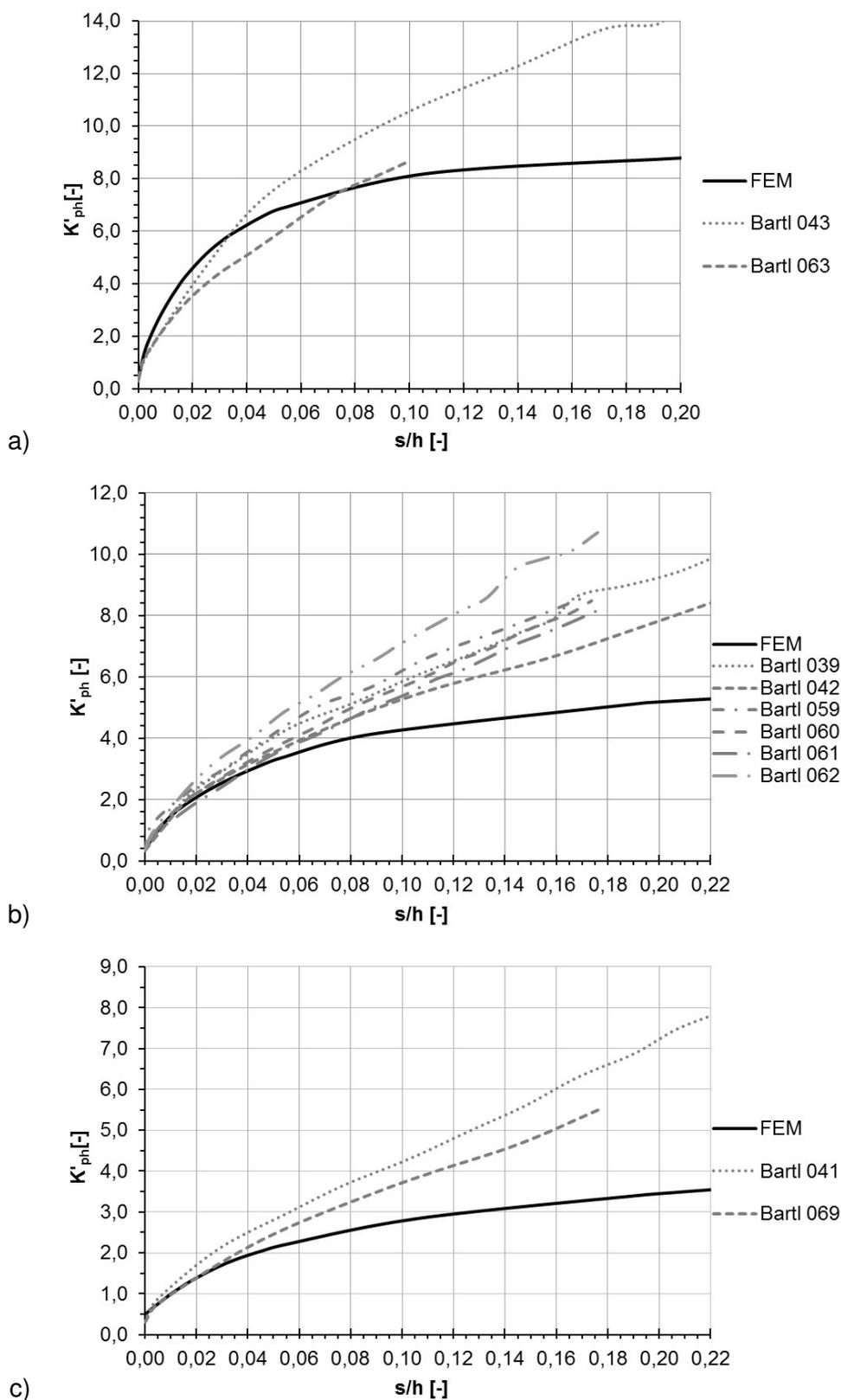


Bild 4.7: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt  
 a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

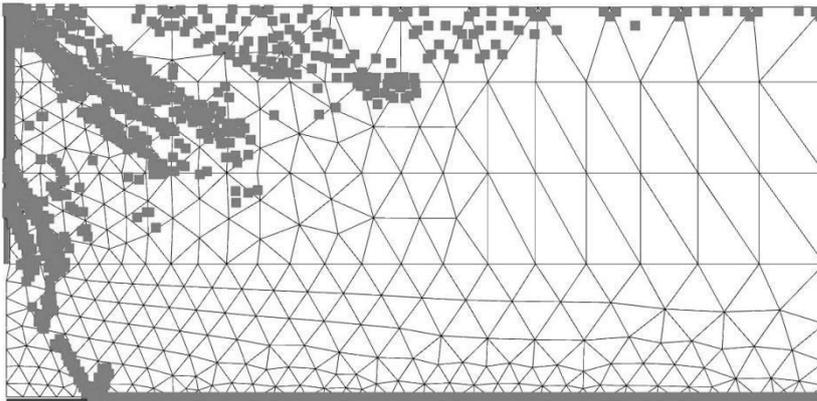


Bild 4.8: failure points,  $s/h = 0,10$ , Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$

Die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung aus der FE-Berechnung liegt auch hier für alle drei Lagerungsdichten im Bereich der Messergebnisse von Bartl. Beispielhaft ist hier in Bild 4.9 die globale Erddruckneigung  $\tan \delta$  in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt und dichte Lagerung dargestellt. Die Ergebnisse der mitteldichten und lockeren Lagerung sind dem Anhang B zu entnehmen.

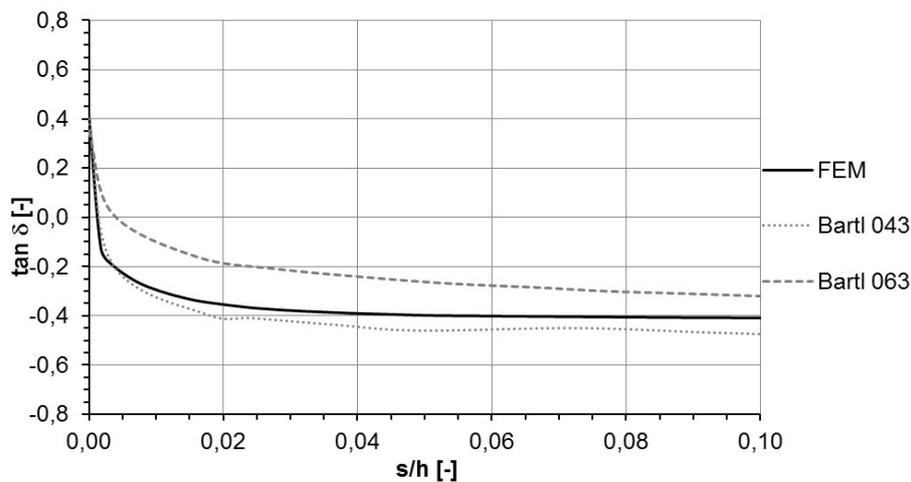


Bild 4.9: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$

Bild 4.10 zeigt die Oberflächenverschiebungen  $s_{OF}$  bei einer normierten Wandverschiebung  $s/h = 0,02$ ,  $s/h = 0,04$ , und  $s/h = 0,06$  für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt und dichte Lagerung. Vergleicht man die FE-Ergebnisse mit den Ergebnissen von Bartl aus dem Vergleichsversuch, so erkennt man, dass die FE-Ergebnisse nur minimal größer sind, als die Messungen von Bartl. Für den Versuch 043 liegen keine Messergebnisse vor, so dass dieser nicht zum Vergleich der Oberflächenverschiebungen herangezogen werden kann. Auch für die mitteldichte und lockere Lagerung stimmen die Oberflächenverschiebungen der FE-Berechnung sehr gut mit den Messungen von Bartl überein. Diese sind dem Anhang B zu entnehmen.

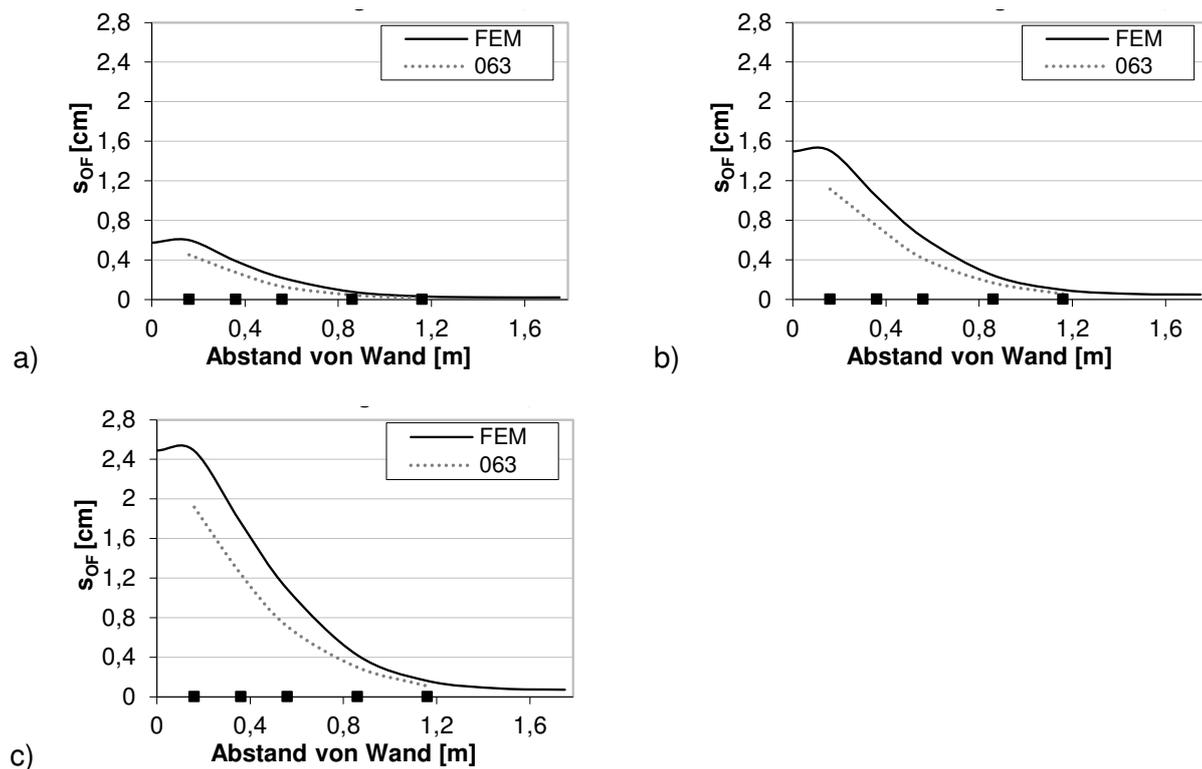


Bild 4.10: Oberflächenverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5], a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

In Bild 4.11 ist die Entwicklung des lokalen normierten horizontalen Erddrucks über die Tiefe  $z/h$  für verschiedene bezogene Wandverschiebungen  $s/h$  für dichte Lagerung dargestellt. Es ist eine Steigerung des lokalen horizontalen Erddrucks mit steigender Wandverschiebung zu erkennen. Sobald die Wand gegen das Erdreich verschoben wird, weicht der lokale Erddruckverlauf stark vom linearen Verlauf, wie er im Ausgangsspannungszustand herrscht, ab. Mit zunehmender Wandverschiebung bildet sich in einer Tiefe von  $z/h = 0,50-0,70$  ein Maximalwert aus, der sich mit steigender Wandverschiebung Richtung Wandfuß verschiebt. Bis zu dieser Tiefe steigt der lokale Erddruck linear bis zum Maximalwert an und fällt anschließend bis zum Wandfuß nahezu auf null ab. Einen ähnlichen Verlauf des lokalen horizontalen Erddrucks stellt auch Bartl [5] in seinen Versuchen fest. Auch er beobachtet die Ausbildung eines Maximalwerts bei  $z/h = 0,5$  und einen linearen Abfall der Erddruckspannung bis  $z/h = 0,9$ . Bartl stellte allerdings fest, dass am Wandfuß der Erdruchedruck  $e_0$  unabhängig von der Größe der Wandverschiebung erhalten bleibt. Da aber in der FE Berechnung bereits im Ausgangsspannungszustand der Erddruck in diesem Bereich auf null abfällt, ist davon auszugehen, dass es sich hierbei um einen numerischen Spitzenwert handelt. Genauso wie bereits in Bild 4.7 und Bild 4.8 kann man auch hier erkennen, dass bei einer bezogenen Wandverschiebung von ca.  $s/h = 0,1$  der Grenz- zustand erreicht ist. Ab dieser bezogenen Wandverschiebung nimmt der lokale horizontale

Erddruck kaum zu. Auch die Angriffshöhe der Erddruckkraft, Bild 4.12, stimmt gut mit den Messergebnissen von Bartl überein.

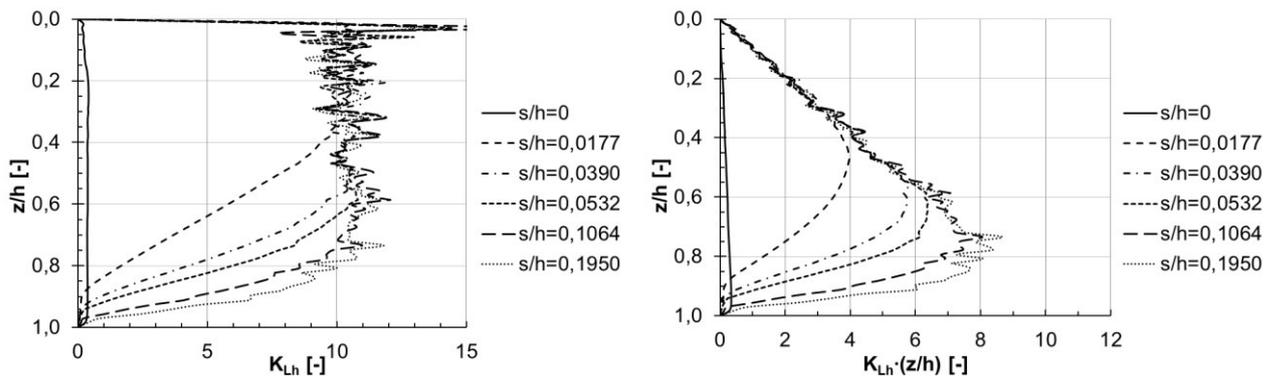


Bild 4.11: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$

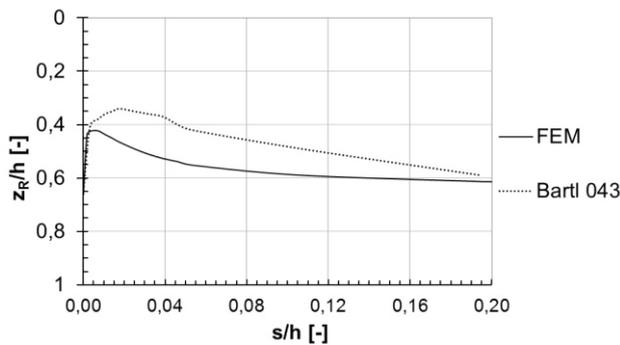


Bild 4.12: Angriffshöhe der Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$

Die Ergebnisse des lokalen mobilisierten horizontalen passiven Erddrucks für die Lagerungsdichten mitteldicht und locker sind dem Anhang B zu entnehmen. Der qualitative Verlauf stimmt mit dem bei dichter Lagerung überein. Bei mitteldichter Lagerung wird allerdings kein Grenzwert des lokalen horizontalen Erddrucks erreicht, Bild B.12. Dies wird durch die stetige Steigung der Mobilisierungskurve der resultierenden normierten horizontalen Erddruckkraft in Bild 4.7 b) bestätigt. In diesem Fall liegt, anders als bei dichter Lagerung und bei den Messergebnissen von Bartl, der Maximalwert mit steigender Wandverschiebung etwas unterhalb der Wandmitte. Dies zeigt auch der Vergleich der Angriffshöhe der Erddruckkraft, Bild B.13. In der FE-Berechnung für Drehung um den Fußpunkt und mitteldichte Lagerung liegt der Angriffspunkt der Resultierenden etwas unterhalb der Messergebnisse von Bartl. Die Ergebnisse der lockeren Lagerung stimmen sehr gut mit den Messergebnissen von Bartl überein. Auch hier wird, wie auch bei mitteldichter Lagerung, kein Grenzwert des lokalen horizontalen Erddrucks erreicht. Dies wird durch die stetige Steigung der Mobilisierungskurve der resultierenden normierten horizontalen Erddruckkraft in Bild 4.7 c) bestätigt.

### 4.3 Drehung um den Kopfpunkt

In Tabelle 4.4, Tabelle 4.5 und Tabelle 4.6 sind die Erddruckversuche von Bartl aufgelistet, die für die Auswertung bei Drehung um den Kopfpunkt und dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung herangezogen werden.

Tabelle 4.4: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Kopfpunkt  $I_D = 0,8 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 6               | 077            | Alu        | 3,16                | 17,0                             | 0,529        | 0,75         | 41,2                |
| 8               | 079            | Alu        | 3,16                | 17,4                             | 0,495        | 0,87         | 43,0                |

Tabelle 4.5: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Kopfpunkt  $I_D = 0,5 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 3               | 035            | Alu        | 3,16                | 16,1                             | 0,611        | 0,47         | 37,4                |

Tabelle 4.6: Verwendete Versuche von Bartl [5], Drehung um den Kopfpunkt  $I_D = 0,2 \pm 20\%$

| lfd. Nr.<br>[-] | Versuch<br>[-] | WOF<br>[-] | $l_k/h_{MW}$<br>[-] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$<br>[-] | $I_D$<br>[-] | $\varphi'_1$<br>[°] |
|-----------------|----------------|------------|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| 2               | 033            | Alu        | 3,16                | 15,5                             | 0,673        | 0,26         | 34,9                |

Vergleicht man die mobilisierte normierte Erdwiderstandskraft aus der FE-Berechnung der unterschiedlichen Lagerungsdichten mit den Messergebnissen von Bartl, Bild 4.13, so erkennt man, dass die Ergebnisse recht gut übereinstimmen. Auch hier kann bei dichter Lagerung, Bild 4.13 a), aus denselben Gründen wie bei Parallelverschiebung und dichter Lagerung der Abfall der Erddruckkraft nach dem Bruch nicht simuliert werden. Der Grenzwert der FE-Berechnung stimmt aber gut mit den Messergebnissen von Bartl überein.

Die FE-Berechnung ergibt bei Drehung um den Kopfpunkt und mitteldichter Lagerung eine etwas größere mobilisierte normierte Erdwiderstandskraft  $K'_{ph}$  als die Messergebnisse von Bartl im Vergleichsversuch, Bild 4.13 b). Die Ergebnisse liegen allerdings im akzeptablen Streubereich.

Die FE-Berechnung für Drehung um den Kopfpunkt der Wand und lockere Lagerung, Bild 4.13 c), ergibt eine fast perfekte Übereinstimmung mit den Messergebnissen von Bartl.

Auch bei der Drehung der Wand um ihren Kopfpunkt kann das Eintreten des Bruchs durch das Erreichen des Maximalwerts der mobilisierten normierten horizontalen Erdwiderstandskraft  $K'_{ph}$  oder über die *plastic points* bestimmt werden. Die Darstellung der *plastic points* bei der Bruchverschiebung der Wand ist im Anhang B zu finden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt bei der FE-Berechnung für Drehung der Wand um den Kopfpunkt und dichter Lagerung, gemäß *plastic points* bei ca.  $s/h = 0,025$  ein, Bild B.19. Dies stimmt in etwa mit der Wandverschiebung bei Erreichen des Peakwertes in Bartls Erddruckversuchen und somit mit dem Erreichen des Grenzzustandes überein.

Für Drehung der Wand um den Kopfpunkt und mitteldichter Lagerung wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß *plastic points* in der FE-Berechnung ungefähr bei  $s/h = 0,07$  erreicht, Bild B.21. Bartl gibt für seine Versuche mit Aluminium-Wandoberfläche bei Drehung um den Kopfpunkt eine bezogene Grenzverschiebung von

$$\frac{s_p}{h} = -0,051 \cdot I_D + 0,074 = 0,05 \quad (4.1)$$

an. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit war bei den Versuchen also bei einer etwas geringeren Wandbewegung erreicht.

Bei lockerer Lagerung ist bereits bei einer bezogenen Wandverschiebung  $s/h = 0,012$  eine durchgängige Linie der *plastic points* bis zur Geländeoberfläche zu erkennen, Bild B.25. Mit steigender Wandverschiebung wird der Bruchkörper jedoch zunächst größer, Bild B.26, was den Anstieg der Erdwiderstandskraft in Bild 4.13 c) erklärt. Auch Bartl [5] beobachtete bei seinen Erddruckversuchen bei lockerer und mitteldichter Lagerung, dass die Gleitfläche vor Erreichen des Maximalwerts des Erddrucks die Geländeoberfläche erreichte. Gemäß Bartl tritt die Grenzverschiebung bereits bei einer bezogenen Wandverschiebung  $s/h \sim 0,06$ , und somit früher als in den eigenen FE-Berechnungen, ein.

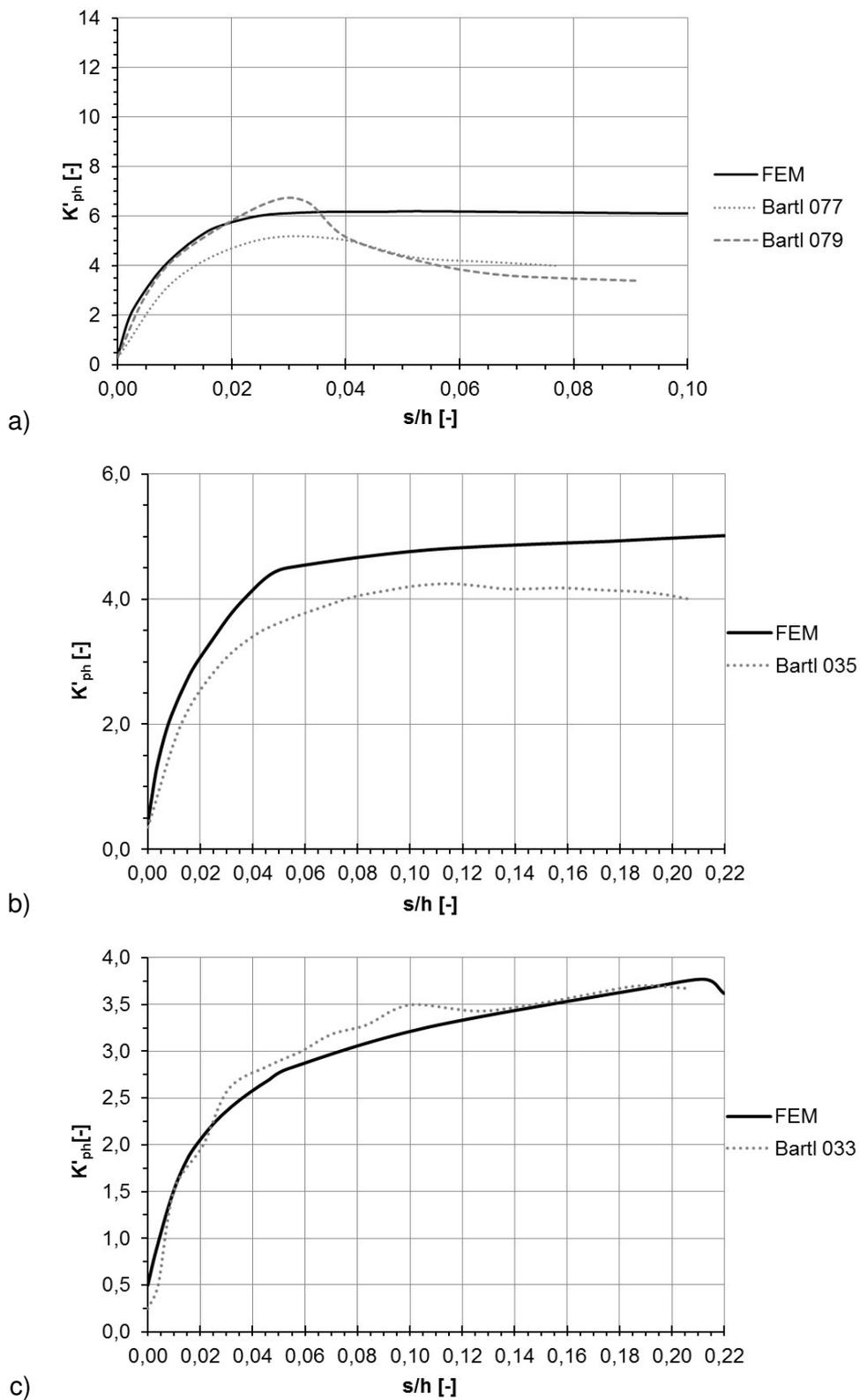


Bild 4.13: Mobilisierung der Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt  
 a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

Die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung aus der FE-Berechnung stimmt auch für dichte Lagerung gut mit den Messergebnissen von Bartl überein, Anhang B Bild B.20. Bei der Berechnung mit mitteldichter und lockerer Lagerung entspricht der Grenzwert der globalen Erddruckneigung gut den Messungen von Bartl. Jedoch ist die globale Erddruckneigung im Ausgangsspannungszustand zu gering. Beispielhaft ist hier in Bild 4.14 die globale Erddruckneigung in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt und lockere Lagerung dargestellt. Die Ergebnisse der dichten und mitteldichten Lagerung sind dem Anhang B zu entnehmen. Man kann erkennen, dass in der FE-Berechnung der Grenzwert der globalen Erddruckneigung etwas eher erreicht wird. Dennoch kann man sagen, dass die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung der FE-Berechnung gut mit den Messergebnissen von Bartl übereinstimmt. Die zu geringe globale Erddruckneigung im Ausgangsspannungszustand lässt vermuten, dass die Wandrauigkeit im FE-Modell zu klein gewählt wurde.

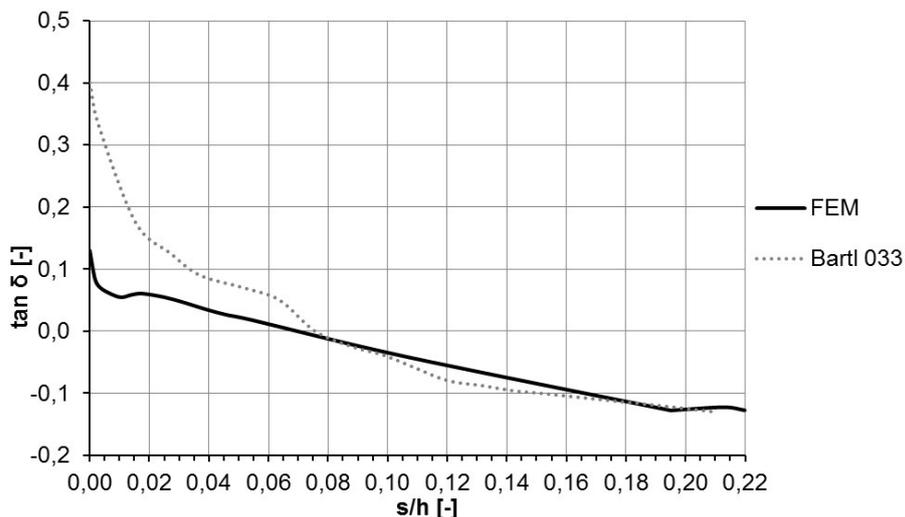


Bild 4.14: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$

In Bild 4.15 ist die Mobilisierung der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$  für eine Drehung um den Kopfpunkt bei mitteldichter Lagerung und einem  $R_{inter} = 0,5$  dargestellt. Die Ergebnisse der FE-Berechnung haben sich durch die Änderung des Wertes  $R_{inter}$  kaum geändert. In Bild 4.16 ist die Mobilisierung der globalen Erddruckneigung für diesen Fall dargestellt. Man erkennt, dass nun die globale Erddruckneigung aus den Erddruckversuchen von Bartl fast exakt durch die FE-Berechnung simuliert werden kann. Bartl hat bereits bei seinen Erddruckversuchen festgestellt, dass bei einer Drehung der Wand um den Kopfpunkt kleinere Erddruckneigungen mobilisiert werden. Dies zeigen auch die Ergebnisse der hier vorgestellten FE-Berechnungen für Drehung der Wand um den Kopfpunkt. Vergrößert man die maximal mögliche Erddruckneigung durch eine Erhöhung des Parameters  $R_{inter}$ , so ändert sich die Erddruckneigung lediglich im Ausgangsspannungszustand, aber nicht im Grenzzustand.

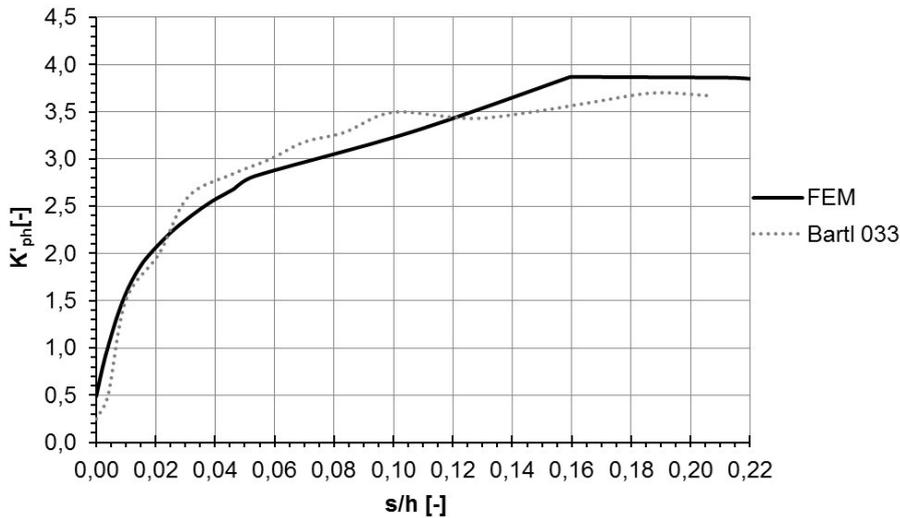


Bild 4.15: Mobilisierung der Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$ ;  $R_{inter} = 0,5$

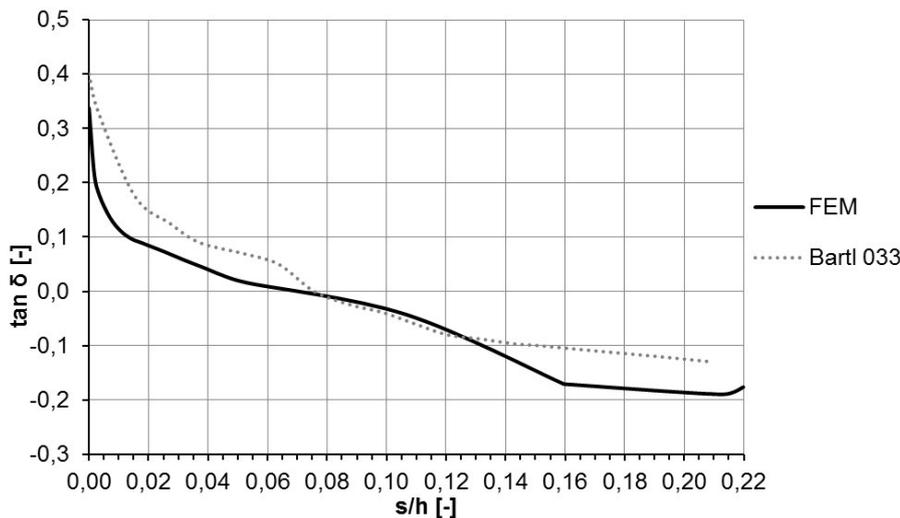


Bild 4.16: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$ ;  $R_{inter} = 0,5$

Für den Vergleich der Oberflächenverschiebungen  $s_{OF}$  lagen nur Messungen bei dichter Lagerung vor, da Bartl die Oberflächenverschiebungen erst ab dem Versuch 038 gemessen hat. Auf eine Darstellung der Oberflächenverschiebungen für mitteldichte und lockere Lagerung wird somit verzichtet. Die Oberflächenverschiebungen  $s_{OF}$  für Drehung der Wand um den Kopfpunkt und dichte Lagerung in der FE-Berechnung sind im Vergleich zu den Messergebnissen von Bartl etwas größer, Bild 4.17. Der Unterschied wird mit steigender Wandbewegung größer. Auch hier könnte, genau wie bei Parallelverschiebung und dichter Lagerung, der Einfluss der Seitenwände eine Erklärung für die Abweichungen sein. Der qualitative Verlauf der Oberflächenverschiebungen entlang der Sandoberfläche stimmt sehr gut mit den Messergebnissen von Bartl überein.

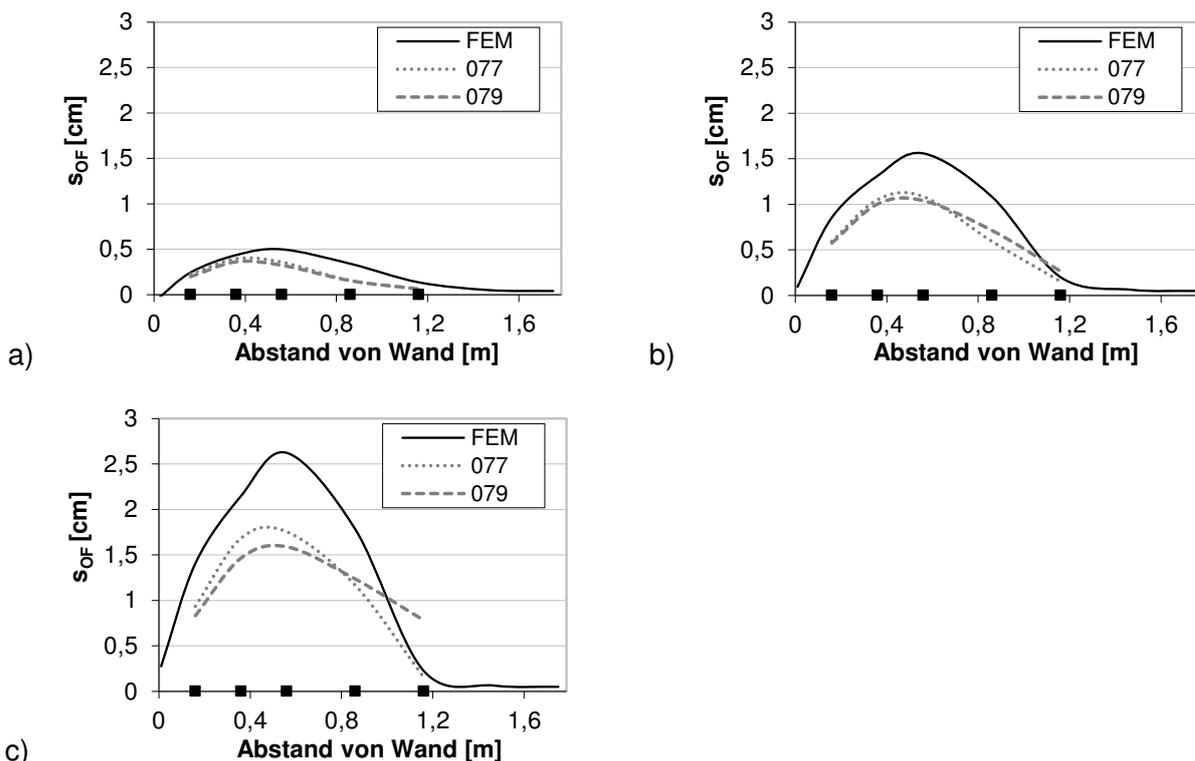


Bild 4.17: Oberflächenverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5]  
 a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

In Bild 4.18 ist die Entwicklung des lokalen normierten horizontalen Erddrucks über die Tiefe  $z/h$  mit steigender bezogener Wandverschiebung  $s/h$  beispielhaft für Drehung der Wand um den Kopfpunkt und dichte Lagerung dargestellt. Die entsprechenden Diagramme für mitteldichte und lockere Lagerung sind dem Anhang B zu entnehmen. Man erkennt wie bereits bei einer Drehung um den Fußpunkt der Wand, dass mit Eintreten der Wandverschiebung der Erddruck stark vom dreiecksförmigen Verlauf im Ausgangsspannungszustand abweicht. Vielmehr findet ab da eine überlineare Zunahme des Erddrucks mit der Wandverschiebung statt. In etwa bis zur Wandmitte ändert sich der Erddruck jedoch kaum mit Zunahme der Wandverschiebung. Es tritt somit ein Knick im Erddruckverlauf ungefähr in Wandmitte auf. Der Maximalwert des lokalen horizontalen Erddrucks tritt am Wandfuß auf und mit steigender Wandverschiebung wird auch dieser Maximalwert größer. Auch hier stimmen die FE-Ergebnisse wieder gut mit den Messergebnissen von Bartl überein. Der Vergleich der Angriffshöhe der Erddruckresultierenden, Bild 4.19, zeigt, dass die Erddruckresultierende in der FE-Berechnung minimal oberhalb der aus Bartls Erddruckversuchen liegt. Wie bereits in Bild 4.13 und Bild B.19 (Anhang B) festgestellt, wird ungefähr bei einer bezogenen Wandverschiebung von  $s/h = 0,025$  der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht. Ab dieser bezogenen Verschiebung bleibt der lokale horizontale Erddruck annähernd unverändert.

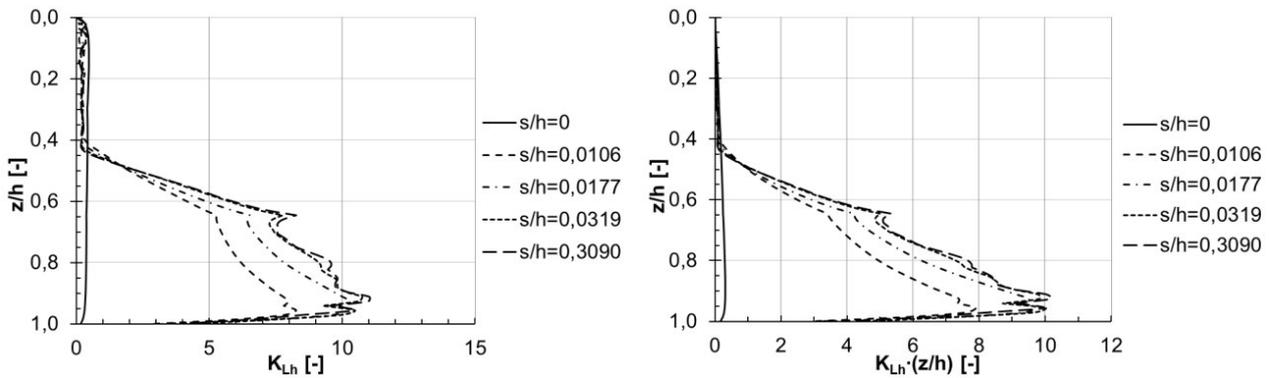


Bild 4.18: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$

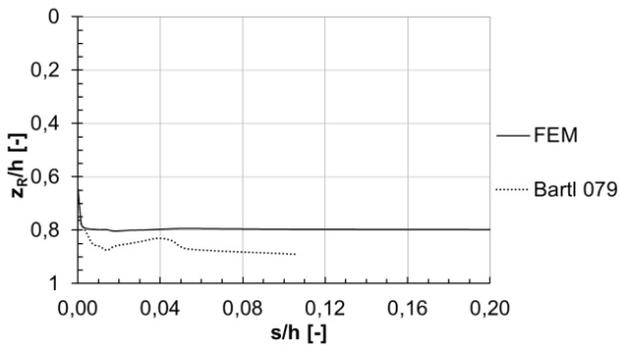


Bild 4.19: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$

## 4.4 Zusammenfassung

Die Messergebnisse von Bartl werden hinsichtlich der Mobilisierung der Erddruckkraft und auch der globalen Erddruckneigung mit dem gewählten FE-Modell, unter Berücksichtigung der Möglichkeiten und Grenzen des Stoffmodells gut simuliert. Schwachstellen des Stoffmodells sind in diesem Fall, dass durch den Ansatz eines konstanten Reibungswinkels weder eine Verdichtung des Sandes während der Belastung noch eine Auflockerung simuliert werden können. Da in dieser Arbeit jedoch der Gebrauchszustand betrachtet wird, die genannten Schwachstellen jedoch nur einen Einfluss auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit haben, ist dieser Aspekt für die vorliegende Arbeit nicht relevant. Es hat sich gezeigt, dass die Wahl des Reibungswinkels aus einem Triaxialversuch mit einem, im Vergleich zum Erddruckversuch, etwa 8 bis 12 mal zu hohem Spannungsniveau trotzdem sehr gute Ergebnisse liefert.

In Tabelle 4.7 werden die Grenzverschiebungen im FE-Modell mit der mittleren Grenzverschiebung für die einzelnen Wandbewegungsarten und Lagerungsdichten, die Bartl in den Modellversuchen ermittelt hat, verglichen. Berücksichtigt man, dass sowohl die Bestimmung der

Grenzverschiebung in der FE-Berechnung als auch die Bestimmung der Grenzverschiebung in Bartls Erddruckversuchen einer gewissen Streuung unterliegt, ist die Schlussfolgerung zulässig, dass die FE-Ergebnisse auch hier sehr gut die Erddruckversuche von Bartl simulieren. Aufgrund der schlechten Bestimmbarkeit der Grenzverschiebung bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt, sowohl in der FE-Berechnung als auch bei den Erddruckversuchen von Bartl, wird hier auf einen Vergleich verzichtet.

Tabelle 4.7: Vergleich Grenzverschiebung  $s_b/h$

|       | Parallelverschiebung     |             |        |
|-------|--------------------------|-------------|--------|
|       | dicht                    | mitteldicht | locker |
| FE    | 0,03                     | 0,08        | 0,10   |
| Bartl | 0,035-0,05               | 0,08        | 0,12   |
|       | Drehung um den Kopfpunkt |             |        |
|       | dicht                    | mitteldicht | locker |
| FE    | 0,025                    | 0,07        | -      |
| Bartl | ~0,03                    | 0,05        | 0,06   |

Die prognostizierten Oberflächenverschiebungen im FE-Modell passten teilweise exakt zu den Messergebnissen von Bartl. Lediglich bei Parallelverschiebung und Drehung um den Kopfpunkt und dichter Lagerung waren die im FE-Modell prognostizierten Oberflächenverschiebungen größer als in Bartls Erddruckversuchen.

Der Vergleich des lokalen Erddrucks über die Tiefe  $z/h$  und der Lage der Resultierenden zeigt, dass die FE-Ergebnisse die Erddruckversuche von Bartl sehr gut simulieren können.

Das vorgestellte FE-Modell kann somit für die Prognose der Mobilisierung des passiven Erddrucks verwendet werden und an geänderte Situationen angepasst werden, z.B. Mobilisierung des passiven Erddrucks bei Vorbelastung.

## 5. Vergleich der numerischen Ergebnisse mit vorhandenen Mobilisierungsfunktionen und DIN 4085

Im Folgenden werden die numerischen Ergebnisse zur Mobilisierung des Erdwiderstandes und die Versuchsergebnisse von Bartl [5] mit bestehenden Mobilisierungsfunktionen verglichen. Durch diesen Vergleich kann die Eignung der untersuchten Mobilisierungsansätze zur Prognose von Wandverformungen beurteilt werden.

Beispielhaft werden die Ansätze von Bartl [5], Besler [6] und Vogt [56] verwendet. Die Mobilisierungsansätze von Bartl und Besler sind gewählt worden, da sie in die DIN 4085: 2011-05 [69] bzw. die EAB [77] aufgenommen sind, und somit häufig in der Praxis angewendet werden. Auch Brand et al. greifen in ihren Beispielrechnungen auf den Ansatz von Bartl unter Verwendung der Grenzverschiebungen von Hettler/Maier zurück [7]. Der Mobilisierungsansatz von Vogt wird gewählt, da es hierzu eine Erweiterung zur Berücksichtigung der Vorbelastung gibt.

In den nachfolgenden Abschnitten finden zunächst eine Erläuterung der einzelnen Mobilisierungsansätze und anschließend der Vergleich mit den Mess- und FE-Ergebnissen statt.

### 5.1 Ansatz nach DIN 4085 und Bartl

Die DIN 4085: 2011-05 [69] verweist bei der Berücksichtigung eines verformungsabhängigen passiven Erddrucks auf den 2. Mobilisierungsansatz von Bartl [5]. Dieser Ansatz „stellt eine Verallgemeinerung der Ansätze von Nenzda [38] und Franke [18] dar“ [5] und hat folgende Form

$$\chi_R = [1 - (1 - \lambda_R)^b]^c \quad (5.1)$$

Mit

$$\lambda_R = \frac{s}{s_p} \quad (5.2)$$

und

$$\chi_R = \frac{E - E_0}{E_p - E_0} = \frac{K - K_0}{K_p - K_0} \quad (5.3)$$

ergibt sich

$$K'_{pgh} = (K_{pgh} - K_{ogh}) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c + K_{ogh} \quad (5.4)$$

mit  $s$  tatsächliche Wandverschiebung

$s_p$  die Verschiebung zur Mobilisierung von  $E_p$  nach Tabelle B.3 [69]

$b, c$  Exponenten der Mobilisierungsfunktion nach Tabelle 5.1

Laut Bartl kann der Exponent  $c$  als Konstante unabhängig von der Lagerungsdichte und der Wandbewegungsart zu  $c = 0,70$  angegeben werden. Der Exponent  $b$  dagegen ist zwar unabhängig von der Lagerungsdichte, aber abhängig von der Wandbewegungsart und kann Tabelle 5.1 entnommen werden. Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Mobilisierung des passiven Erddrucks geht über die Ermittlung der Grenzverschiebung in den Mobilisierungsansatz ein. Laut DIN 4085:2001-05 Tabelle B.3 [69] darf die Grenzverschiebung für Drehung der Wand um den Fußpunkt und Parallelverschiebung der Wand über folgende Formel ermittelt werden

$$\frac{s_p}{h} = -0,08 \cdot D + 0,12 \quad (5.5)$$

Die Gleichung gilt näherungsweise für  $\delta_p \leq \varphi'/2$  und liefert Mittelwerte. Die Streuung beträgt  $\pm 20\%$ .

Für Drehung der Wand um den Kopfpunkt darf laut DIN 4085:2001-05 Tabelle B.3 [69] die Grenzverschiebung nach folgender Formel berechnet werden.

$$\frac{s_p}{h} = -0,05 \cdot D + 0,09 \quad (5.6)$$

Auch die mit dieser Gleichung ermittelten Werte stellen Mittelwerte dar und weisen eine Streuung von  $\pm 20\%$  auf.

Tabelle 5.1: Exponenten für die angegebene Gleichung ( 5.4 ) [69] [5]

| Art der Wandbewegung | Exponenten der Mobilisierungsfunktion Gleichung ( 5.4 ) |     |
|----------------------|---|-----|
|                      | b   | c   |
| Fußpunktdrehung      | 1,07  | 0,7 |
| Parallelverschiebung | 1,45  |     |
| Kopfpunktdrehung     | 1,72  |     |

Nachfolgend werden die auf dieser Grundlage ermittelten Mobilisierungskurven mit den FE-Ergebnissen und Messergebnissen von Bartl für die einzelnen Wandbewegungsarten und Lagerungsdichten verglichen. Der Grenzwert des Erdwiderstandes wird nach Pregl/Sokolowski mit dem maximal mobilisierten Erddruckneigungswinkels  $\delta_p$  aus der FE-Berechnung ermittelt.

Die DIN 4085: 2011-05 gibt ebenfalls Empfehlungen für den Ansatz des passiven Erddrucks über die Wandhöhe, siehe Tabelle 5.2. Nachfolgend wird ergänzend der lokale Erddruck aus der FE-Berechnung mit den Empfehlungen der DIN 4085: 2011-05 verglichen.

Tabelle 5.2: Einfache Lastfiguren für die Verteilung des Erddrucks aus Bodeneigenlast ( $e_{pgh}$ ) für verschiedene Arten von Wandbewegung für einen nichtbindigen Boden, senkrechte Wand ( $\alpha = 0$ ) und horizontale Geländeoberfläche ( $\beta = 0$ ) [69]

|                    | Parallelverschiebung | Drehung um den Fußpunkt | Drehung um den Kopfpunkt |
|--------------------|----------------------|-------------------------|--------------------------|
| Erddruckverteilung |                      |                         |                          |

### 5.1.1 Parallelverschiebung

Bild 5.1 zeigt die normierte mobilisierte Erddruckkraft  $K^i_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ , jeweils für die Lagerungsdichten dicht ( $I_D = 0,8$ ), mitteldicht ( $I_D = 0,5$ ) und locker ( $I_D = 0,2$ ). In hellgrau sind die Vergleichskurven von Bartl und in schwarz die Ergebnisse der FE-Berechnung aus Kapitel 4.1 dargestellt. Hinzu kommt in rot die Mobilisierungskurve nach DIN 4085:2011-05, die sich für die jeweilige Lagerungsdichte und Parallelverschiebung ergibt. Der Mobilisierungsansatz nach DIN 4085:2011-05 bzw. nach Bartl ist nur bis zum Bruch definiert. Aus diesem Grund ist die Mobilisierungskurve ab der Bruchverschiebung gestrichelt eingezeichnet.

Für alle drei Lagerungsdichten geben die Mobilisierungsfunktionen die Messergebnisse von Bartl erwartungsgemäß sehr gut wieder. Die Steigung der Kurven im Anfangsbereich stimmt fast exakt mit den Messergebnissen von Bartl überein, während die FE-Ergebnisse bei dichter Lagerung oberhalb der Messergebnisse und der Mobilisierungskurve verlaufen. Die Grenzverschiebung stimmt sehr gut mit den Messergebnissen von Bartl überein, da sich die DIN 4085:2011-05 bei Ihrer Empfehlung zur Berechnung der Grenzverschiebungen ebenfalls auf die Empfehlungen von Bartl [5] stützt. Der Mobilisierungsansatz berücksichtigt weder ein Abfallen der Erdwiderstandskraft nach Erreichen des Grenzwertes, wie es bei Parallelverschiebung und dichter Lagerung auftritt, noch einen weiteren Anstieg der Erdwiderstandskraft nach Erreichen der Grenzverschiebung, wie es bei Parallelverschiebung und mitteldichter bzw. lockerer Lagerung zu beobachten ist. Wie bereits in Kapitel 4.1 erläutert, sind die beiden Aspekte für die zu betrachtende Aufgabenstellung bei Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit nicht von Interesse.

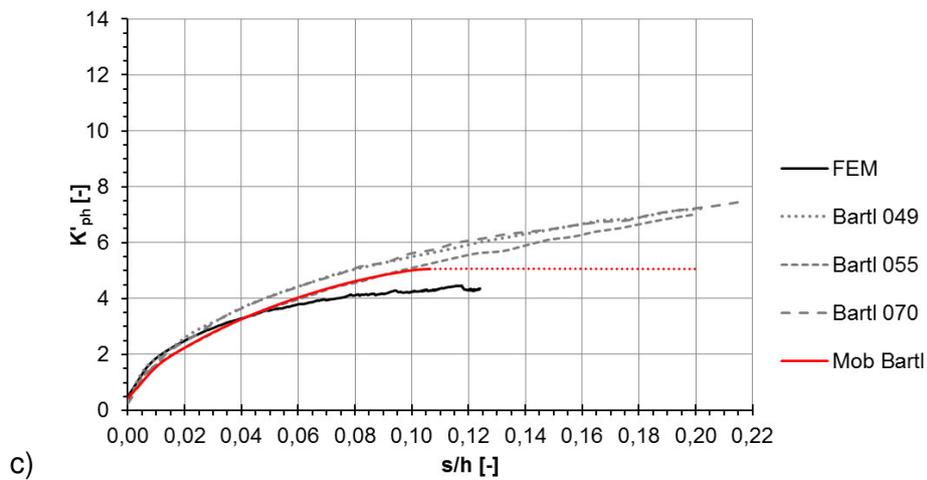
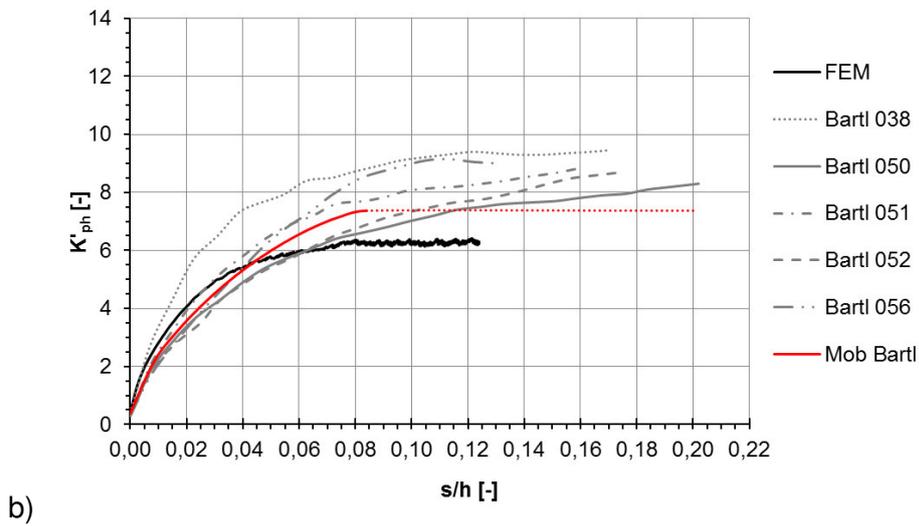
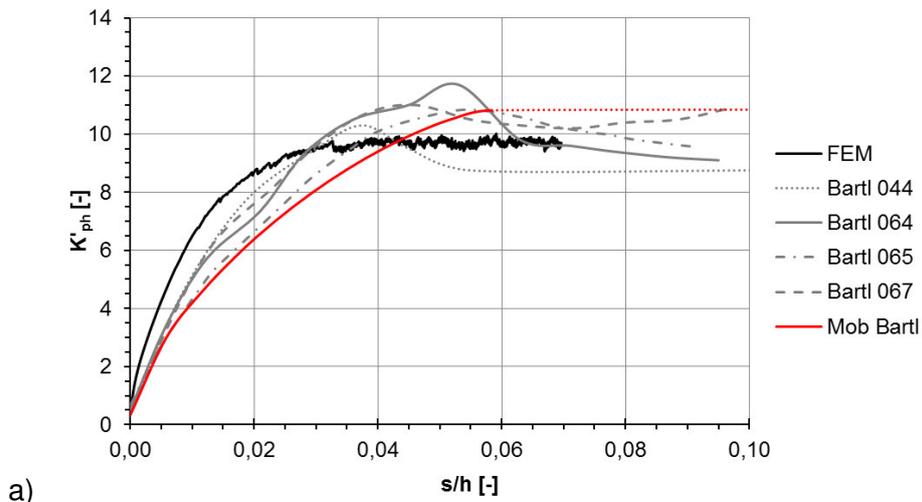


Bild 5.1: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Parallelverschiebung, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Bartl/DIN 4085

a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

Die DIN 4085: 2011-05 empfiehlt als vereinfachte Erddruckverteilung bei einer Parallelverschiebung der Wand einen mit der Tiefe linear zunehmenden Erddruck. In Bild 5.2 ist der Vergleich des normierten lokalen passiven Erddrucks  $K_{Lh}$  nach Gleichung ( 3.11 ) aus der FE-Berechnung (schwarze dünne Kurven) für verschiedene Wandverschiebungen mit der Empfehlung der DIN 4085: 2011-05 (schwarze dicke Kurve) beispielhaft für die dichte Lagerung dargestellt. Die DIN gibt lediglich eine Empfehlung für den Grenzzustand. Man kann erkennen, dass die FE-Ergebnisse im Grenzzustand für die dichte Lagerung sehr gut mit der Empfehlung der DIN übereinstimmen. Dies gilt ebenfalls für die Lagerungsdichten mitteldicht und dicht.

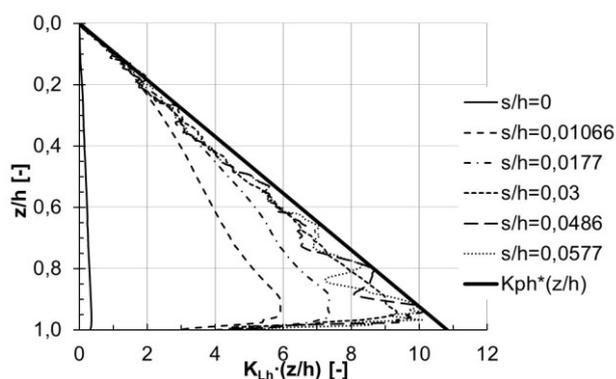


Bild 5.2: horizontaler passiver Erddruck, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,8$ , Vergleich FE-Ergebnisse mit Empfehlung nach DIN 4085: 2011-05 [69]

### 5.1.2 Drehung um den Fußpunkt

Bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein kleinerer Erdwiderstand aktiviert als bei einer Parallelverschiebung der Wand. Die DIN 4085 [69] empfiehlt folgende Größenordnung des Erdwiderstandes  $E_{pgh}^a$  bei Drehung um den Fußpunkt:

$$\frac{1}{2} \cdot E_{pgh}^b \leq E_{pgh}^a \leq \frac{2}{3} \cdot E_{pgh}^b \quad (5.7)$$

$E_{pgh}^a$ : Erdwiderstand bei Drehung der Wand um den Fußpunkt

$E_{pgh}^b$ : Erdwiderstand bei Parallelbewegung der Wand

Auch Bartl [5] gibt in seiner Arbeit an, dass die Erdwiderstandskraft bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt bei 62 – 64% der maximalen Erdwiderstandskraft bei einer Parallelverschiebung der Wand liegt.

Für die Berechnung der Mobilisierungskurven nach DIN 4085:2011-05 wird eine Abminderung des Erdwiderstandsbeiwertes  $K_{ph}$  nach Pregl/Sokolowski auf 62% vorgenommen.

Der Vergleich der mobilisierten normierten horizontalen Erdwiderstandskraft aus den Erddruckversuchen von Bartl und den eigenen FE-Berechnungen mit den Mobilisierungskurven unter den zuvor vorgestellten Bedingungen ist für Drehung um den Fußpunkt und die unterschiedlichen Lagerungsdichten Bild 5.3 zu entnehmen.

Auch für Drehung der Wand um den Fußpunkt stimmen die Mobilisierungskurven sehr gut mit den Messergebnissen von Bartl und auch mit den eigenen FE-Ergebnissen überein. Bei dichter Lagerung, Bild 5.4 a), ergibt die FE-Berechnung etwas geringere Wandverschiebungen bei gleicher mobilisierter horizontaler Erdwiderstandskraft. Auch bei dem Mobilisierungsansatz für Drehung der Wand um ihren Fußpunkt wird kein weiterer Anstieg des Erdwiderstands nach Erreichen der Grenzverschiebung berücksichtigt.

Bei der Drehung der Wand um den Wandfuß empfiehlt die DIN 4085: 2011-05 den Ansatz eines bis zur halben Wandhöhe linear ansteigenden Erddrucks welcher anschließend bis zum Wandfuß auf null abfällt. Die Steigung ergibt sich aus dem Erddruckbeiwert, welcher entsprechend Gleichung (5.8) aus der reduzierten Erddruckresultierenden zurückgerechnet werden kann. Man kann in Bild 5.3 beispielhaft für die dichte Lagerung erkennen, dass dieser Ansatz gut zu den eigenen FE-Ergebnissen passt. Der Maximalwert und somit auch die Erddruckresultierende liegen in den eigenen FE-Berechnungen etwas unterhalb der Wandmitte.

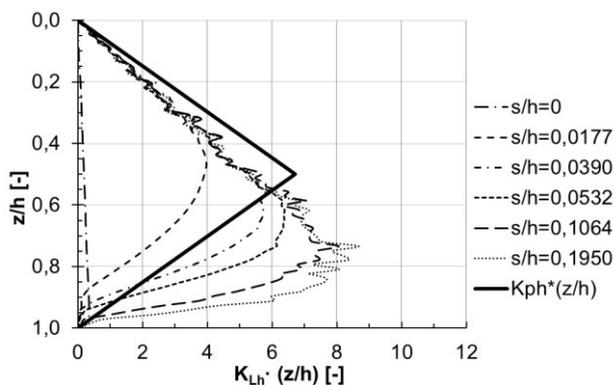


Bild 5.3: horizontaler passiver Erddruck, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,8$ , Vergleich FE-Ergebnisse mit Empfehlung nach DIN 4085: 2011-05 [69]

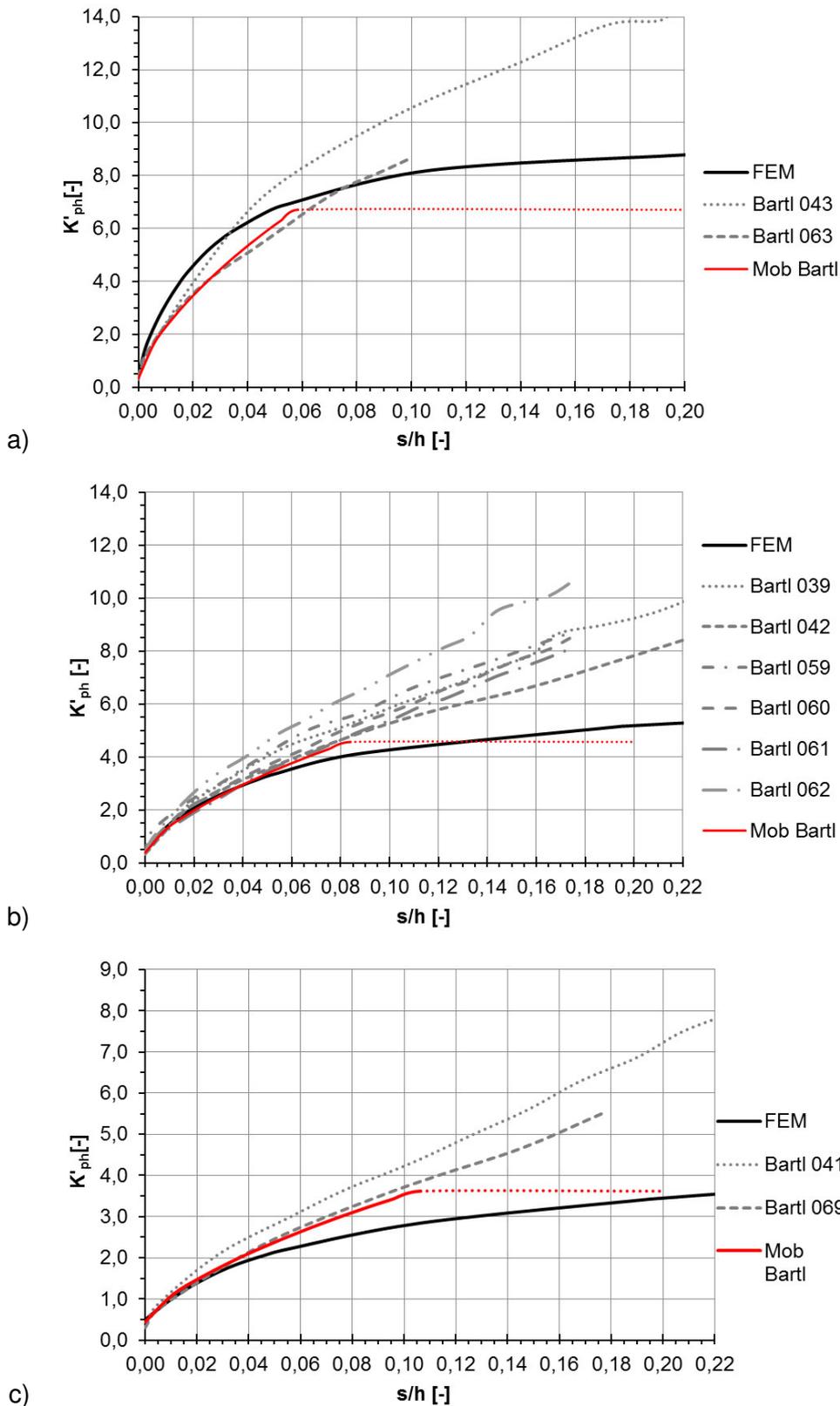


Bild 5.4: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Bartl/DIN 4085

a)  $l_D = 0,8$  b)  $l_D = 0,5$  c)  $l_D = 0,2$

### 5.1.3 Drehung um den Kopfpunkt

Bei einer Drehung der Wand um den Kopfpunkt wird, wie auch schon bei einer Drehung um den Fußpunkt nicht der gleiche Erdwiderstand, der bei einer Parallelbewegung der Wand erreicht wird, aktiviert. Hier empfiehlt die DIN 4085: 2011-05 [69] folgende Abminderung für den Erdwiderstand bei Drehung um den Kopfpunkt  $K_{pgh}^c$ :

$$K_{pgh}^c = \frac{2}{3} \cdot K_{pgh}^b \quad (5.8)$$

$E_{pgh}^b$ : Erdwiderstand bei Parallelbewegung der Wand

Bartl [5] gibt an, dass die maximale Erdwiderstandskraft bei Drehung um den Kopfpunkt bei 50 bis 60% der Erdwiderstandskraft bei einer Parallelverschiebung der Wand liegt. Für die Berechnung der Mobilisierungskurven für die Drehung um den Kopfpunkt wird die Empfehlung der DIN 4085: 2011-05 aus Gleichung ( 5.8 ) verwendet. Es ergeben sich die in Bild 5.5 dargestellten Mobilisierungskurven.

Auch hier stimmen die Mobilisierungskurven fast exakt mit den Messergebnissen von Bartl und den eigenen FE-Berechnungen überein. Eine Ausnahme bilden hier die Ergebnisse bei dichter Lagerung, Bild 5.5 a). Auch hier ergibt die FE-Berechnung bei gleicher mobilisierter Erdwiderstandskraft kleinere Wandverschiebungen. Der Unterschied reduziert sich, je geringer die Lagerungsdichte wird.

Die DIN 4085: 2011-05 empfiehlt für eine Drehung um den Kopfpunkt einen mit der Tiefe überlinear zunehmenden Erddruck entsprechend einer quadratischen Parabel. In Bild 5.6 ist der Vergleich des lokalen Erddrucks aus der FE-Berechnung und nach der Empfehlung der DIN 4085: 2011-05 über die normierte Tiefe  $z/h$  dargestellt. Man kann erkennen, dass der Verlauf recht gut mit den FE-Ergebnissen übereinstimmt. Im oberen Bereich wird der Erddruck etwas überschätzt und im unteren Bereich etwas unterschätzt. Hierdurch liegt die Erddruckresultierende nach DIN 4085: 2011-05 etwas oberhalb der Beobachtungen von Bartl und der eigenen FE-Berechnungen.

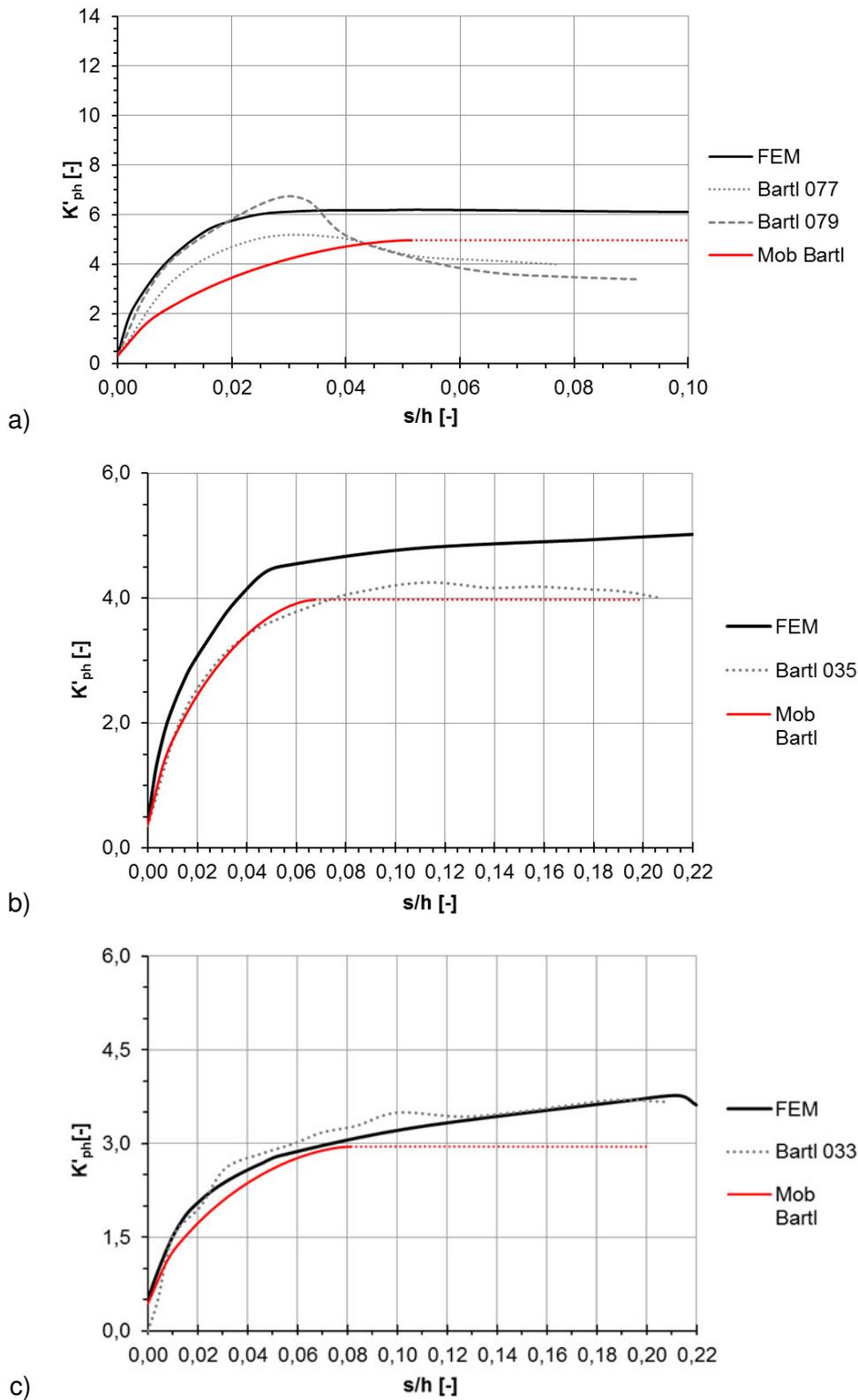


Bild 5.5: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Bartl/DIN 4085

a)  $l_D = 0,8$ , b)  $l_D = 0,5$  c)  $l_D = 0,2$

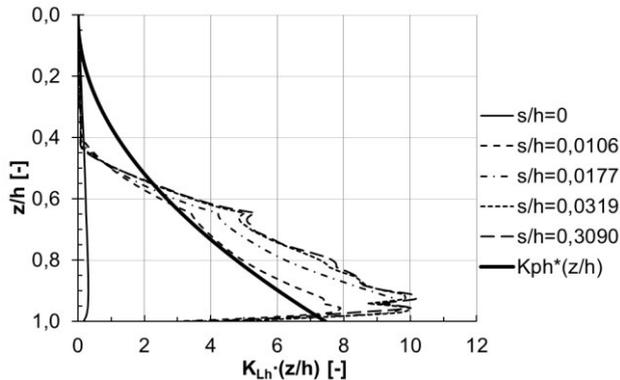


Bild 5.6: horizontaler passiver Erddruck, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$ , Vergleich FE-Ergebnisse mit Empfehlung nach DIN 4085: 2011-05 [69]

### 5.1.4 Zwischenfazit

Der Mobilisierungsansatz der DIN 4085: 2011-05 gibt die Messergebnisse von Bartl und die eigenen FE-Ergebnisse sehr gut wieder. Dies war zu erwarten, da die Exponenten dieses Mobilisierungsansatzes aus den Erddruckversuchen von Bartl ermittelt wurden.

## 5.2 Ansatz nach Besler

Besler [6] wählt als Mobilisierungsansatz eine Hyperbelfunktion, mit drei Stützstellen. In Bild 5.7 ist in dem linken Bild eine Baugrubenwand mit Einbindetiefe  $d$  dargestellt. Im mittleren Bild sieht man die dazugehörige Modellvorstellung in der nur der in den Boden einbindende Teil der Wand mit einer Höhe  $h = d$  dargestellt ist. Dies entspricht der Modellvorstellung, wie sie auch in den in dieser Arbeit beschriebenen FE-Berechnungen verwendet wurde. Im rechten Bild ist die dazugehörige Mobilisierungskurve mit den drei bekannten Stützstellen abgebildet. Die drei Stützstellen sind:

- Ausgangsspannungszustand  $E_0$  bzw.  $K_0$  bei  $s = 0$
- Grenzzustand  $E_{ph}$  bzw.  $K_{ph}$  bei  $s_B$  (Index B für Bruchzustand)
- Gebrauchszustand  $E'_{ph}$  bzw.  $K'_{ph}$  mit einem Mobilisierungsgrad von 50% bei  $s_G$  (Index G für Gebrauchszustand)

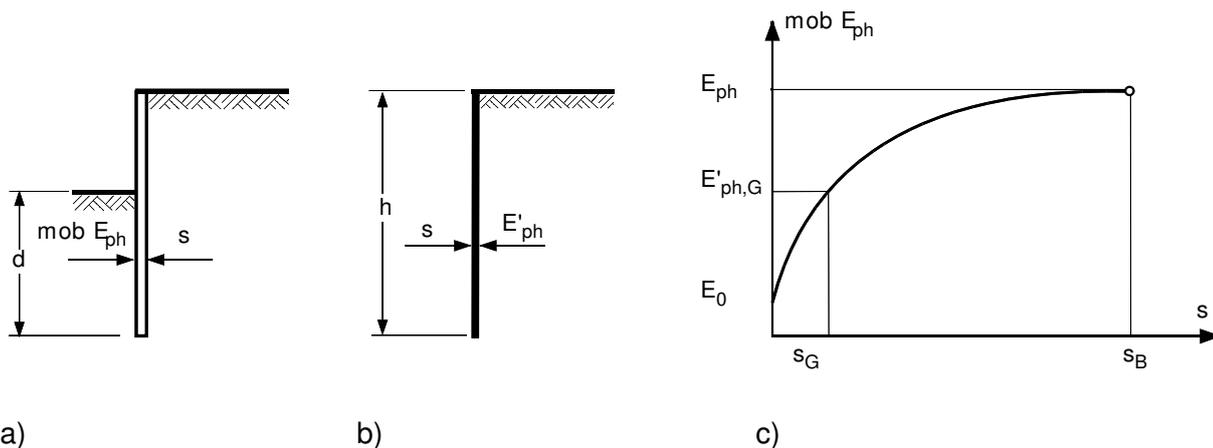


Bild 5.7: Mobilisierung des Erdwiderstandes  $E'_{ph}$  beim Verschieben des Bodenauflegers einer Baugru-benwand:  
 a) Situation, b) Idealisierte Modellvorstellung mit Wand der Höhe  $h$ , c) Mobilisierungskurve [27]

Die Erddruckbeiwerte  $K_0$  und  $K_{ph}$  können nach den bekannten klassischen Methoden berechnet werden. Die Verschiebungsgrößen  $s_G$  und  $s_B$  können in Abhängigkeit von der Wandhöhe  $h$  über folgende Formeln bestimmt werden.

$$s_G = f_1 \cdot h \quad (5.9)$$

$$s_B = f_2 \cdot h \quad (5.10)$$

Die Ermittlung von  $f_1$  und  $f_2$  geschieht über eine Faktorenerlegung zur Berücksichtigung des Einflusses der Lagerungsdichte ( $f_D$ ), einer negativen Wandreibung ( $f_\delta$ ) und einem Faktor  $f_B$  der die Verschiebung in Prozent für den Grundfall berücksichtigt. Besler [6] hat diese Faktoren anhand von Erddruckversuchen ermittelt. Bei dem Faktor  $f_B$  wird zwischen  $f_{B,G}$  bei Erreichen von 50% des Erdwiderstandes und  $f_{B,B}$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit unterschieden. Die gleiche Unterscheidung wird beim Faktor  $f_s$  vorgenommen, welcher den Einfluss von Grundwasser berücksichtigen soll. Es ergeben sich somit folgende Funktionen  $f_1$  und  $f_2$ :

$$f_1 = f_D \cdot f_\delta \cdot f_{s,G} \cdot f_{B,G} \quad (5.11)$$

$$f_2 = f_D \cdot f_\delta \cdot f_{s,B} \cdot f_{B,B} \quad (5.12)$$

Die Werte für die einzelnen Parameter sind dem Anhang C zu entnehmen. Gemäß Weißenbach und Hettler [60] ist jedoch auf eine Erhöhung von  $s_p$  unter Wasser zu verzichten. Aus diesem Grund werden die Faktoren zur Berücksichtigung des Einflusses aus Grundwasser  $f_{s,G} = f_{s,B} = 1,0$  gesetzt.

Nach Besler [6] lässt sich die Mobilisierungskurve für den passiven Erddruck in dimensionsloser Form mit folgendem Hyperbelansatz beschreiben

$$K'_{ph} = A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \quad (5.13)$$

Unter der Verwendung der zuvor beschriebenen Eingangsgrößen lassen sich die Größen A, B und C wie folgt berechnen:

$$A = K_{ph} + C(K_{ph} - K_0) \quad (5.14)$$

$$B = -(C + C^2)(K_{ph} - K_0) \quad (5.15)$$

$$C = \frac{-K_{ph} \cdot \frac{s_G}{s_B}}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_G}{s_B} + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} \quad (5.16)$$

Die Mobilisierungskurve weist im Grenzzustand keine waagerechte Tangente auf. Laut Besler [6] ist dies jedoch durchaus realistisch, da ausgeprägte Grenzzustände meist gar nicht auftreten. Dies erkennt man insbesondere bei den Messergebnissen von Bartl für geringere Lagerungsdichten bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt. Hier ist mit steigender Wandbewegung auch eine Steigerung der Erddruckkraft zu beobachten.

### 5.2.1 Parallelverschiebung

Bild 5.8 zeigt die normierte mobilisierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$ , jeweils für die Lagerungsdichten dicht ( $I_D = 0,8$ ), mitteldicht ( $I_D = 0,5$ ) und locker ( $I_D = 0,2$ ). Wie auch in Kapitel 4.1 sind in hellgrau die Vergleichskurven von Bartl und in schwarz die Ergebnisse der FE-Berechnung dargestellt. Hinzu kommt in Rot die Mobilisierungskurve von Besler, die sich für die jeweilige Lagerungsdichte und Parallelverschiebung ergibt. Auch hier wird die Mobilisierungskurve ab der Bruchverschiebung gestrichelt dargestellt, da die Mobilisierungskurve nur bis zum Erreichen von  $s_B$  definiert ist. Besler bezieht sich bei der Einteilung der Bandbreiten der Lagerungsdichten zur Ermittlung der Koeffizienten auf die Einteilung in der EAB [76]. Das bedeutet für den vorliegenden Fall, dass für eine bezogene Lagerungsdichte  $I_D = 0,8$  die Koeffizienten für eine sehr dichte Lagerung verwendet werden müssen.

Für dichte Lagerung, Bild 5.8 a), liegt die Mobilisierungskurve von Besler genau zwischen den Messwerten von Bartl und den eigenen FE-Ergebnissen. Das Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit stimmt bei dem Ansatz nach Besler gut mit den Messergebnissen von Bartl überein und erfolgt somit etwas später als im eigenen FE-Modell. Der Grenzwert, der für den Ansatz von Besler nach Pregl/Sokolowski ermittelt wurde, liegt im Bereich der Messergebnisse von Bartl und somit ein wenig oberhalb der FE-Ergebnisse.

Für mitteldichte Lagerung, Bild 5.8 b), liegt die Mobilisierungskurve von Besler im Streubereich der Versuchsergebnisse von Bartl. Bis zu einer Verschiebung von  $s/h = 0,02$  stimmt die Mobilisierungskurve fast exakt mit den FE-Ergebnissen überein. Ab da verläuft sie oberhalb der FE-Ergebnisse. Die Verschiebung  $s_B$ , bei der der Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Besler erreicht ist, stimmt fast exakt mit den FE-Ergebnissen und Messergebnissen von Bartl überein. Der Grenzwert  $K_{ph}$ , nach Pregl/Sokolowski, liegt im Streubereich der Messergebnisse von Bartl und oberhalb der FE-Ergebnisse. Der Anstieg der Erddruckkraft nach Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, den Bartl in seinen Erddruckversuchen für mitteldichte Lagerung und Parallelverschiebung beobachten konnte, wird bei der Mobilisierungskurve nach Besler nicht berücksichtigt, was der üblichen Vorgehensweise bei einer analytischen Erdwiderstandsermittlung entspricht.

Bei lockerer Lagerung  $I_D = 0,2$ , Bild 5.8 c), stimmt die Mobilisierungskurve von Besler bis zu einer bezogenen Verschiebung von  $s/h = 0,09$  fast exakt mit den Messergebnissen von Bartl überein und liegt somit oberhalb der FE-Ergebnisse. Die Grenzverschiebung  $s_B/h$  die gemäß dem Ansatz von Besler berechnet wird, stimmt gut mit den FE-Ergebnissen überein. Auch der Grenzwert  $K_{ph}$  nach Pregl/Sokolowski liegt im Bereich der Messergebnisse von Bartl. Auch hier wird, wie bei mitteldichter Lagerung, bei dem Ansatz von Besler kein Anstieg der Erddruckkraft nach Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit berücksichtigt.

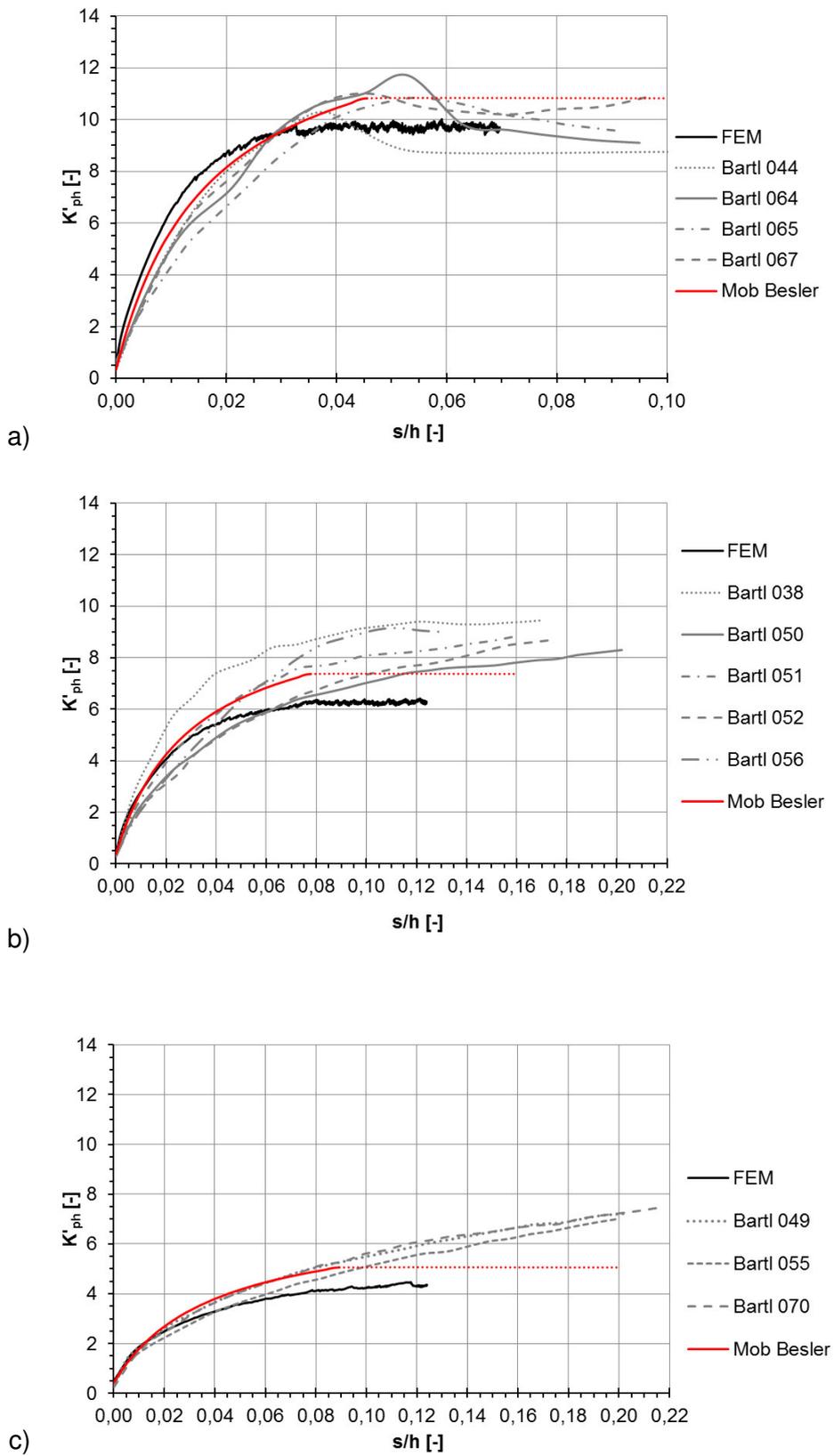


Bild 5.8: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Parallelverschiebung, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Besler  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.2.2 Drehung um den Fußpunkt

Wie bereits erwähnt, wird bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein kleinerer Erdwiderstand aktiviert als bei einer Parallelverschiebung der Wand. Aus diesem Grund kann bei der Berechnung der Mobilisierungskurven von Besler bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt nicht der volle Erdwiderstandsbeiwert  $K_{ph}$  nach Pregl/Sokolowski angesetzt werden. Besler bezieht sich auf die Ergebnisse von Mao [35], die für Drehung um den Fußpunkt eine Abminderung des Erdwiderstands für Parallelbewegung auf 62% vorschlägt

$$K_{ph,F} = 0,62 \cdot K_{ph,P} \quad (5.17)$$

$K_{ph,F}$ : Erdwiderstandsbeiwert bei Drehung um den Fußpunkt

$K_{ph,P}$ : Erdwiderstandsbeiwert bei Parallelbewegung

Diese Angabe liegt im Rahmen der Angaben der DIN 4085 [69], Gleichung ( 5.7 ) und Bartl, Kapitel 5.1.2.

Die Hauptursache für die unterschiedlichen Abminderungsfaktoren liegt darin, dass bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt meist kein ausgeprägter Grenzzustand zu beobachten ist und die Erddruckkraft mit steigender Wandverformung stetig ansteigt. [35]

Bei der Ermittlung der Mobilisierungskurven nach Besler wird die normierte Erdwiderstandskraft im Grenzzustand bei Drehung der Wand um den Fußpunkt nach Gleichung ( 5.17 ) ermittelt. Bild 5.9 zeigt die mobilisierte normierte Erdwiderstandskraft in Abhängigkeit von der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  für die unterschiedlichen Lagerungsdichten. Auch hier sind wieder die Vergleichskurven von Bartl und die FE-Ergebnisse aus Kapitel 4.2 dargestellt und zusätzlich die Mobilisierungskurve nach Besler, die sich für die unterschiedlichen Lagerungsdichten mit den zuvor erwähnten Annahmen ergibt.

Für dichte Lagerung, Bild 5.9 a), ergibt die Mobilisierungskurve nach Besler bei gleichem mobilisiertem Erdwiderstand etwas größere Wandverschiebungen als die FE-Ergebnisse, liegt aber im Rahmen der Messergebnisse von Bartl. Sowohl bei Bartl als auch bei den in dieser Arbeit vorgestellten FE-Ergebnissen kann die Verschiebung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht festgelegt werden. Aus diesem Grund kann hinsichtlich der Übereinstimmung der Grenzverschiebung von Besler mit den Messergebnissen von Bartl und den FE-Ergebnissen bei Drehung um den Fußpunkt keine Aussage getroffen werden. Besler legte den Zeitpunkt des Bruchs bei seinen Erddruckversuchen über die Beobachtung der Oberflächenverschiebungen und die abrupte Änderung des Wandreibungswinkels fest.

Bei mitteldichter Lagerung, Bild 5.9 b), ergibt die Mobilisierungskurve nach Besler bei gleichem mobilisierten normierten Erdwiderstand minimal größere bezogene Wandverschiebungen als die Messergebnisse von Bartl und die eigenen FE-Ergebnisse.

Bei lockerer Lagerung, Bild 5.9 c), liegt die Mobilisierungskurve von Besler etwas unterhalb der Messergebnisse von Bartl, trifft diese bis zum Grenzzustand aber ziemlich genau. Die FE-Ergebnisse liegen noch unterhalb der Mobilisierungskurve von Besler.

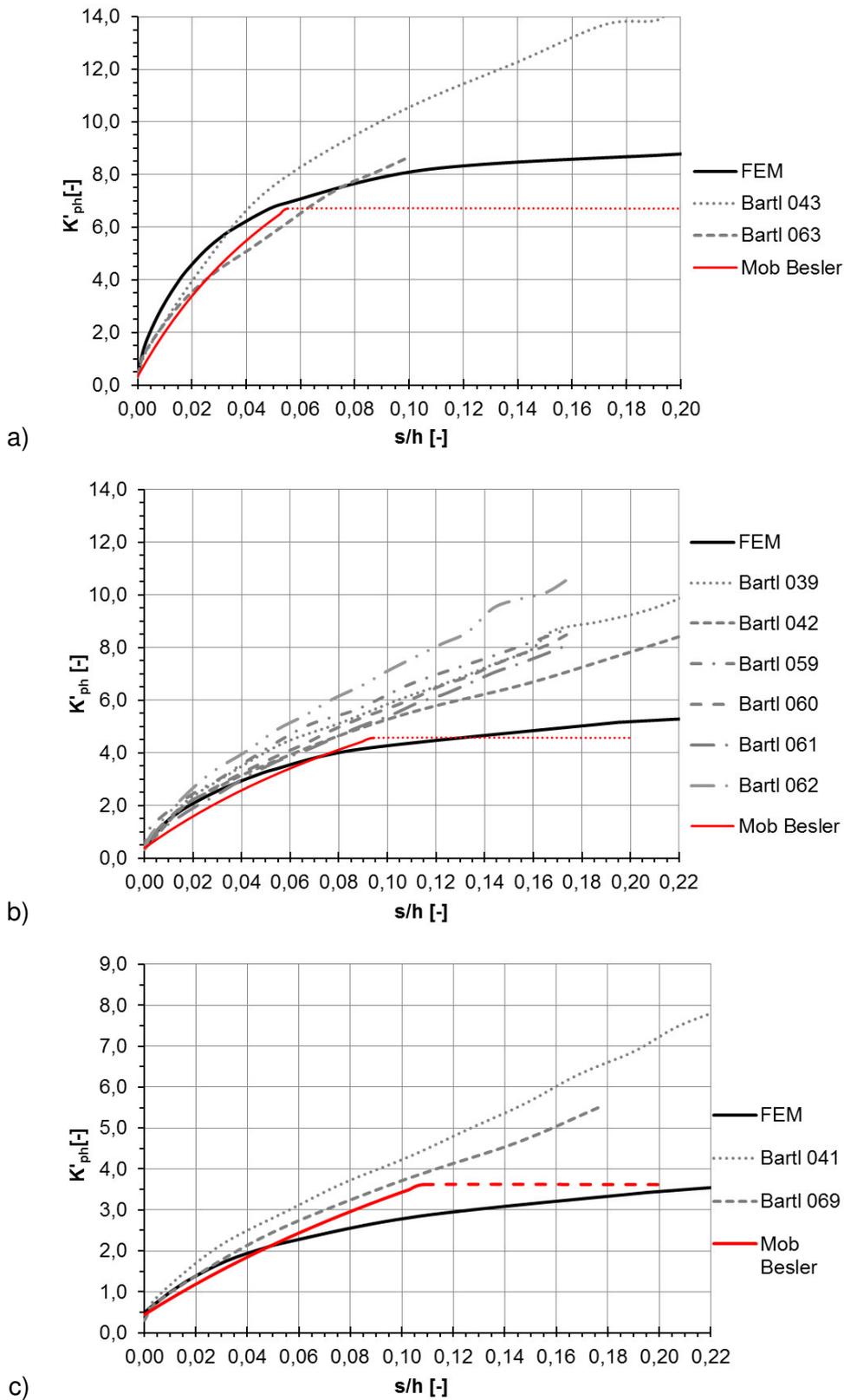


Bild 5.9: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Besler

a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.2.3 Drehung um den Kopfpunkt

Bei Drehung um den Kopfpunkt wird, wie auch schon bei Drehung um den Fußpunkt, nicht der komplette Erdwiderstand wie bei Parallelbewegung, erreicht. Es liegt keine Empfehlung von Besler [6] hinsichtlich der Größe des Erdwiderstandes bei Drehung der Wand um den Kopfpunkt vor. Deswegen wird bei den nachfolgenden Berechnungen die Abminderung des Erddruckbeiwertes bei Parallelverschiebung entsprechend Gleichung ( 5.8 ) vorgenommen.

In Bild 5.10 ist der mobilisierte normierte Erdwiderstand für die Vergleichskurven von Bartl und die Ergebnisse der FE-Berechnung für die unterschiedlichen Lagerungsdichten aus Kapitel 4.3 dargestellt. Zusätzlich ist die Mobilisierungskurve von Besler bei Drehung um den Kopfpunkt mit den zuvor aufgeführten Grundlagen abgebildet.

Bei dichter Lagerung, Bild 5.10 a), erhält man bei gleichem mobilisierten normierten Erdwiderstand mit der Mobilisierungskurve nach Besler ca. 6 mal so große bezogene Wandverschiebungen als die Messergebnisse von Bartl und die eigenen FE-Berechnungen ergeben. Der Grenzwert des normierten Erdwiderstands nach Pregl/Sokolowski liegt im Rahmen, allerdings wird nach der Mobilisierungskurve von Besler dieser bei einer viel zu großen Wandverschiebung erreicht.

Auch bei mitteldichten Lagerung, Bild 5.10 b), sind die bezogenen Verschiebungen die mit der Mobilisierungsfunktion von Besler ermittelt werden im Mittel um das 3 fache größer als nach der FE-Berechnung und den Messergebnissen von Bartl. Auch hier liegt der Grenzwert des Erdwiderstandes nach Pregl/Sokolowski mit der Abminderung nach Gleichung ( 5.8 ) im Bereich der Messergebnisse von Bartl und somit unterhalb der FE-Ergebnisse. Allerdings wird der Grenzwert auch bei einer zu großen Grenzverschiebung erreicht.

Auch bei lockerer Lagerung, Bild 5.10 c), sind die zu einem mobilisierten normierten Erdwiderstand korrespondierenden bezogenen Wandverschiebungen ungefähr drei Mal so groß, wie nach der FE-Berechnung und den Messergebnissen von Bartl. Der Grenzwert nach Pregl/Sokolowski, auch hier mit der Abminderung gemäß Formel ( 5.8 ), liegt wieder im Rahmen der Messergebnisse und der FE-Berechnung, wird aber bei einer zu großen bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  erreicht.

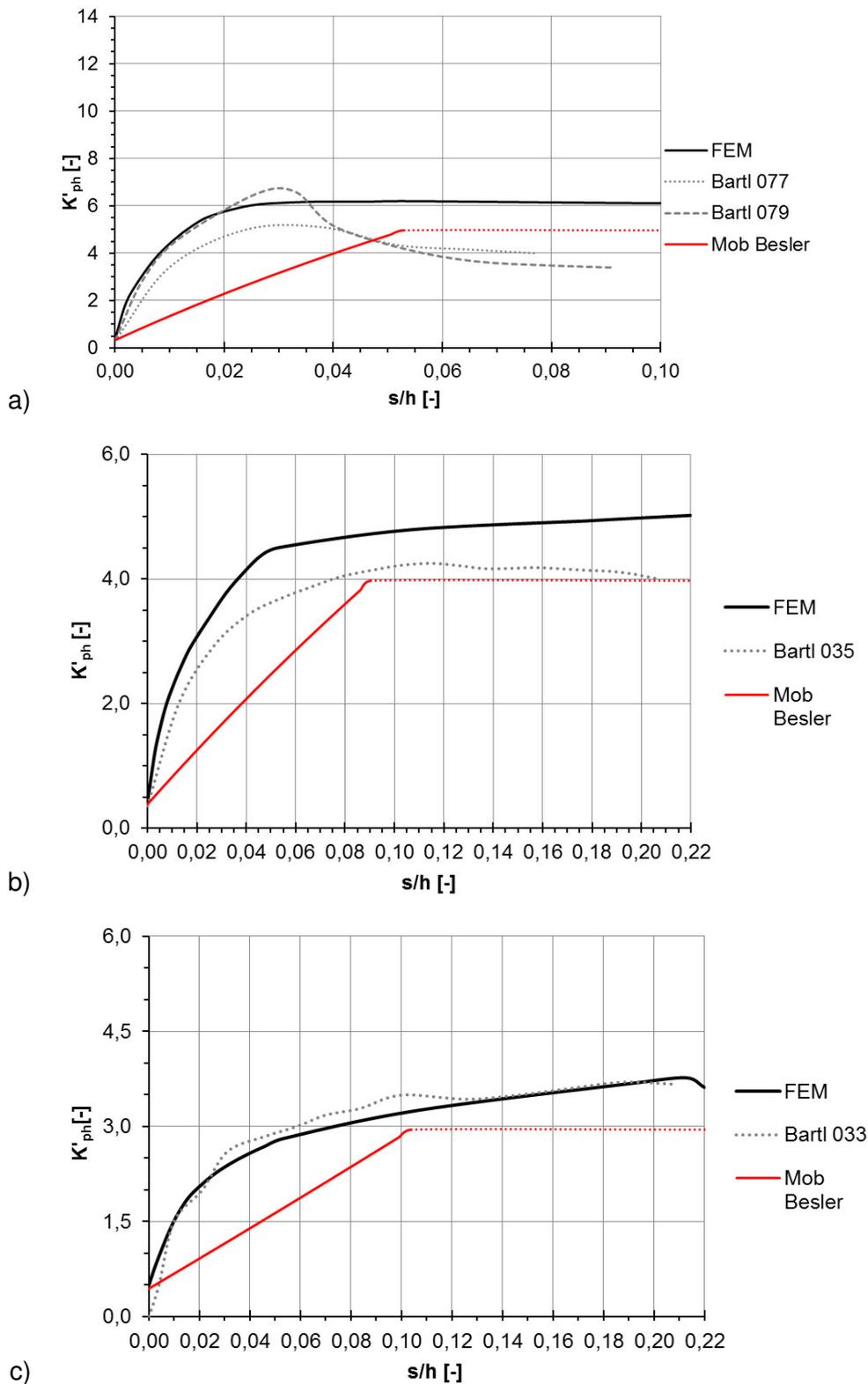


Bild 5.10: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Besler  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.2.4 Zwischenfazit

Der Mobilisierungsansatz von Besler gibt die Messergebnisse von Bartls Erddruckversuchen bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit für Parallelverschiebung der Wand gut wieder. Bei Drehung um den Fußpunkt ist der Ansatz nach Besler etwas zu weich. Für Drehung der Wand um den Kopfpunkt ergeben sich mit dem Mobilisierungsansatz von Besler bis zu 6 mal größere Wandverschiebungen als in den Erddruckversuchen von Bartl. Für Drehung der Wand um den Kopfpunkt eignet sich der Mobilisierungsansatz von Besler nicht.

## 5.3 Ansatz nach Vogt

Vogt [56] schlägt sowohl einen Mobilisierungsansatz für den aktiven als auch für den passiven Erddruck vor. Er findet heraus, dass „[...] der Spannungszustand im Boden während einer passiven Wandverschiebung sich nicht über die gesamte Wandhöhe gleichmäßig dem Rankine-Zustand nähert, sondern daß die Reibung im Boden zuerst nahe der Oberfläche und erst bei zunehmender Verschiebung auch in größerer Tiefe mobilisiert wird.“ [56] Aus diesem Grund entscheidet er sich für eine lokale Formulierung. „Globale Größen (zum Beispiel Höhe der Wand, Elastische Länge, Lage eines Drehpunktes) werden in der Formel nicht berücksichtigt. [...] [sie] ist demnach mit einem Bettungsansatz vergleichbar, welcher lokal eine Verknüpfung zwischen Verschiebung und Spannung herstellt.“ [56] Er unterscheidet nicht zwischen den einzelnen Wandbewegungsarten, sondern berechnet die lokale mobilisierte Erddruckspannung  $e'_h(z)$  in Abhängigkeit von der lokalen Wandverschiebung  $s(z)$  bzw. von dem normierten Verhältnis  $s(z)/z$ . Den Ausgangsspannungszustand behandelt er additiv. In dimensionsloser Form geschrieben, lautet der Mobilisierungsansatz:

$$K'_{ph} = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{s(z)}{z}}{a + \frac{s(z)}{z}} \quad (5.18)$$

- mit
- $K_0$ : Erdruehdrukbeiwert
  - $K_{ph}$ : der Erdwiderstandsbeiwert im Grenzzustand
  - $K'_{ph}$ : mobilisierter passiver Erddruckbeiwert (für Tiefe  $z$ )
  - $s(z)$ : horizontale Wandverschiebung an der Stelle  $z$
  - $z$ : Tiefe (ab GOK)
  - $a$ : Parameter zur Beschreibung der Mobilisierungscharakteristik des Bodens (für dichten bis lockeren Sand:  $0,01 \leq a \leq 0,1$ )

Der Parameter  $a$  berücksichtigt das dichteabhängige Mobilisierungsverhalten von nichtbindigen Böden. Vogt kann seine eigenen Versuche an der großen Modellwand mit  $a = 0,03$  und diejenigen mit Kohlestäbchen mit  $a = 0,04$  wiedergeben. Die von Laumanns dokumentierten Versuche mit einem lockeren Sand kann er am besten mit  $a = 0,11$  simulieren.

### 5.3.1 Parallelverschiebung

In Bild 5.11 ist der Vergleich der Mobilisierungskurve von Vogt mit den FE-Ergebnissen und den Messergebnissen von Bartl für Parallelverschiebung und dichte, mitteldichte sowie lockere Lagerung dargestellt. Die Mobilisierungskurven stimmen fast exakt mit den FE-Ergebnissen überein und passen somit auch gut zu den Messergebnissen von Bartl. Eine optimale Übereinstimmung der Mobilisierungskurve mit den FE-Ergebnissen ergibt sich mit dem in Tabelle 5.3 aufgelisteten Parameter  $a$ . Diese Werte stimmen nicht mit den Angaben von Vogt überein.

Tabelle 5.3: Wahl des Parameters  $a$  für Parallelverschiebung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

|     | Lagerungsdichte |             |        |
|-----|-----------------|-------------|--------|
|     | dicht           | mitteldicht | locker |
| $a$ | 0,01            | 0,025       | 0,03   |

Da es sich bei dem Ansatz von Vogt um einen lokal definierten Ansatz handelt, kann mit diesem Ansatz auch der lokale Erddruck in Abhängigkeit von der Wandverschiebung ausgerechnet werden. Ein Vergleich der FE-Ergebnisse mit dem Ansatz von Vogt wird in Bild 5.11 für die verschiedenen Lagerungsdichten gezeigt. Die schwarzen Kurven stellen die FE-Ergebnisse dar und die roten Kurven jeweils das dazugehörige Ergebnis aus dem Mobilisierungsansatz. Der Ausgangsspannungszustand aus der FE-Berechnung und dem Ansatz von Vogt stimmt exakt überein, da beide ohne Wandverschiebung vom  $K_0$ -Zustand ausgehen. Auch beim Mobilisierungsansatz von Vogt stellt sich bei einer Wandverschiebung  $s/h \neq 0$  weiterhin ein annähernd linearer Verlauf des lokalen Erddrucks über die Tiefe  $z/h$  ein. Zum Wandfuß hin nimmt die Zunahme des Erddrucks etwas ab. Ist die Wandverschiebung unendlich groß, so stellt sich wieder ein dreiecksförmiger Erddruckverlauf ein. Dies passt für alle drei betrachteten Lagerungsdichten gut zu den FE-Ergebnissen. Bei dichter Lagerung liegen die Ergebnisse von Vogt etwas unterhalb der FE-Ergebnisse, bei mitteldichter Lagerung passen sie fast exakt und bei lockerer Lagerung ist der mit dem Ansatz von Vogt berechnete lokale Erddruck etwas größer als der mit FE berechnete.

### 5.3 Ansatz nach Vogt

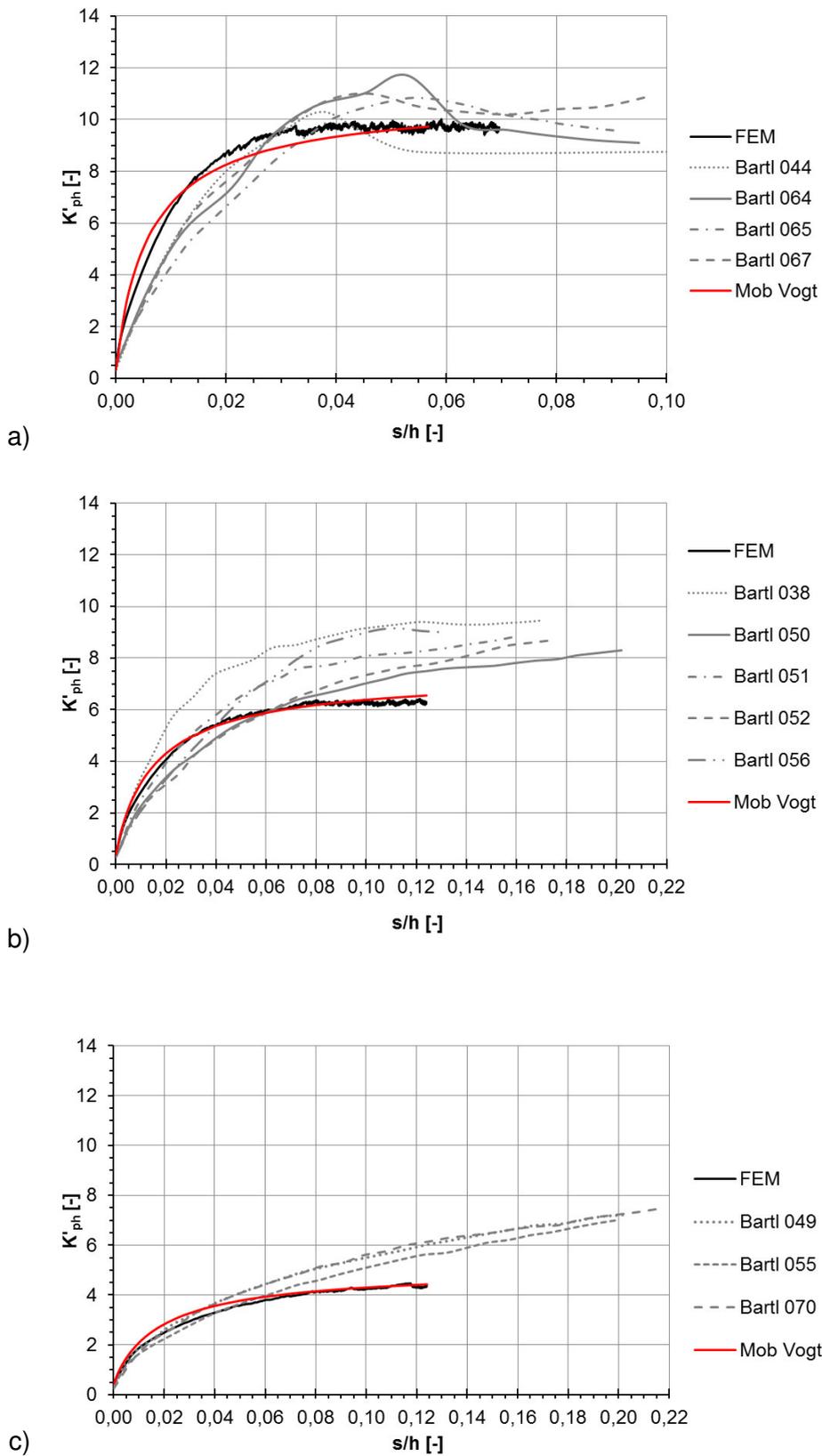


Bild 5.11: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Parallelverschiebung, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Vogt  
 a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

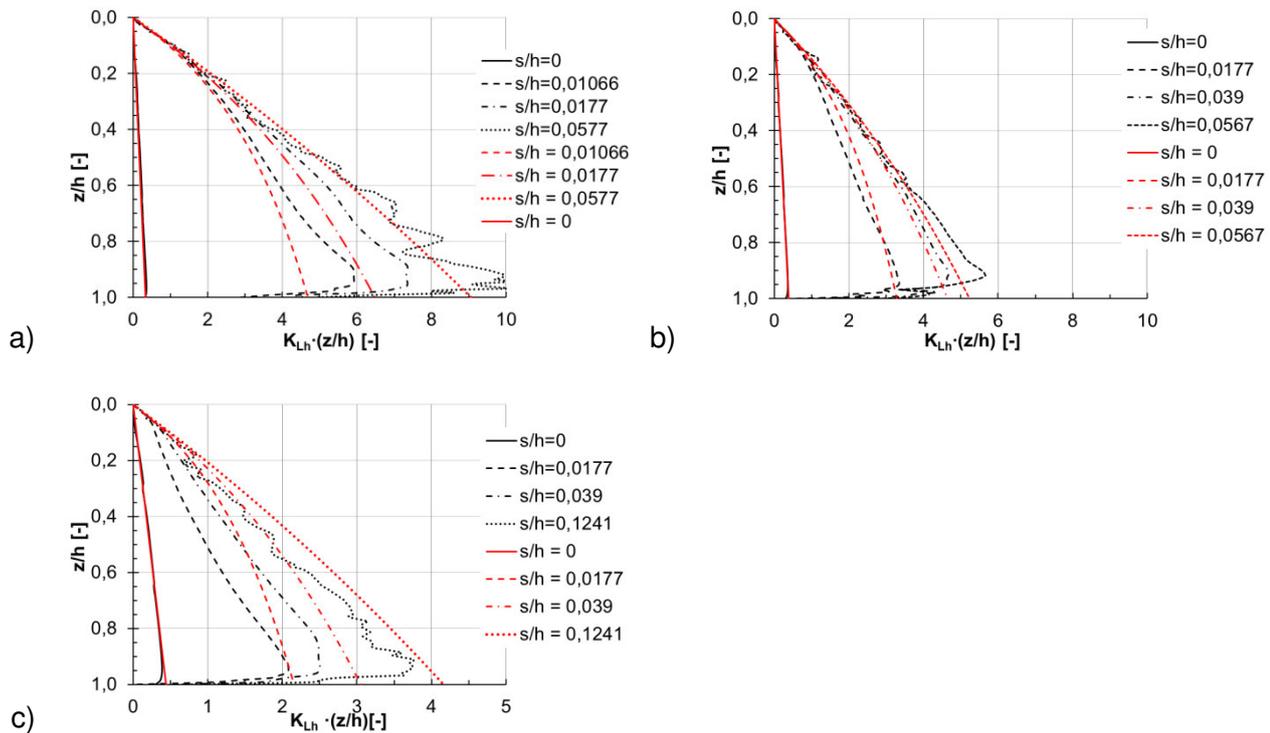


Bild 5.12: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Parallelverschiebung, Vergleich der FE-Ergebnisse (schwarze Kurven) mit dem Mobilisierungsansatz von Vogt (rote Kurven)  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.3.2 Drehung um den Fußpunkt

In Bild 5.13 kann man für die drei untersuchten Lagerungsdichten wiederum eine fast exakte Übereinstimmung der Mobilisierungskurve von Vogt mit der normierten horizontalen Erddruckkraft  $K'_{ph}$  aus den FE-Ergebnissen und somit auch eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen von Bartl feststellen. Die Werte des Parameters  $a$  stimmen bei dichter und mitteldichter Lagerung gut mit dem verwendeten Parameter bei Parallelverschiebung überein. Für lockere Lagerung muss jedoch ein größerer Parameter  $a$  angesetzt werden. Es ergeben sich zur optimalen Übereinstimmung der Mobilisierungskurve von Vogt mit den FE-Ergebnissen die in Tabelle 5.4 aufgelisteten Parameter  $a$  in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte. Auch hier entsprechen die Werte nicht den Angaben von Vogt [56].

Tabelle 5.4: Wahl des Parameters  $a$  für Drehung um den Fußpunkt, in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

|   | Lagerungsdichte |             |        |
|---|-----------------|-------------|--------|
|   | dicht           | mitteldicht | locker |
| a | 0,01            | 0,03        | 0,05   |

In Bild 5.14 ist der Vergleich des lokalen normierten Erddrucks der FE-Berechnung (schwarze Kurven) mit dem nach dem Mobilisierungsansatz von Vogt (rote Kurven) berechneten lokalen normierten Erddrucks dargestellt. Auch hier stimmen die Ergebnisse des Ausgangsspannungszustandes aus der FE-Berechnung und nach dem Mobilisierungsansatz von Vogt exakt überein. Nach Vogts Ansatz stellt sich bei einer Wandverschiebung  $s \neq 0$  ein Erddruckverlauf ein, der stark vom dreieckförmigen Verlauf abweicht. Auch hier bildet sich ein Maximalwert aus, der sich mit größerer Wandverschiebung Richtung Wandfuß verlagert. Nach Erreichen des Maximalwertes fällt auch nach Vogts Ansatz der Erddruck bis zum Wandfuß auf den Erdruhedruck ab. Bei dichter und mitteldichter Lagerung ist der Maximalwert des lokalen Erddrucks, der mit dem Ansatz von Vogt ermittelt wird, kleiner, als der im numerischen Modell ermittelte lokale Erddruck. Bei lockerer Lagerung stimmen die Ergebnisse gut überein. Man kann jedoch sagen, dass auch der lokale Erddruck mit dem Mobilisierungsansatz von Vogt für Drehung um den Fußpunkt sehr gut prognostiziert werden kann.

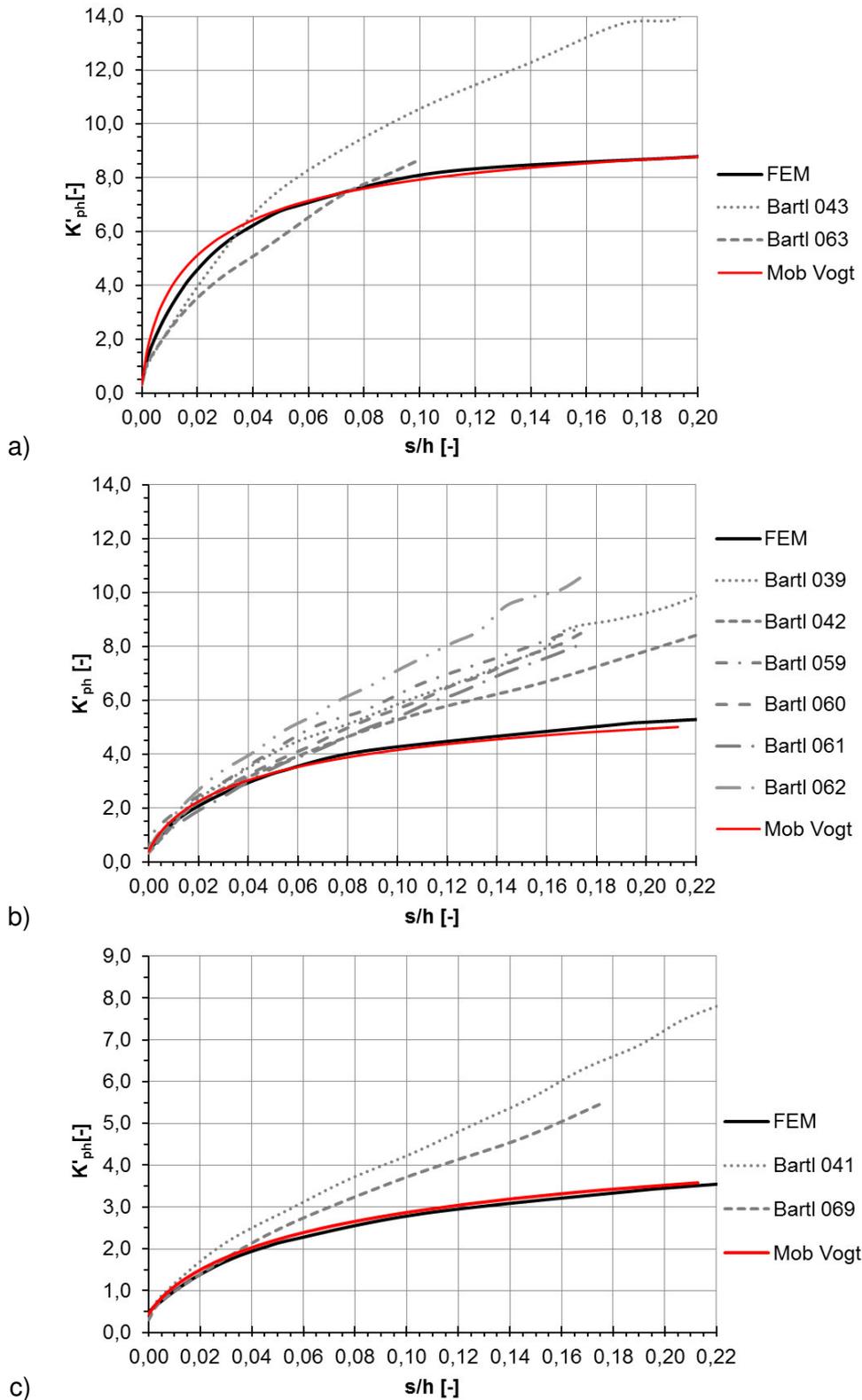


Bild 5.13: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Vogt  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

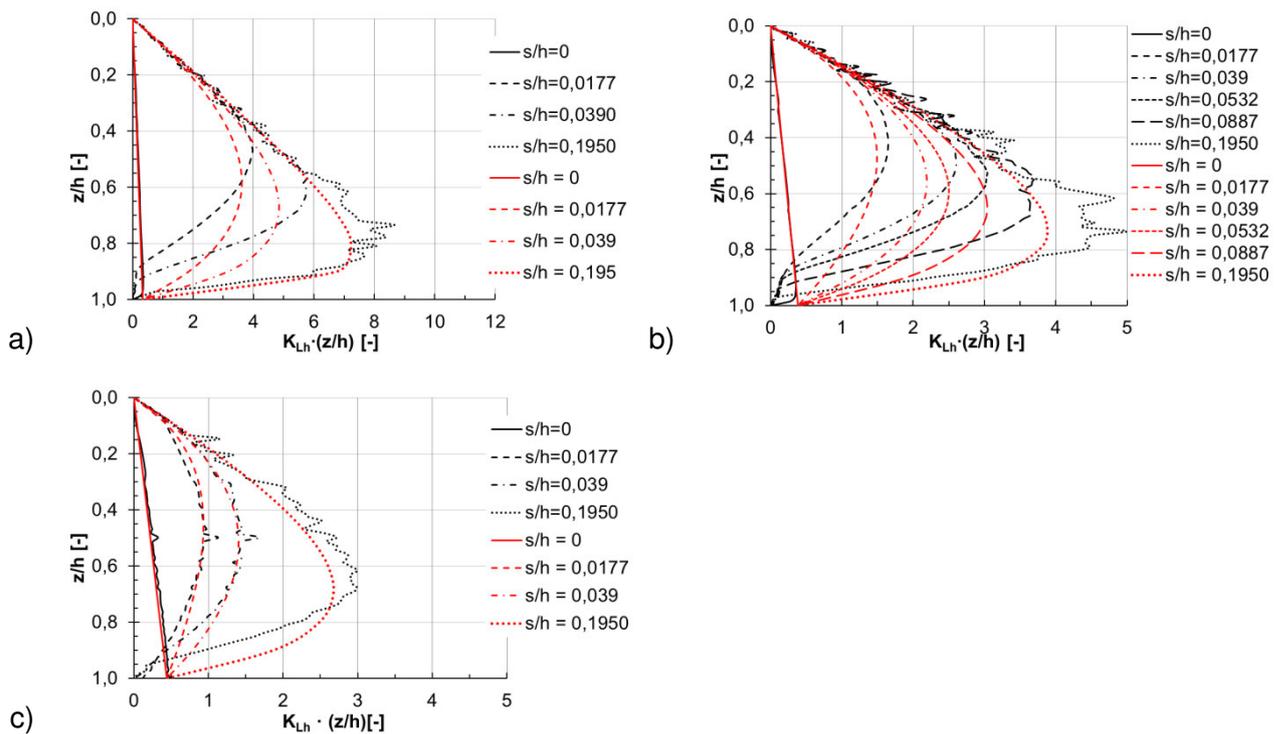


Bild 5.14: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Fußpunkt, Vergleich mit Mobilisierungsansatz von Vogt (rote Kurven)  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.3.3 Drehung um den Kopfpunkt

Auch für Drehung der Wand um den Kopfpunkt, Bild 5.15, kann eine sehr gute Übereinstimmung der Mobilisierungskurven nach Vogt mit den FE-Ergebnissen festgestellt werden. Hier kann in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte derselbe Parameter  $a$  wie für die Drehung der Wand um den Fußpunkt verwendet werden, Tabelle 5.4.

In Bild 5.16 ist der Vergleich des lokalen normierten Erddrucks der FE-Berechnung (schwarze Kurven) mit dem nach dem Mobilisierungsansatz von Vogt (rote Kurven) berechneten lokalen normierten Erddrucks dargestellt. Auch hier stimmen die Ergebnisse für den Ausgangsspannungszustand wieder exakt überein. Nach dem Mobilisierungsansatz von Vogt wird bei einer Wandverschiebung  $s \neq 0$  ein dreiecksförmiger Verlauf des lokalen Erddrucks ermittelt. Dies widerspricht den FE-Ergebnissen. Der Mobilisierungsansatz von Vogt überschätzt den passiven Erddruck im oberen Wandbereich und unterschätzt ihn im unteren. Die Fehler heben sich annähernd gegeneinander auf, was der Vergleich der mobilisierten Erddruckkraft in Bild 5.15 zeigt. Zur Vorhersage des lokalen Erddrucks über die Tiefe ist der Mobilisierungsansatz von Vogt für Drehung um den Kopfpunkt nicht geeignet. Dies stellt Vogt [56] selbst in seiner Arbeit bereits fest. Er fügt hinzu, dass dieser Fall der Wandbewegungsart in der Praxis kaum zur Anwendung kommt.

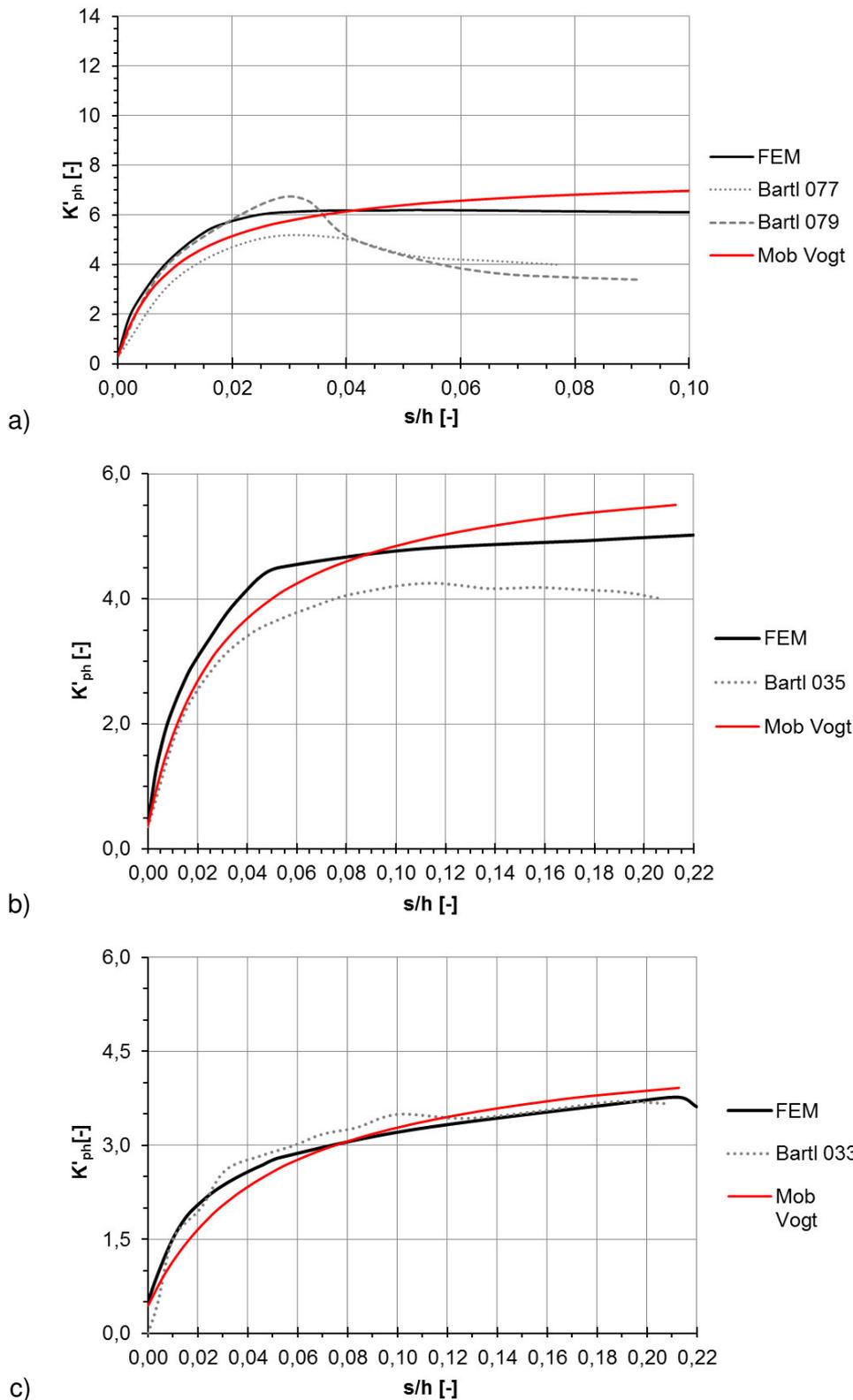


Bild 5.15: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt, Vergleich mit Mobilisierungskurve von Vogt  
 a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

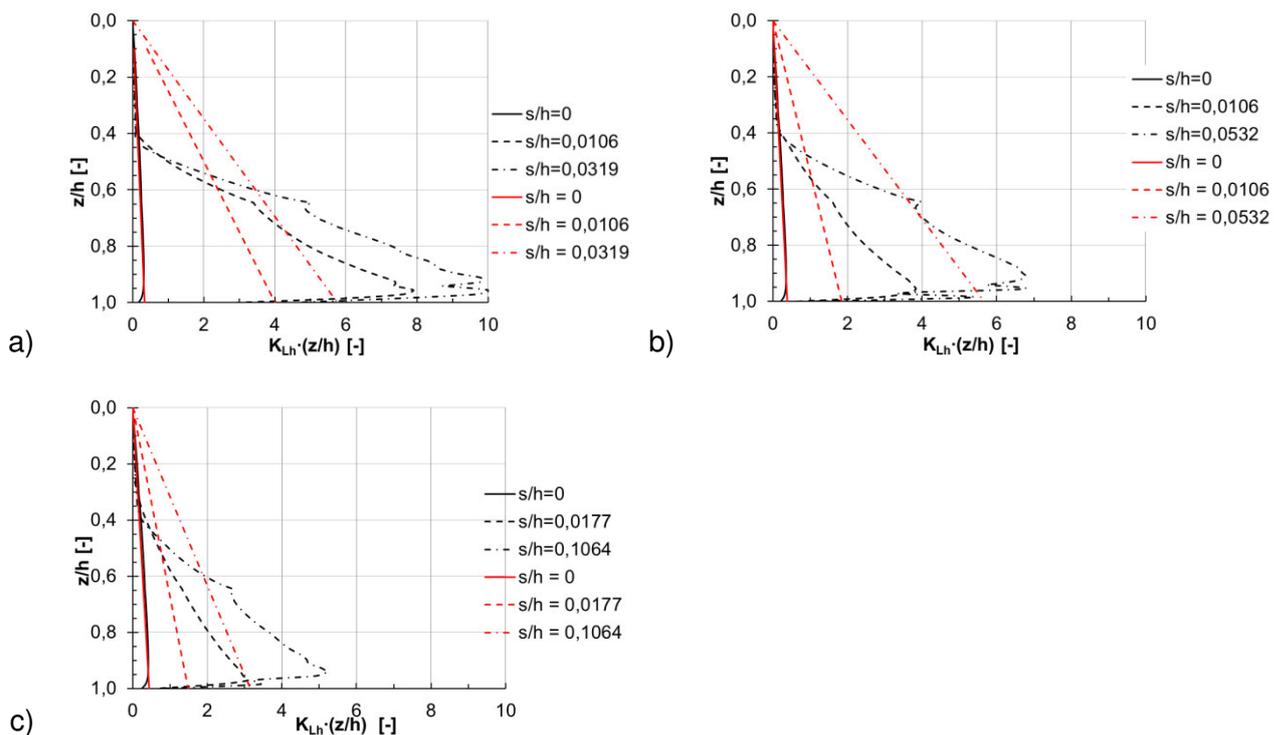


Bild 5.16: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt, Vergleich mit Mobilisierungsansatz von Vogt (rote Kurven)  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 5.3.4 Zwischenfazit

Der Mobilisierungsansatz von Vogt ergibt für alle drei Wandbewegungsarten eine fast exakte Übereinstimmung mit den FE-Ergebnissen und somit auch eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen von Bartl. Allerdings konnte diese gute Übereinstimmung nicht mit den von Vogt angegebenen Werten für den Parameter  $a$  erreicht werden.

Da es sich bei diesem Ansatz um eine lokale Formulierung handelt, ist es mit diesem Ansatz ebenfalls möglich, den Verlauf des mobilisierten passiven Erddrucks über die Wandhöhe zu bestimmen. Wie Bild 5.12 und Bild 5.14 zeigen, stimmt der lokale Erddruck nach Vogt für Parallelverschiebung und für Drehung um den Fußpunkt der Wand sehr gut mit den FE-Ergebnissen überein. Für die Ermittlung des lokalen Erddrucks bei einer Drehung der Wand um den Kopfpunkt ist der Ansatz von Vogt allerdings nicht geeignet, Bild 5.16.

Ein Nachteil des Ansatzes ist, dass es für den Parameter  $a$ , der das unterschiedliche Mobilisierungsverhalten von Sanden mit unterschiedlicher Lagerungsdichte berücksichtigt, keine Anhaltswerte gibt. Das heißt, dass dieser Parameter durch curve fitting gefunden werden muss. Dies ist allerdings nur möglich, wenn man das Endergebnis kennt, aber nicht in der Praxis, in der man das Endergebnis vorhersagen möchte. Ohne eine Korrelation für den Parameter  $a$  in

Abhängigkeit von der Lagerungsdichte o.ä. ist eine Anwendung dieses Ansatzes in der Praxis nur begrenzt möglich.

## 5.4 Zusammenfassung

Alle drei in dieser Arbeit untersuchten Mobilisierungsansätze geben die Erddruckversuche von Bartl und somit auch die eigenen FE-Berechnungen zufriedenstellend wieder. Sowohl der Ansatz von Besler als auch der Ansatz von Vogt weisen Defizite bei der Drehung der Wand um den Kopfpunkt auf. Diese Wandbewegungsart kommt allerdings in der Praxis nur in seltenen Fällen vor. Meist tritt eine Drehung der Wand um den Fußpunkt mit gleichzeitiger paralleler Verschiebung des Fußpunktes auf. In diesem Fall darf mit einer Parallelverschiebung der Wand gerechnet werden. [6] Wie bereits in Kapitel 2.1.3 erläutert, besteht ein Vorteil der Mobilisierungsansätze von Besler und Vogt darin, dass sie als lokaler Mobilisierungsansatz verwendet sowie umformuliert und somit für einen lokalen Bettungsansatz eingesetzt werden können. Eine Umformulierung des Mobilisierungsansatzes von Bartl ist nicht ohne zusätzliche Annahmen möglich. [6]

Die Mobilisierungsansätze können somit als wesentliche Fehlerquelle für die schlechte Übereinstimmung zwischen Messwerten und auf der Grundlage des Mobilisierungsansatzes von Bartl berechneten Wandverschiebungen bei den Untersuchungen von Brand et al. ausgeschlossen werden.

## 6. Numerische Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks bei Vorbelastung

Im Folgenden soll die Berücksichtigung einer Vorbelastung gemäß EAB [77; 78] überprüft werden. Hierzu wird das in Kapitel 3.6 beschriebene numerische Modell verwendet. In Kapitel 4 konnte dessen grundsätzliche Eignung für die Prognose der Wandverschiebungen gezeigt werden.

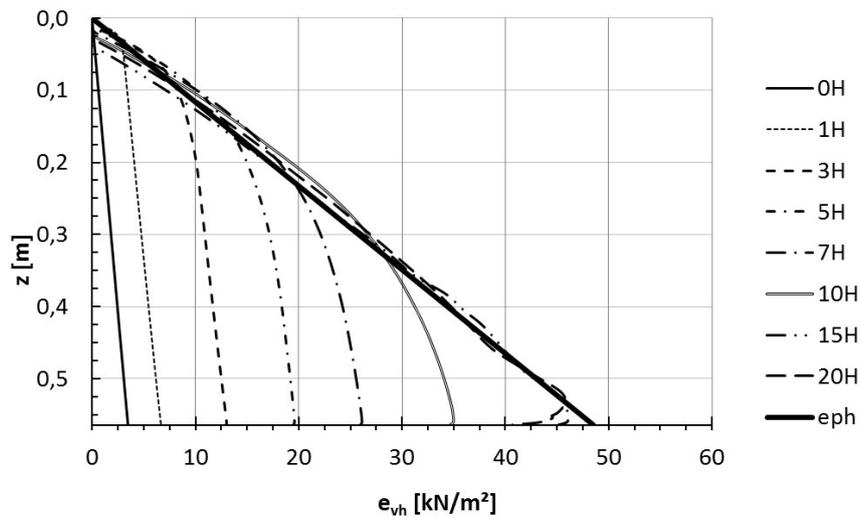
Folgende Berechnungsschritte werden simuliert:

1. Aufbringen einer Vorbelastung durch eine zusätzliche Bodenschicht oberhalb der Druckwand. Die Stärke dieser Bodenschicht variiert zwischen dem einfachen und dem 20-fachen der Einbindetiefe.
2. Entfernen der Bodenschicht und somit Simulation der Entlastung des Bodens durch den Bodenaushub. Dies entspricht dem Ausgangsspannungszustand.
3. Aufbringen der Wandverschiebung gegen das Erdreich.

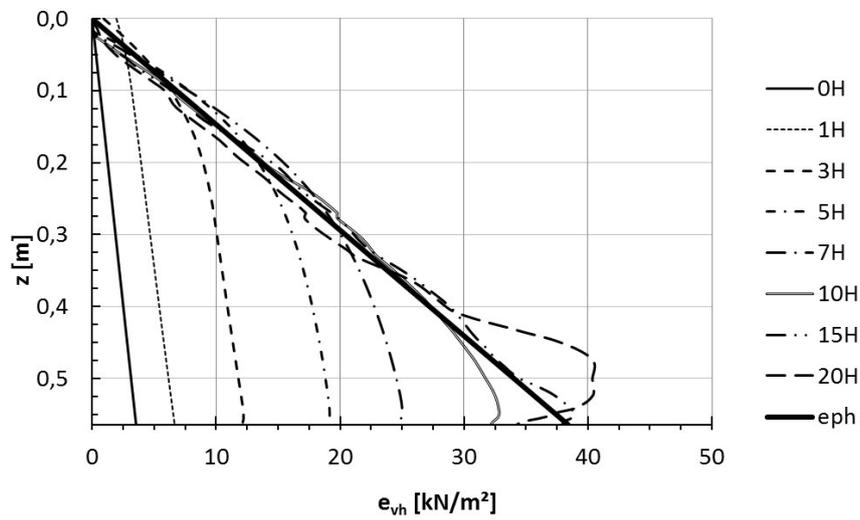
Eine genaue Beschreibung der Vorgehensweise ist Kapitel 3.6 zu entnehmen.

### 6.1 Parallelverschiebung

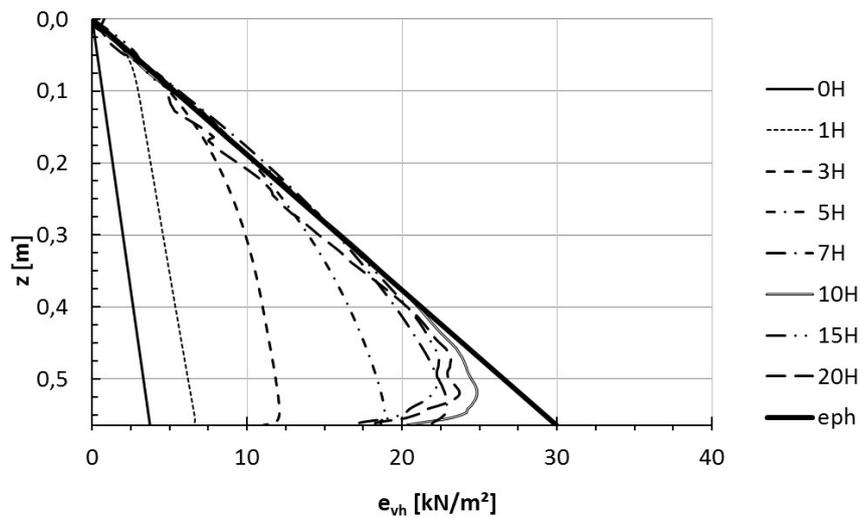
In Bild 6.1 ist jeweils für dichte, mitteldichte und lockere Lagerung die Ausgangsspannung für verschiedene Vorbelastungen über die Wandhöhe  $z$  dargestellt. Man erkennt, dass mit steigender Vorbelastung auch die Spannung im Ausgangsspannungszustand steigt. Der Grenzwert wird hier durch den passiven Erddruck ab Aushubsohle  $e_{ph}$  gebildet. Je größer die Vorbelastung des Bodens, desto mehr nähert sich die Ausgangsspannung dem Verlauf bzw. der Größenordnung des passiven Erddrucks an. Je lockerer die Lagerung des Bodens, desto geringer muss die Vorbelastung sein, damit schon im Ausgangsspannungszustand der Erdwiderstand mit einer Erddruckneigung  $\delta = 0^\circ$  erreicht ist. Bei den vorliegenden Berechnungen ist der Grenzwert  $e_{ph}$  bei dichter Lagerung ab einer Vorbelastung vom 15fachen der Wandhöhe (15H) schon im Ausgangsspannungszustand erreicht, bei mitteldichter Lagerung ab einer Vorbelastung vom 10fachen der Wandhöhe (10H) und bei lockerer Lagerung bei einer Vorbelastung vom 7fachen der Wandhöhe (7H). Bei größerer Vorbelastung des Bodens wird kein größerer Erddruck im Grenzzustand erreicht.



a)



b)



c)

Bild 6.1: Erddruckverlauf über die Wandhöhe im Ausgangsspannungszustand (nach Entlastung) bei Vorbelastung bis zum 20fachen der Wandhöhe

a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

In Bild 6.2 ist die Mobilisierung der normierten resultierenden Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der dimensionslosen Wandverschiebung  $s/h$ , für verschiedene Vorbelastungen bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung dargestellt. Man erkennt auch hier, dass die Spannung im Ausgangsspannungszustand mit der Größe der Vorbelastung steigt. Ist bereits im Ausgangsspannungszustand der Erdwiderstand für  $\delta = 0^\circ$  erreicht, siehe Bild 6.1, beginnen auch die Mobilisierungskurven im selben Punkt. Der Grenzwert der mobilisierten normierten Erddruckkraft ist unabhängig von der Größe der Vorbelastung. Dieser Grenzwert wird lediglich mit steigender Vorbelastung eher erreicht. Es findet eine nahezu parallele Verschiebung der Mobilisierungskurven in Richtung Ursprung statt. Da im Ausgangsspannungszustand mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta = 0^\circ$  gerechnet wurde, in den Phasen in denen die Modellwand verschoben wurde jedoch mit  $\delta \neq 0^\circ$  steigt die Erddruckkraft mit steigender Wandverschiebung auch bei den Vorbelastungen, bei denen bereits im Ausgangsspannungszustand der Grenzzustand erreicht wurde, mit steigender Wandverschiebung weiter an. Dieser Anstieg wird allerdings geringer, je lockerer der Boden gelagert ist. Bei dichter Lagerung steigt die Erddruckkraft im Grenzzustand fast bis auf das zweifache der Erddruckkraft im Ausgangsspannungszustand an, bei mitteldichter und lockerer Lagerung ist es nur noch das 1,5 fache.

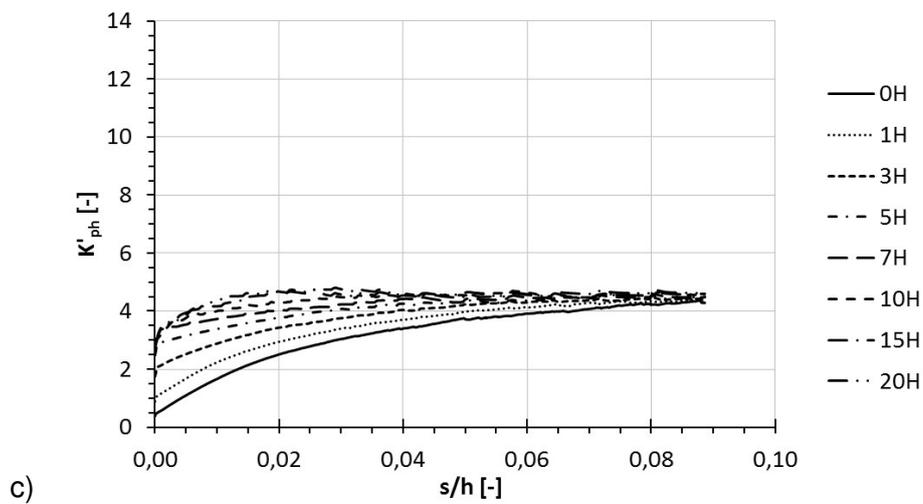
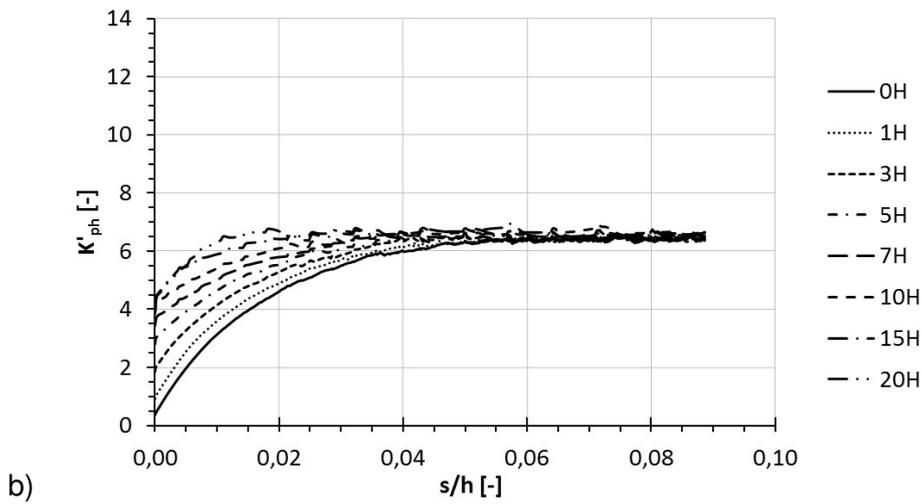
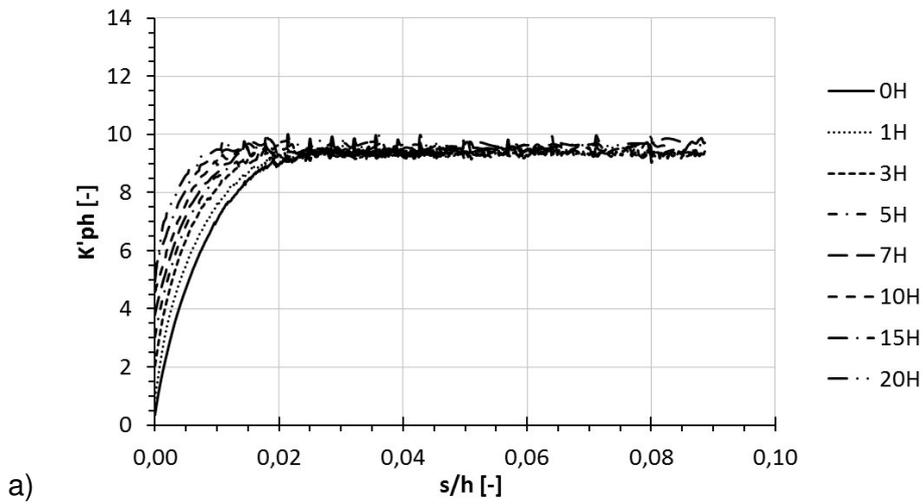


Bild 6.2: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Parallelverschiebung, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## 6.2 Drehung um den Fußpunkt

Der Ausgangsspannungszustand für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt ist identisch mit dem bei Parallelverschiebung. Auf eine Darstellung der lokalen Spannungen im Ausgangsspannungszustand wird hier somit verzichtet und auf Bild 6.1 verwiesen.

In Bild 6.3 ist die Mobilisierung der normierten resultierenden horizontalen Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der dimensionslosen Wandverschiebung  $s/h$  für verschiedene Vorbelastungen bei Drehung der Wand um den Fußpunkt und dichte, mitteldichte sowie lockere Lagerung dargestellt. Wie bei einer Parallelverschiebung steigt die Spannung im Ausgangsspannungszustand mit steigender Vorbelastung und der Grenzwert der normierten Erddruckkraft ist unabhängig von der Größe der Vorbelastung. Mit steigender Vorbelastung wird der Grenzwert eher erreicht und somit erfolgt eine annähernd parallele Verschiebung der Kurven zur  $y$ -Achse. Bei den Berechnungen mit einer Drehung der Wand um den Fußpunkt ist bei Vorbelastungen, bei der bereits im Ausgangsspannungszustand der Erdwiderstand  $K_{ph}(\delta = 0)$  erreicht ist, nur noch eine minimale Steigerung der Erddruckkraft durch Aktivierung der Wandreibung möglich. Dies liegt daran, dass bei Drehung um den Fußpunkt nicht der komplette Erdwiderstand aktiviert werden kann und somit der Grenzwert geringer ist als bei einer Parallelverschiebung der Wand.

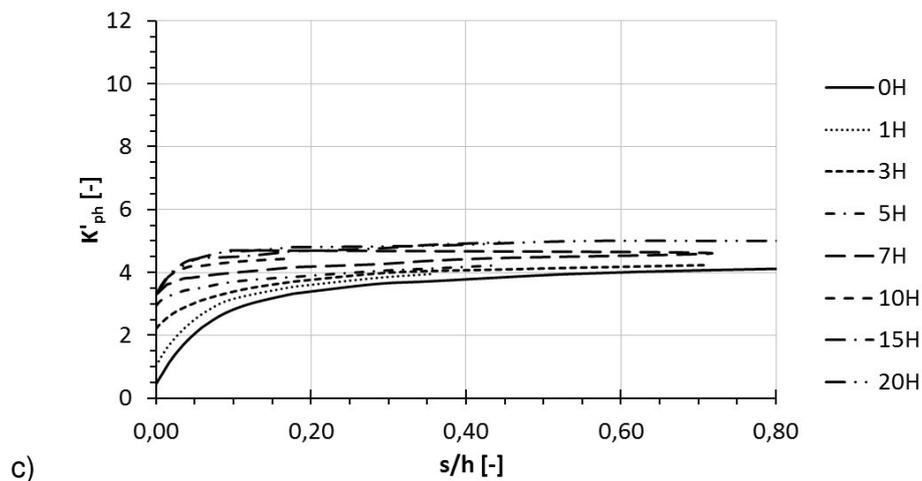
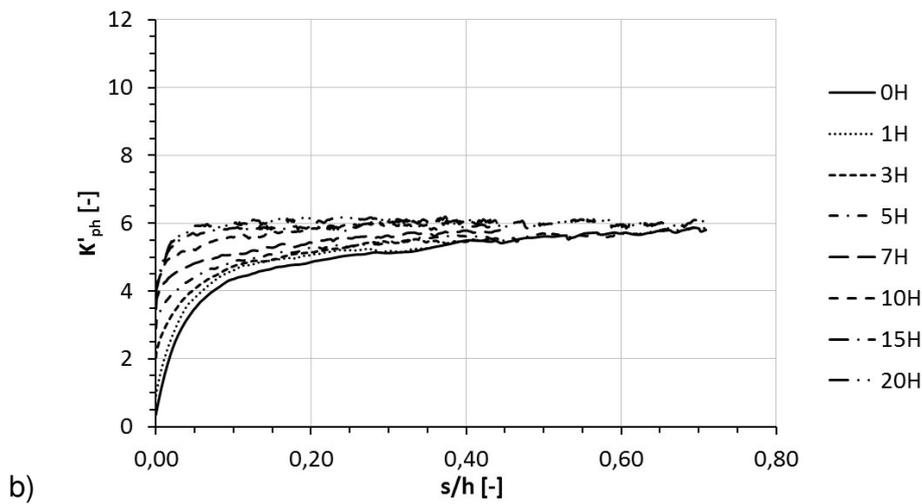
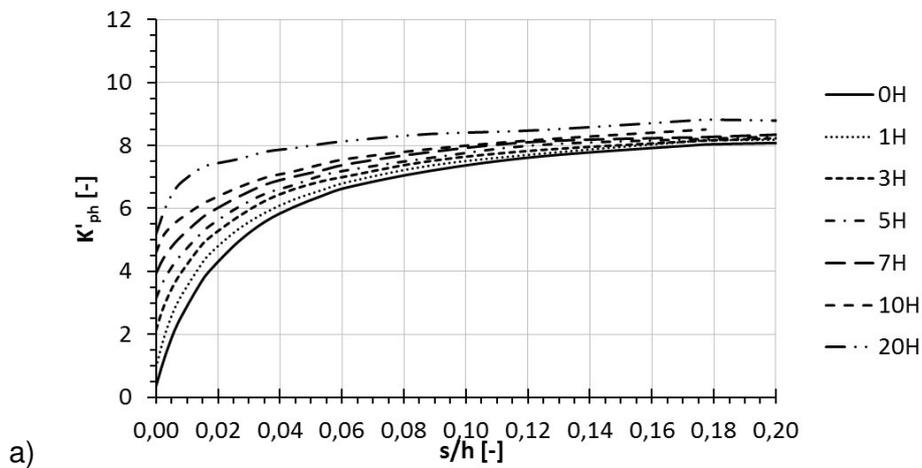


Bild 6.3: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt, für verschiedene Vorbelastungen

a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## 6.3 Drehung um den Kopfpunkt

In Bild 6.4 ist die Mobilisierung der normierten resultierenden horizontalen Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit von der dimensionslosen Wandverschiebung  $s/h$ , für verschiedene Vorbelastungen bei Drehung der Wand um den Kopfpunkt und dichte, mitteldichte sowie lockere Lagerung dargestellt. Man erkennt auch hier, dass die Spannung im Ausgangsspannungszustand mit steigender Vorbelastung steigt und der Grenzwert der normierten Erddruckkraft unabhängig von der Größe der Vorbelastung ist. Außerdem wird deutlich, dass mit steigender Vorbelastung der Grenzwert eher erreicht ist und somit eine annähernd parallele Verschiebung der Kurven zur y-Achse erfolgt. Bei den Berechnungen mit Drehung der Wand um den Kopfpunkt ist im Gegensatz zu den Berechnungen mit Parallelverschiebung bei großen Vorbelastungen, bei denen bereits im Ausgangsspannungszustand der Erdwiderstand  $K_{ph}(\delta = 0)$  erreicht ist, nur noch eine minimale Steigerung der Erddruckkraft durch Aktivierung der Wandreibung möglich. Bei lockerer Lagerung steigt die Erddruckkraft sogar gar nicht mehr an. Dies liegt daran, dass bei Drehung um den Kopfpunkt nicht die volle Erdwiderstandskraft, wie bei Parallelverschiebung mobilisiert wird, sondern nur ca. 2/3. Hinzu kommt, dass auch die maximal mobilisierbare Erddruckneigung bei einer Drehung der Wand um den Kopfpunkt kleiner ist als bei einer Parallelverschiebung der Wand.

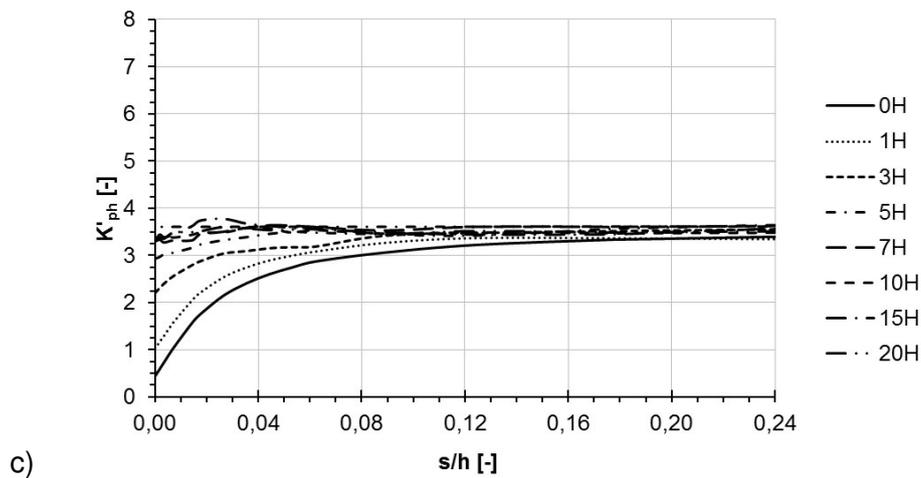
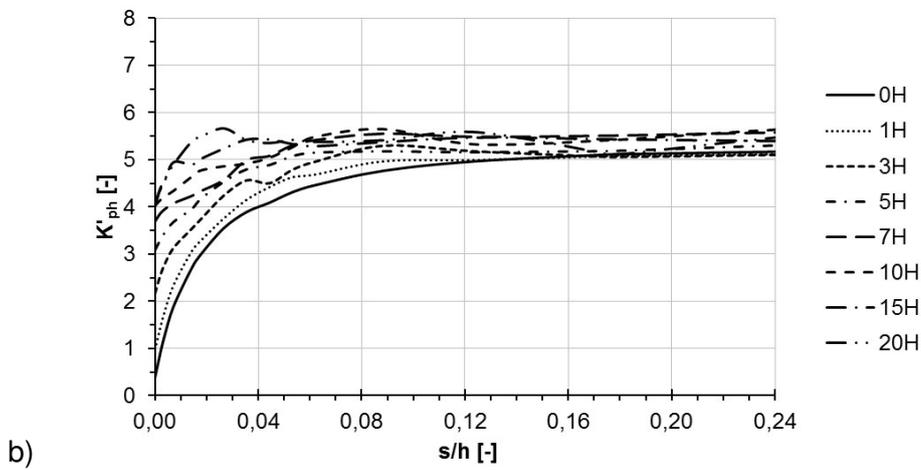
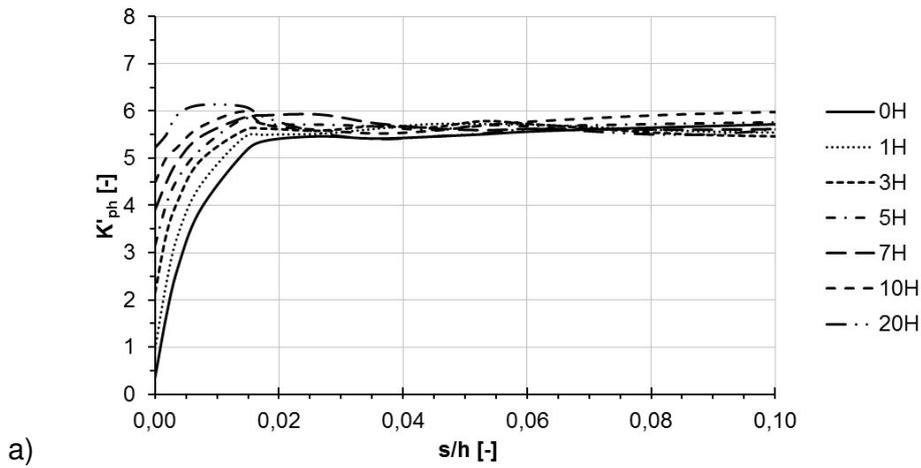


Bild 6.4: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Drehung um den Kopfpunkt, für verschiedene Vorbelastungen

a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## 6.4 Zusammenfassung

Die numerischen Berechnungen mit Vorbelastung zeigen, dass mit steigender Vorbelastung die Spannung im Ausgangsspannungszustand steigt. Der Grenzwert wird durch den passiven Erddruck  $e_{ph}(\delta = 0^\circ)$  gebildet. Je lockerer der Boden gelagert ist, desto geringer muss die Vorbelastung sein, um diesen Grenzwert zu erreichen.

Der Grenzwert des mobilisierten Erdwiderstands ist unabhängig von der Größe der Vorbelastung. Mit steigender Vorbelastung wird dieser Grenzwert eher erreicht. Es findet eine annähernd parallele Verschiebung der Mobilisierungskurven mit steigender Vorbelastung in Richtung y-Achse statt.

Ist bereits im Ausgangsspannungszustand der Erdwiderstand  $e_{ph}(\delta = 0^\circ)$  erreicht, so kann durch die Aktivierung der Wandreibung die Erdwiderstandskraft trotzdem weiter gesteigert werden. Allerdings ist nur bei Parallelverschiebung der Wand und dichter Lagerung eine Verdopplung der mobilisierten Erdwiderstandskraft und somit die Einhaltung eines Sicherheitsniveaus mit einem Globalsicherheitsfaktor  $\eta = 2$ , möglich.

## 7. Vergleich der numerischen Ergebnisse mit bestehenden Mobilisierungsfunktionen bei Vorbelastung

Im Folgenden soll die Eignung von Mobilisierungsansätzen, welche eine Vorbelastung des Bodens berücksichtigen, auf der Grundlage der in Kapitel 6 vorgestellten Ergebnisse der numerischen Berechnung überprüft werden. Es werden die Mobilisierungsansätze von Besler und die Erweiterung des Ansatzes von Vogt durch Pelz untersucht.

### 7.1 Ansatz von Besler

Besler [6] erweitert den in Kapitel 5.2 beschriebenen Mobilisierungsansatz für vorbelastete Böden. Er verwendet hierzu denselben hyperbolischen Mobilisierungsansatz wie für unvorbelasteten Boden und verschiebt die Mobilisierungskurve in Abhängigkeit von der Vorbelastung um das Maß

$$\Delta\xi = \frac{\Delta s}{s_B} = \frac{B}{K_v - A} - C \quad (7.1)$$

Richtung y-Achse, Bild 7.1. Das heißt mit steigender Vorbelastung wird der Grenzzustand bei kleineren Wandverschiebungen erreicht. Die bezogenen Verschiebungen im Bruchzustand und bei Erreichen der halben Bruchlast ergeben sich zu

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta\xi \quad (7.2)$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi \quad (7.3)$$

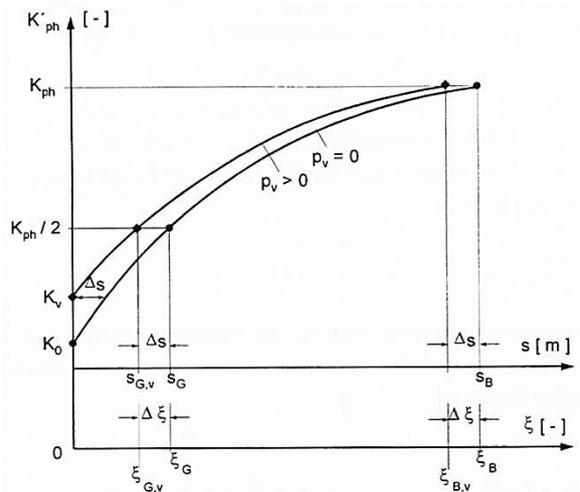


Bild 7.1: Mobilisierungskurven mit und ohne Vorbelastung [6]

Als Ausgangsspannungszustand verwendet Besler den Vorschlag von Weißenbach/Gollub [59], auf die auch die EAB [78] verweist. Laut Weißenbach/Gollub bleibt beim Baugrubenaushub der ursprünglich ab Geländeoberkante wirkende Erddruck nahezu erhalten. Lediglich im oberflächennahen Bereich unterhalb der Baugrubensohle wird der Erddruck bis auf den passiven Erddruck ab Baugrubensohle abgebaut, da die Spannungen im Boden durch den passiven Grenzzustand begrenzt sind, Bild 7.2. Bis zur Tiefe  $z_e$  wirkt somit der passive Erddruck. Im Unterschied zur EAB [77], die hier den Ansatz des Erddruckneigungswinkels  $\delta_p$  aus der Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen erlaubt, wird laut Besler [6] der Erdwiderstand aus Vorbelastung über  $K_{ph}(\delta_p = 0^\circ)$  berechnet. Unterhalb der Tiefe  $z_e$  wirkt der ursprünglich ab Geländeoberkante berechnete Erddruck. Die Tiefe  $z_e$  kann bei konstanter Wichte folgendermaßen ermittelt werden

$$z_e = \frac{K_0}{K_{ph, \delta_p=0} - K_0} \cdot \frac{p_v}{\gamma} \quad (7.4)$$

Hierin ist  $p_v$  die durch den vorangegangenen Baugrubenaushub entstandene Vorbelastung des Bodens. Sie kann aus der Wichte des Bodens und der Aushubtiefe ermittelt werden.

Die Erddruckresultierende im Ausgangsspannungszustand errechnet sich bei vorbelastetem Boden zu:

$$E_v = K_0 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left( H - \frac{z_e}{2} \right) \right) \quad (7.5)$$

Der Erddruckbeiwert  $K_v$  kann entsprechend Gleichung ( 3.9 ) aus der Erddruckresultierenden  $E_v$  zurückgerechnet werden.

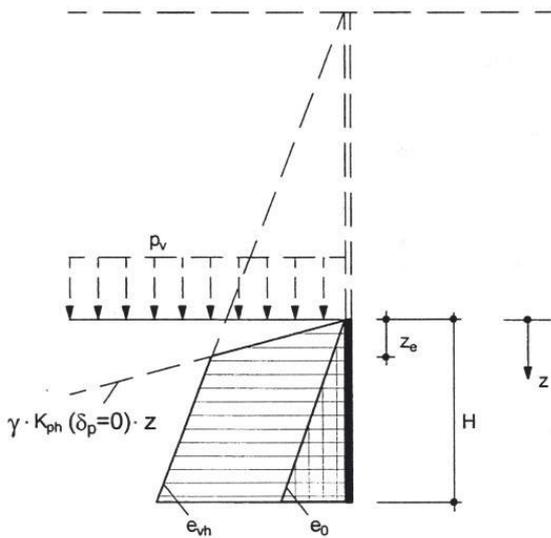


Bild 7.2: Ausgangsspannungszustand vor dem einbinden Teil einer Baugrubenwand [6]

Der mobilisierte Erdwiderstandsbeiwert für vorbelastete Böden und die dazugehörigen Konstanten ergeben sich aus

$$K'_{ph}(\xi) = A_v + \frac{B_v}{C_v + \xi} \quad (7.6)$$

mit

$$\xi = \frac{s}{s_B} \quad (7.7)$$

und

$$A_v = A \quad (7.8)$$

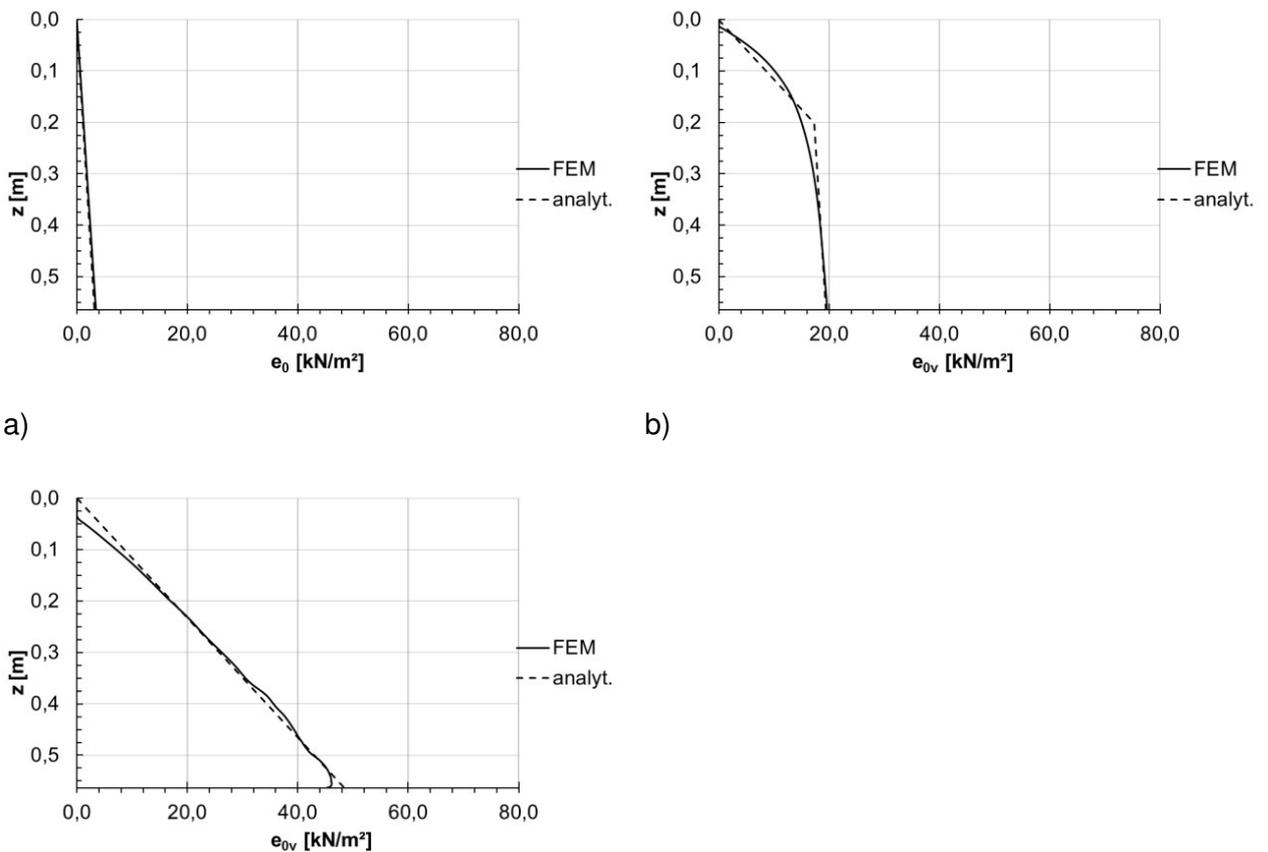
$$B_v = B \quad (7.9)$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} \quad (7.10)$$

### 7.1.1 Parallelverschiebung

In Bild 7.3 ist der lokale Erddruck über die Tiefe z aus der FE-Berechnung und nach dem Ansatz von Weißenbach/Gollub, beispielhaft für dichte Lagerung und drei unterschiedliche Vorbelastungen dargestellt. In der FE-Berechnung stellt sich fast exakt der von Weißenbach/Gollub empfohlene Ansatz ein. Weißenbach/Gollub begründen ihren Ansatz damit, dass sich die Wand während des Aushubs der Baugrube schon gegen das Erdreich verschiebt und somit im Auflagerbereich die Spannungen, die vor Beginn des Baugrubenaushubs wirken, nicht abgebaut

werden können. Die in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungen mit unterschiedlichen Vorbelastungen und Lagerungsdichten werden allerdings so durchgeführt, dass sich die Modellwand während des Aushubs nicht verschieben kann. Wie man jedoch Bild 7.3 entnehmen kann, findet trotzdem nur im Bereich nahe der Baugrubensohle eine Entspannung bis auf den Erdwiderstand statt. In größerer Tiefe wirkt weiterhin der Erdruchdruck ab Geländeoberkante. Laut der FE-Berechnung und den untersuchten Vorbelastungen stellt sich somit auch ohne jegliche Verschiebung der Wand gegen das Erdreich der von Weißenbach/Gollub empfohlene Ausgangsspannungszustand ein.



c)

Bild 7.3: Vergleich der Ausgangsspannung aus FEM und nach Weißenbach/Gollub (analyt.) [59],  $I_D = 0,8$  bei verschiedenen Vorbelastungen  
a)  $0H$ , b)  $5H$  c)  $15H$

Bild 7.4 zeigt beispielhaft die normierte horizontale Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  für drei unterschiedliche Vorbelastungen, bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung. In schwarz sind jeweils die FE-Ergebnisse aufgetragen und in rot die Mobilisierungskurven von Besler. Man erkennt, dass die Anfangspunkte der Mobilisierungskurven, also der Ausgangsspannungszustand, der FE-Berechnung und des Mobilisierungsansatzes von Besler fast exakt übereinstimmen. Der Grenzwert der Mobilisierungskurven ist, wie

auch schon in Kapitel 5.2.1 beschrieben, höher als in den FE-Berechnungen. Der Grenzwert ist laut Beslers Mobilisierungskurven auch später erreicht, als dies in den FE-Berechnungen der Fall ist. Dies führt dazu, dass die Mobilisierungskurven von Besler deutlich größere Verschiebungen prognostizieren. Der Unterschied vergrößert sich mit steigender Vorbelastung und reduziert sich, je geringer die Lagerungsdichte ist.

### 7.1.2 Drehung um den Fußpunkt

Der Ausgangsspannungszustand bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt ist derselbe wie auch bei Parallelverschiebung, Bild 7.3.

In Bild 7.5 ist die normierte horizontale Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  beispielhaft für drei unterschiedliche Vorbelastungen bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung aufgetragen. In schwarz sind jeweils die FE-Ergebnisse aufgetragen und in rot die Mobilisierungskurven von Besler. Als Grenzwert der normierten Erddruckkraft  $K_{ph}$  wird, wie auch schon bei der Berechnung ohne Vorbelastung in Kapitel 5.2.2, 62% der normierten Erddruckkraft  $K_{ph}$  bei Parallelverschiebung der Wand angesetzt. Genau wie bei der Berechnung ohne Vorbelastung in Kapitel 5.2.2 passt der Mobilisierungsansatz für Drehung der Wand um den Fußpunkt im Mittel für dichte und mitteldichte Lagerung im Gebrauchszustand unabhängig von der Größe der Vorbelastung gut zu den FE-Ergebnissen. Der weitere Anstieg der Erddruckkraft, wie er in der FE-Berechnung simuliert wird, wird vom Mobilisierungsansatz von Besler nicht berücksichtigt. Wie bereits in Kapitel 5.2.2 erläutert, ist dies für die vorliegende Arbeit nicht von Bedeutung. Für Drehung um den Fußpunkt und lockere Lagerung liegen die Mobilisierungskurven von Besler etwas oberhalb der FE-Ergebnisse. Das bedeutet, dass die mit Hilfe der Mobilisierungskurven prognostizierten Wandverschiebungen kleiner sind, als die aus der FE-Berechnung. Allerdings zeigt der Vergleich der Mobilisierungskurven von Besler ohne Vorbelastung mit den Messergebnissen von Bartl in Kapitel 5.2.2 bereits eine sehr gute Übereinstimmung. Dies lässt vermuten, dass hier die FE-Berechnung die Wandverschiebungen überschätzt.

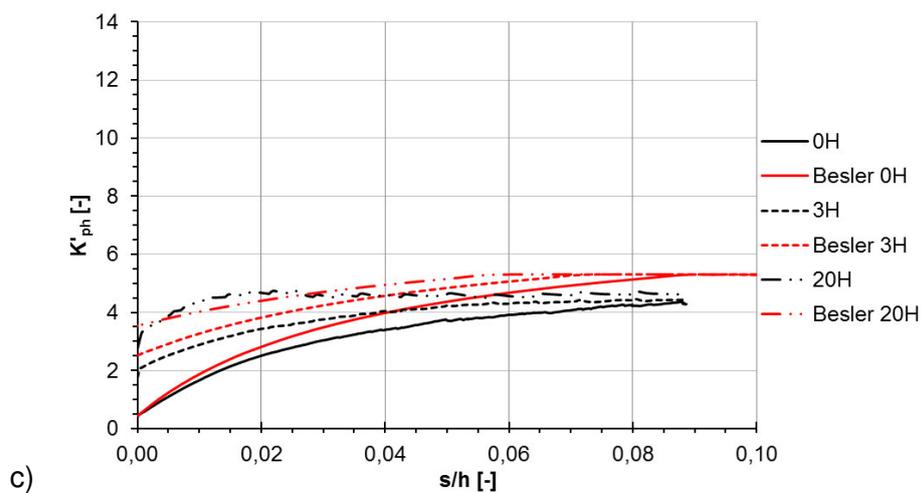
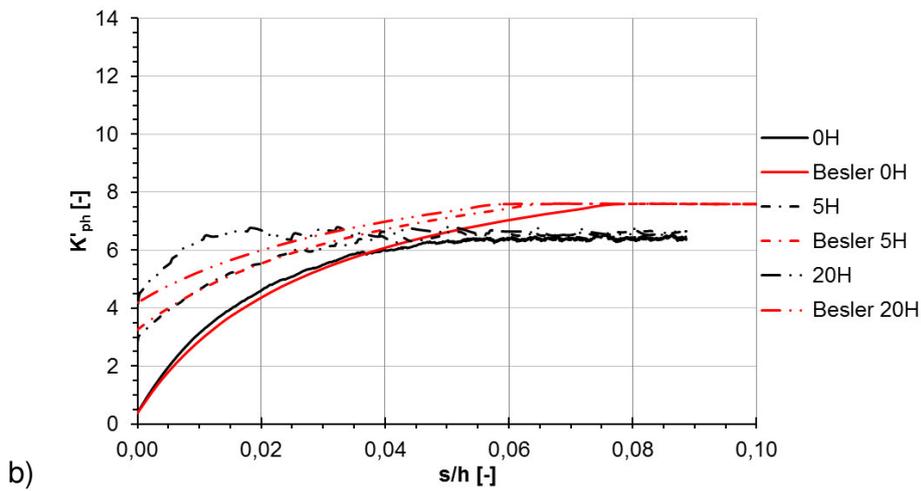
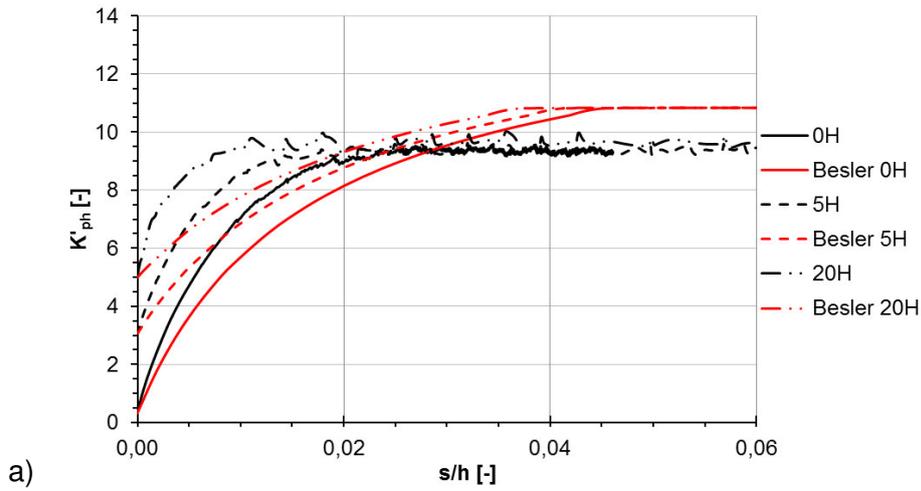


Bild 7.4: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Besler mit FE-Lösung, Parallelverschiebung, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

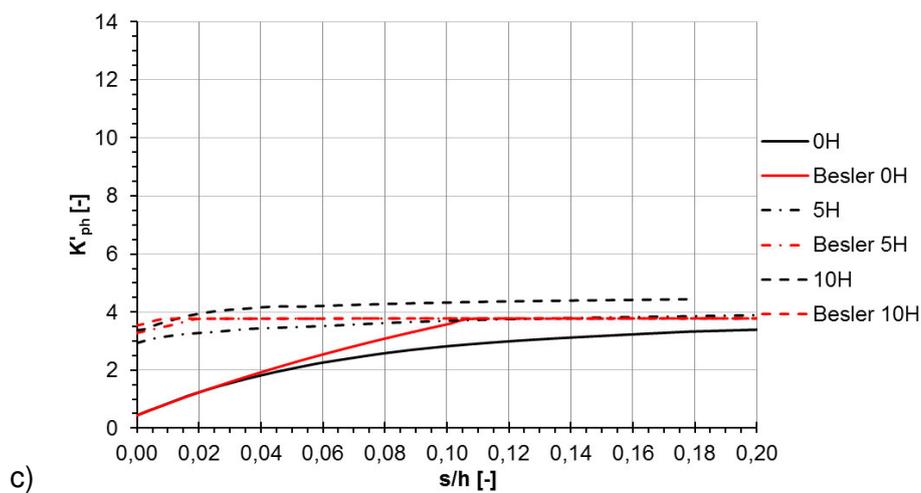
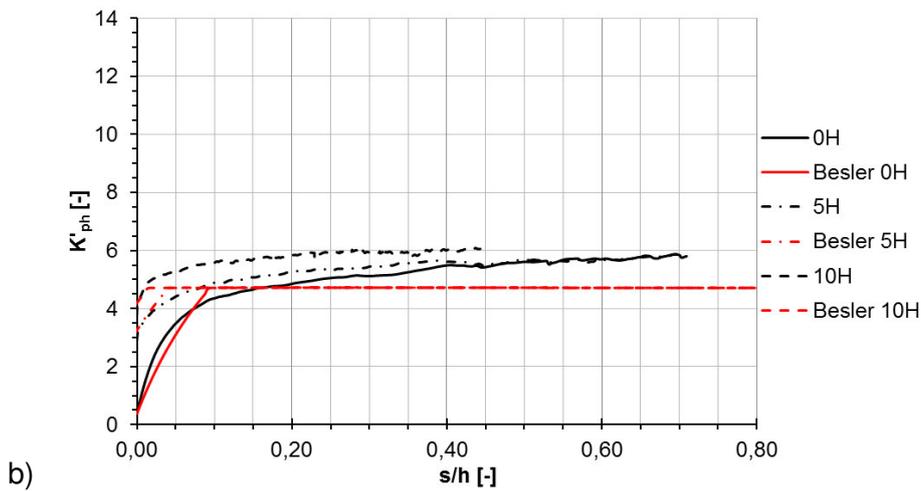
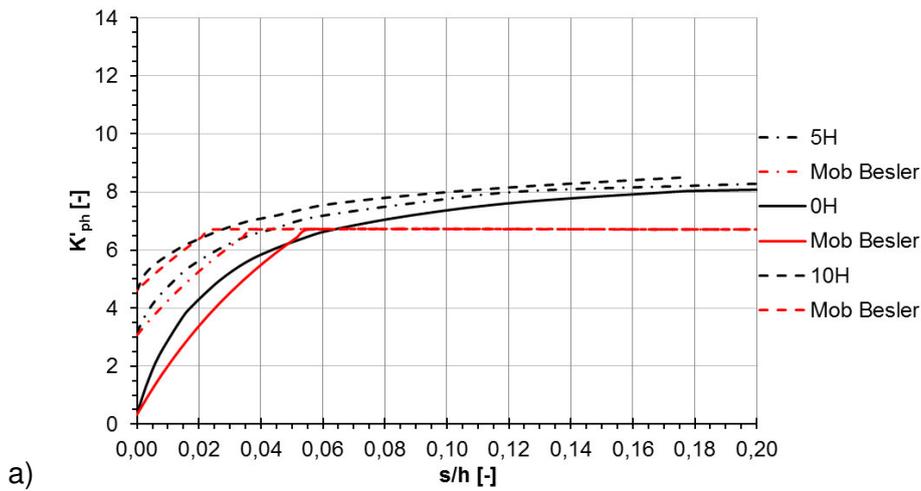


Bild 7.5: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Besler mit FE-Lösung, Drehung um den Fußpunkt, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

### 7.1.3 Drehung um den Kopfpunkt

Auch bei einer Drehung der Wand um den Kopfpunkt ist der Ausgangsspannungszustand derselbe wie bei einer Parallelverschiebung, siehe Bild 7.3.

In Bild 7.6 ist die normierte horizontale Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  beispielhaft für drei unterschiedliche Vorbelastungen für dichte, mitteldichte und lockere Lagerung aufgetragen. In schwarz sind jeweils die FE-Ergebnisse dargestellt und in rot die Mobilisierungskurven von Besler. Als Grenzwert der normierten horizontalen Erddruckkraft  $K_{ph}$  wird, wie auch schon bei der Berechnung ohne Vorbelastung in Kapitel 5.2.3,  $2/3$  der normierten horizontalen Erddruckkraft  $K_{ph}$  bei Parallelverschiebung der Wand angesetzt. Wie auch bei der Berechnung ohne Vorbelastung in Kapitel 5.2.3 passt der Mobilisierungsansatz für Drehung der Wand um den Kopfpunkt für alle drei Lagerungsdichten nicht zu den FE-Ergebnissen. Die Wandverschiebungen werden im Gebrauchszustand teilweise um das 6fache überschätzt. Bei großen Vorbelastungen, bei denen bereits im Ausgangsspannungszustand fast der Erdwiderstand mit  $\delta = 0^\circ$  mobilisiert ist, stimmen die Mobilisierungskurven von Besler deutlich besser mit den FE-Ergebnissen überein.

### 7.1.4 Zwischenfazit

Der Ausgangsspannungszustand bei den FE-Berechnungen mit Vorbelastung passt sehr gut zu der Empfehlung von Weißenbach/Gollub. Somit stimmt der Startpunkt der Mobilisierungskurve von Besler für vorbelastete Böden auch sehr gut mit den FE-Ergebnissen überein. Auch im Ganzen betrachtet gibt der Mobilisierungsansatz von Besler die FE-Ergebnisse für eine Parallelverschiebung und eine Drehung der Wand um den Fußpunkt zufriedenstellend wieder. Bei einer Parallelverschiebung der Wand ist der Grenzwert etwas zu hoch und wird in den FE-Berechnungen bereits bei geringeren Wandverschiebungen erreicht. Dieser Unterschied wird mit steigender Vorbelastung größer. Jedoch kann bereits beim Vergleich der FE-Ergebnisse ohne Vorbelastung mit dem Mobilisierungsansatz von Besler dieser Unterschied festgestellt werden. Hier passt der Mobilisierungsansatz von Besler allerdings gut zu den Messergebnissen von Bartl. Für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt gibt es die besten Übereinstimmungen. Wie es aus den Ergebnissen in Kapitel 5.2.3 schon zu erwarten ist, können die FE-Ergebnisse für Drehung der Wand um den Kopfpunkt mit dem Mobilisierungsansatz von Besler nicht simuliert werden.

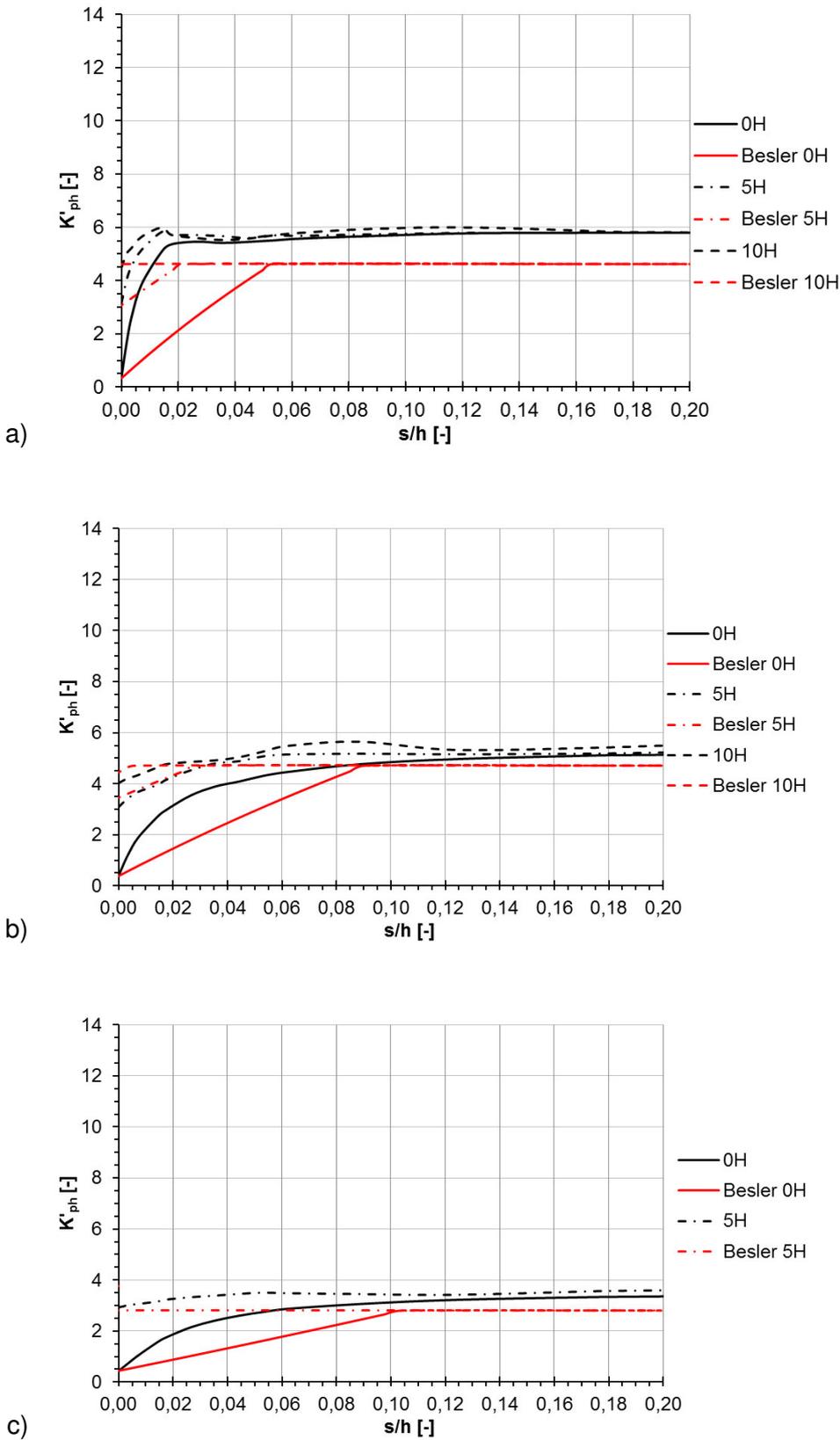


Bild 7.6: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Besler mit FE-Lösung, Drehung um den Kopfpunkt, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## 7.2 Ansatz von Vogt mit Erweiterung durch Pelz

Der Mobilisierungsansatz von Vogt [56] wurde bereits in Kapitel 5.3 erläutert. Es handelt sich hierbei um einen lokalen Mobilisierungsansatz, bei dem der Erdruchdruck  $K_0$  als Ausgangswert verwendet wird. Um die Vorbelastung des Bodens zu berücksichtigen, hat Pelz [41] den Mobilisierungsansatz von Vogt zunächst für nichtbindige Böden erweitert. Auf Basis eigener Versuche ersetzt er den Seitendruckbeiwert  $K_0$  durch den Beiwert  $K_{0(OC)}$ . Dieser Beiwert ist abhängig vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR, welches je nach Tiefe unterschiedlich ist.

Das Überkonsolidierungsverhältnis OCR ist definiert als Verhältnis zwischen der maximalen, jemals vorhandenen effektiven Vertikalspannung  $\max \sigma'_v$  zur derzeitigen effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$

$$\text{OCR} = \frac{\max \sigma'_v}{\sigma'_v} \quad (7.11)$$

Der Ausgangsspannungszustand ermittelt sich mit Hilfe des Beiwertes  $K_{0(OC)}$  folgendermaßen:

$$K_{0(OC)} = \begin{cases} K_{0(OC)} = a \cdot K_{0(nc)} \cdot \left( \frac{\text{OCR}^{1+\lambda} - \text{OCR}}{\text{OCR}_{\max}} + 1 \right) & \text{für } K_{0(OC)} \leq K_{ph} \\ K_{0(OC)} = K_{ph} & \text{für } K_{0(OC)} > K_{ph} \end{cases} \quad (7.12)$$

mit:  $\lambda = \sin(\varphi')$

$a = 1,0$  bei nichtbindigen Böden

$K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$

$\text{OCR}_{\max} = \frac{\max \sigma'_v}{\min \sigma'_v}$

Da das Überkonsolidierungsverhältnis in jeder Tiefe  $z_i$  unterschiedlich ist, ist auch der Beiwert  $K_{0(OC)}$  von der Tiefe  $z_i$  abhängig. In Bild 7.7 ist der Vergleich des mit Hilfe dieses  $K_{0(OC)}$  ermittelten Ausgangsspannungszustandes mit dem Ansatz von Weißenbach/Gollub dargestellt.

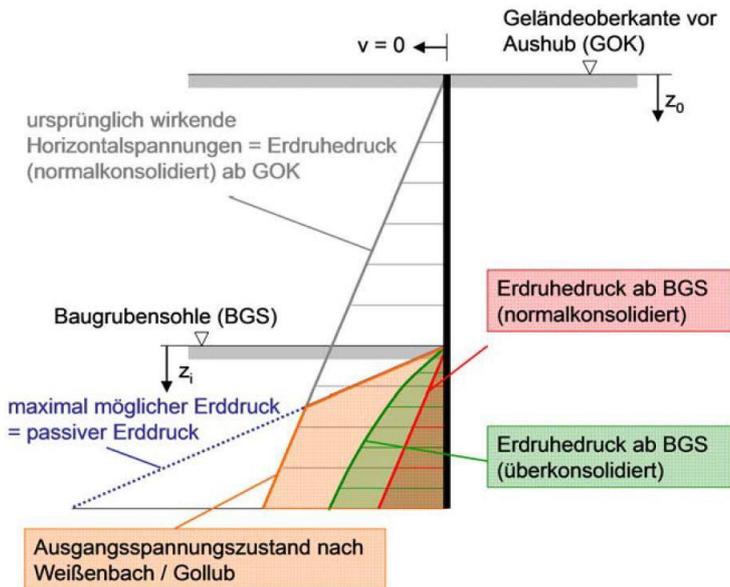


Bild 7.7: verschiedene Spannungszustände im Erdwiderlager [41]

Ersetzt man  $K_0$  in Formel ( 5.18 ) durch  $K_{0(oc)}$ , so ergibt sich folgender Mobilisierungsansatz:

$$K_h = K_{0(oc)} + (K_{ph} - K_{0(oc)}) \cdot \frac{\frac{v(z_i)}{z_i}}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \quad (7.13)$$

- mit  $z_i$  Tiefe unter BGS [m]  
 $v(z_i)$  Wandverschiebung auf Höhe  $z_i$  [m]  
 $b$  dimensionsloser Parameter – Beschreibung der Steifigkeit des Materials  
 $K_{ph}$  Erddruckbeiwert aus dem Reibungsanteil (bei voll mobilisiertem Erdwiderstand)

### 7.2.1 Parallelverschiebung

In Bild 7.8 sind die lokalen Erddruckspannungen über die Tiefe  $z$  im Ausgangsspannungszustand beispielhaft für die dichte Lagerung dargestellt. In schwarzer durchgezogener Linie sind die FE-Ergebnisse aufgetragen und in schwarzer gestrichelter Linie der Lösungsansatz von Pelz [41] mit  $K_{0(oc)}$  nach Formel ( 7.12 ). Für geringe Vorbelastungen, z.B. 1H in Bild 7.8 a), stimmt der so berechnete Ausgangsspannungszustand noch gut mit der FE-Lösung überein. Steigt jedoch die Vorbelastung, so weicht die FE-Lösung immer stärker vom Ansatz von Pelz [41] ab. Die Resultierende im Ausgangsspannungszustand wird mit dem Ansatz von Pelz unterschätzt.

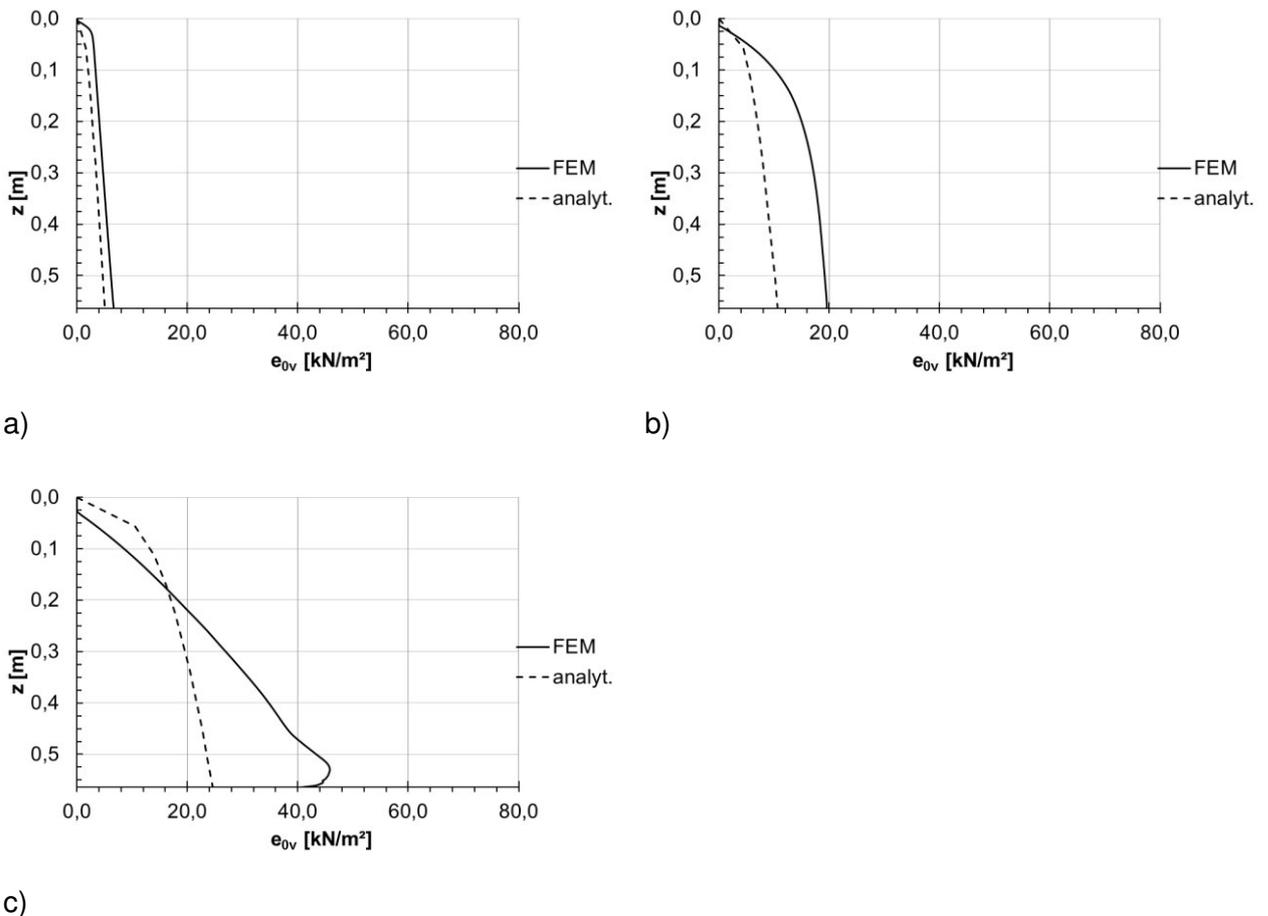


Bild 7.8: Vergleich der Ausgangsspannung aus FEM und nach Pelz [41],  $I_D = 0,8$ , bei verschiedener Vorbelastung  
 a) 1H, b) 5H c) 20H

In Bild 7.9 ist die normierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  in Abhängigkeit der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  für drei unterschiedliche Vorbelastungen dargestellt. Die schwarzen Kurven stellen jeweils die FE-Lösung dar und die roten Kurven die entsprechenden Mobilisierungskurven von Vogt/Pelz. Man erkennt auch an den Mobilisierungskurven, dass der Ausgangsspannungszustand, der mit Hilfe von  $K_{0(oc)}$  ermittelt wurde, die Ausgangsspannung des FE-Modells unterschätzt. Der weitere Verlauf der Mobilisierungskurven passt gut zu den FE-Ergebnissen mit Vorbelastung.

### 7.2.2 Drehung um den Fußpunkt

In Bild 7.10 ist der Vergleich der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$  aus der FE-Berechnung für die Drehung der Wand um den Fußpunkt und den Mobilisierungsansatz von Vogt mit der Erweiterung von Pelz dargestellt. Wie schon bei Parallelverschiebung der Wand erkennt man auch

hier, dass der Ausgangsspannungszustand unterschätzt wird und der weitere Verlauf der Mobilisierungskurve jedoch gut simuliert wird.

### **7.2.3 Drehung um den Kopfpunkt**

In Bild 7.11 ist der Vergleich der normierten Erddruckkraft  $K'_{ph}$  aus der FE-Berechnung für die Drehung der Wand um den Kopfpunkt und den Mobilisierungsansatz von Vogt mit der Erweiterung von Pelz dargestellt. Wie schon bei Parallelverschiebung und Drehung der Wand um den Fußpunkt erkennt man auch hier, dass der Ausgangsspannungszustand unterschätzt wird und der weitere Verlauf der Mobilisierungskurve jedoch gut simuliert wird. Allerdings wird hier bei dichter und mitteldichter Lagerung der Grenzwert überschritten.

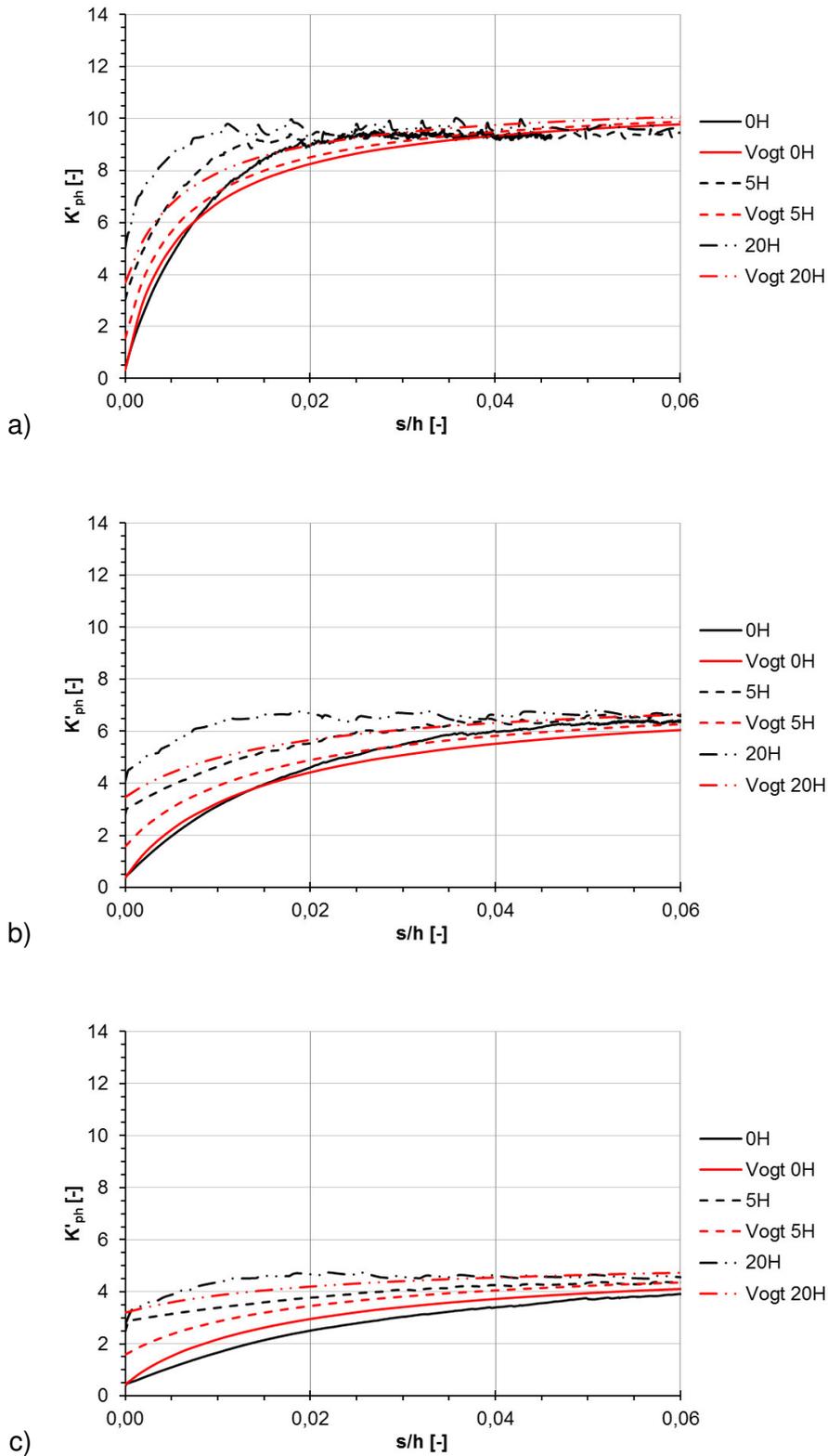


Bild 7.9: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt/Pelz mit FE-Lösung, Parallelverschiebung, für verschiedene Vorbelastung  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

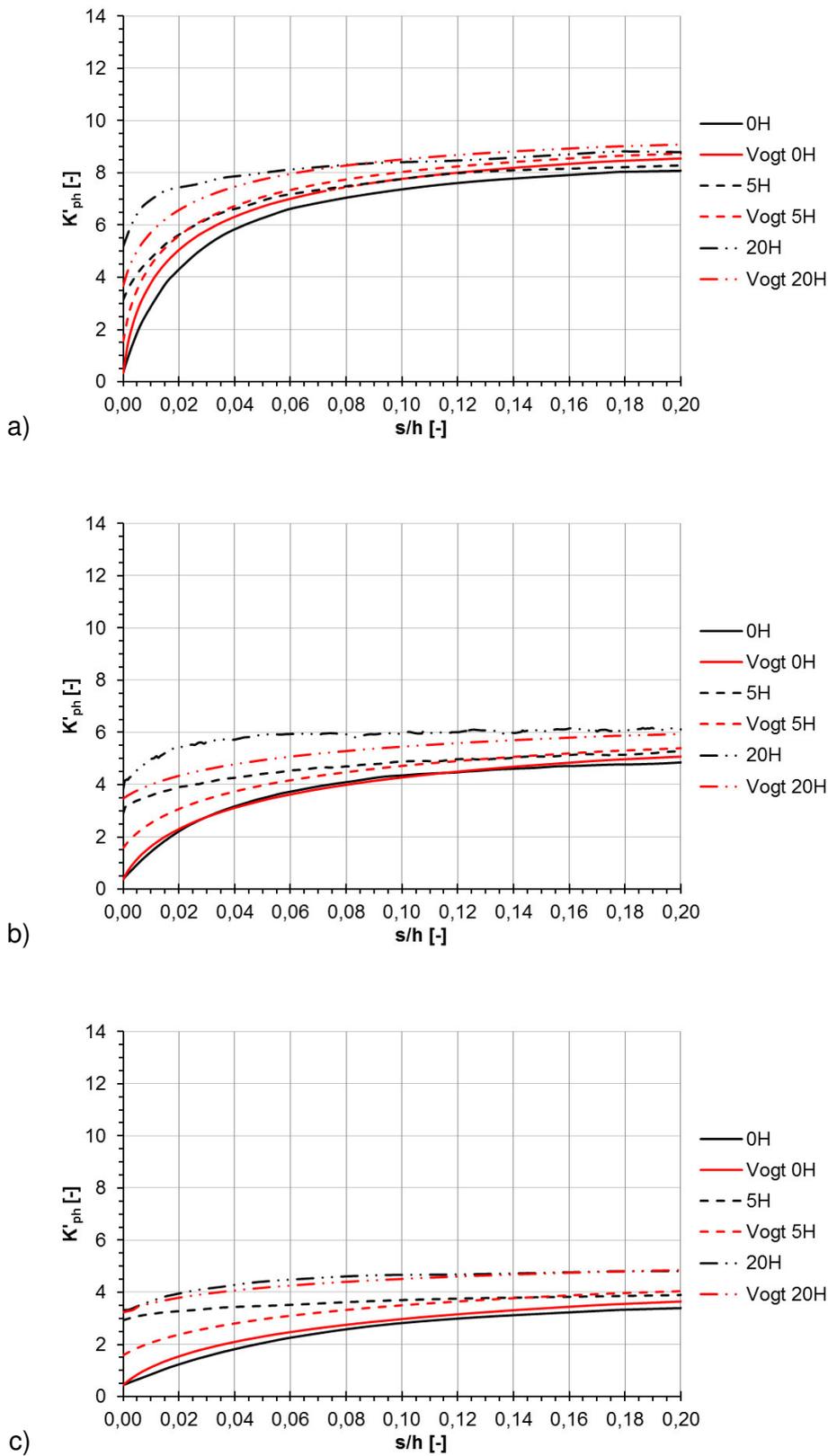


Bild 7.10: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt/Pelz mit FE-Lösung, Drehung um den Fußpunkt, für verschiedene Vorbelastungen a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

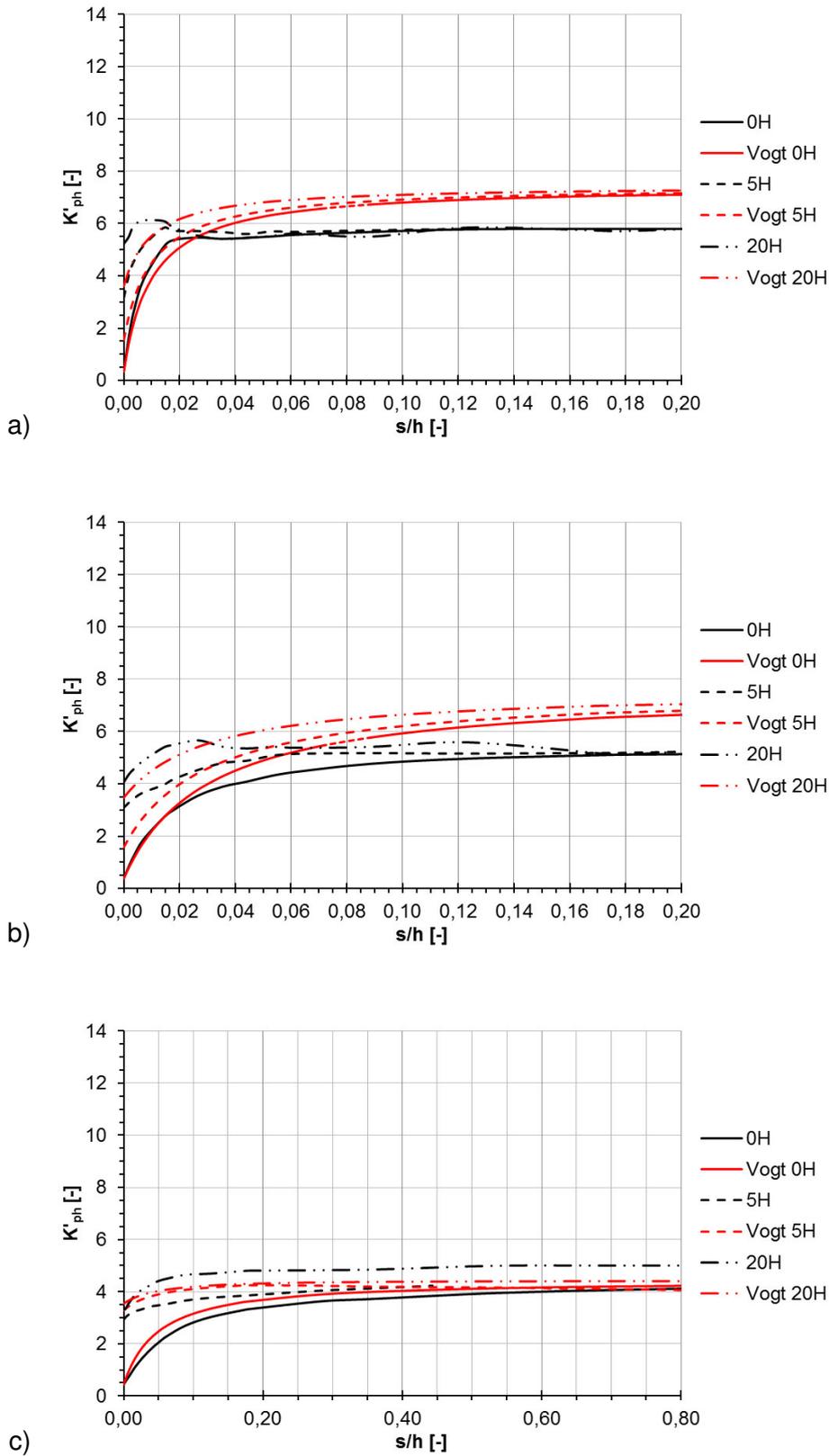


Bild 7.11: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt/Pelz mit FE-Lösung, Drehung um den Kopfpunkt, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## 7.2.4 Zwischenfazit

Insgesamt lässt sich feststellen, dass der Ansatz von Vogt sehr gut mit den FE-Ergebnissen übereinstimmt. Lediglich der Ausgangsspannungszustand, der in der Erweiterung des Mobilisierungsansatzes durch Pelz über den Erddruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  berechnet wird, wird unterschätzt. In Wirklichkeit kann somit schon ein größerer Erdwiderstand ohne jegliche Wandverschiebung mobilisiert werden. Durch eine Modifizierung des Ansatzes unter Verwendung des Vorschlags von Weißenbach/Gollub für den Ausgangsspannungszustand, kann eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden, siehe Anhang E.

## 7.3 Zusammenfassung

Sowohl der Mobilisierungsansatz von Besler als auch der von Vogt geben die FE-Ergebnisse für die Mobilisierung des Erdwiderstandes sehr gut wieder, wenn als Ausgangsspannungszustand der Vorschlag von Weißenbach/Gollub angesetzt wird. Die Erweiterung des Mobilisierungsansatzes von Vogt durch Pelz für nichtbindige Böden mit Vorbelastung unterschätzt den Erddruck im Ausgangsspannungszustand und prognostiziert somit gerade für geringe Mobilisierungsgrade zu große Wandverschiebungen. Genauso wie auch schon bei dem Vergleich des Mobilisierungsansatzes von Besler ohne Vorbelastung mit den entsprechenden FE-Ergebnissen zeigt auch der entsprechende Vergleich mit Vorbelastung, dass der Mobilisierungsansatz von Besler die Wandverschiebungen für eine Drehung der Wand um den Kopfpunkt nicht zufriedenstellend vorhersagen kann.

Die großen Unterschiede bei den Berechnungen von Brand et al. können somit nicht an dem Ansatz der Vorbelastungsspannung liegen. Da Brand et al. ebenfalls der Empfehlung von Weißenbach/Gollub gefolgt sind.

## **8. Ermittlung des Reibungswinkels und Auswirkung auf die Mobilisierungsfunktion**

### **8.1 Vorüberlegungen**

Wie in den vorangehenden Kapiteln gezeigt, kann die Mobilisierung des passiven Erddrucks mit der richtigen Wahl der Stoffparameter gut mit der FE-Methode und dem Stoffmodell „Hardening Soil“ simuliert werden. Als Grund für die Abweichungen zwischen gemessenen und mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen berechneten Wandverschiebungen bleibt als entscheidende Größe noch die Wahl des Reibungswinkels im geotechnischen Entwurf. Es gibt verschiedene Möglichkeiten den Reibungswinkel zu bestimmen, zum Teil mit unterschiedlichen Ergebnissen. In diesem Kapitel sollen ausgewählte Methoden zur Reibungswinkelbestimmung erläutert und anschließend am Beispiel des „Dresdner Sandes“ angewandt werden. Auf dieser Grundlage können die Ergebnisse der einzelnen Methoden mit den in Kapitel 3.5 anhand der Erddruckversuche von Bartl kalibrierten Stoffparametern verglichen und die Brauchbarkeit der einzelnen Methoden zur Bestimmung des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels im Sinne eines Mittelwertes abgeschätzt werden. In Kapitel 8.3 erfolgt der Vergleich der Methoden untereinander und die Untersuchung der Auswirkung eines reduzierten Reibungswinkels auf die Mobilisierungsfunktionen.

### **8.2 Methoden zur Bestimmung des Reibungswinkels und Auswirkungen auf die Mobilisierungsfunktionen**

#### **8.2.1 Auswahl verschiedener Methoden**

##### **Triaxialversuche:**

Triaxialversuche dienen unter anderem der Bestimmung der Scherfestigkeit von Böden. Die Durchführung von Triaxialversuchen und die Ermittlung der entsprechenden Parameter wurde bereits in Kapitel 3.3 erläutert. Um wirklichkeitsnahe Reibungswinkel zu erhalten, muss der Triaxialversuch möglichst unter den vor Ort vorliegenden Randbedingungen durchgeführt werden.

Das bedeutet, dass der Triaxialversuch an einer Bodenprobe erfolgen muss, die in etwa dieselbe Lagerungsdichte besitzt wie vor Ort. Da der Reibungswinkel nicht nur dichteabhängig ist (Pyknotropie), sondern ebenfalls druckabhängig (Barotropie), sollte das Spannungsniveau des Triaxialversuchs in etwa dem vorhandenen Spannungsniveau entsprechen. Sinnvoll ist auch die Verwendung eines verbesserten Triaxialgeräts, in dem größere als die Standard Triaxialproben untersucht werden können.

### Korrelationen:

Stehen zum Beispiel keine Triaxialversuche zur Ermittlung des Reibungswinkels zur Verfügung, so kann auf Korrelationen zurückgegriffen werden. Bei der Anwendung von Korrelationen ist zu beachten, dass es sich hierbei lediglich um Näherungen handelt und aus diesem Grund die Genauigkeit nicht zu hoch eingeschätzt werden darf. Beispielhaft sollen in dieser Arbeit die Korrelation von Engel [17] und Pregl [44] vorgestellt und angewendet werden.

Engel [17] stellte die folgende Korrelation zwischen Reibungswinkel und Ausgangslagerungsdichte auf:

$$\cot\varphi' = \cot\varphi'_{\min} - I_D \cdot (\cot\varphi'_{\min} - \cot\varphi'_{\max}) \quad (8.1)$$

Dabei ist  $\varphi'_{\min}$  der Reibungswinkel bei lockerster Lagerung mit

$$\cot\varphi'_{\min} = \frac{0,2335 + 0,952\max_e - 0,0565\ln U - 0,0017 \ln\left(\frac{d_{50}}{1\text{mm}}\right)}{\ln(1 + \max_e)} \quad (8.2)$$

und  $\varphi'_{\max}$  der Reibungswinkel bei dichtester Lagerung mit

$$\cot\varphi'_{\max} = \frac{0,0476 + 0,705\max_e - 0,033\ln U - 0,0209 \ln\left(\frac{d_{50}}{1\text{mm}}\right)}{\ln(1 + \max_e)} \quad (8.3)$$

Pregl [44] entwickelte eine Korrelation, aus der sich der Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens und der wirksamen Normalspannung  $\sigma'$  ergibt:

$$\varphi' = a + b \cdot \log\left(\frac{e_0}{e_b}\right) + c \left(\frac{\sigma'}{\sigma_b}\right) \quad (8.4)$$

### Druck- bzw. Rammsondierungen:

Bei nichtbindigen Böden ist es praktisch kaum möglich, ungestörte Proben zu gewinnen, um die für die Dimensionierung von Gründungen oder von Baugrubenwänden notwendigen Bodenkennwerte wie Lagerungsdichte, Reibungswinkel und Steifeziffer zu ermitteln. Aus diesem Grund ist man in diesem Fall auf indirekte Methoden angewiesen. Hierzu zählen zum Beispiel Ramm- und Drucksondierungen. Anhand dieser Versuchsergebnisse können indirekt aus dem Sondierwiderstand über bekannte Korrelationen die Lagerungsdichte, der Reibungswinkel und

die Steifeziffer bestimmt werden. Dazu müssen allerdings die durchfahrenen Bodenschichten und die Grundwasserverhältnisse bekannt sein, da der Sondierwiderstand davon beeinflusst wird. Die DIN 4094 [70] gibt Korrelationen zwischen Sondierwiderstand und Lagerungsdichte an. Hier gibt es unterschiedliche Diagramme für gleichförmige und ungleichförmige Sande, sowie Sondierungen über und unter Grundwasser. Die Diagramme und die dazugehörigen Gleichungen zur Bestimmung der Lagerungsdichte sind dem Anhang F zu entnehmen.

Auswertungen an der Degebo von Weiß [57] zeigen, dass der Reibungswinkel über eine Korrelation direkt aus dem Sondierspitzenwiderstand ermittelt werden kann. In Bild F.4 ist diese Korrelation dargestellt. Sie gilt für nichtbindige Böden oberhalb des Grundwasserspiegels.

Beispielhaft wird der Reibungswinkel in dieser Arbeit über die Korrelation von Weiß direkt aus dem Spitzenwiderstand über folgende Formel ermittelt [57]:

$$\varphi' = 26,8 + 4,5 \ln q_c \pm 1 [^\circ] \quad (8.5)$$

„Die Erkenntnis, dass man über den Spitzenwiderstand ohne Kenntnis der Kornverteilung zu einer verlässlichen Abschätzung des Reibungswinkels eines nichtbindigen Bodens kommt, hat sich in den letzten Jahren zunehmend durchgesetzt.“ [57]

### **Erfahrungswerte:**

Die Empfehlung EB 2.3 [78] gibt an, dass die charakteristischen Werte der Scherfestigkeit als vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes auf der sicheren Seite vom statistischen Mittelwert zu wählen sind. Auf der sicheren Seite liegend bedeutet für die Wahl des Reibungswinkels im Hinblick auf die Tragfähigkeit bei Einwirkungen und Widerständen in der Regel, dass untere Werte des Reibungswinkels zu wählen sind. Liegen keine entsprechenden bodenmechanischen Laborversuche vor, dann darf gemäß EB 2.7 b) die Scherfestigkeit dem Anhang A3 Tabelle 3.2 entnommen werden, „sofern die anstehenden Böden aufgrund von Bohrungen oder Sondierungen und weiteren Labor- und Handversuchen nach ihrer Art und Beschaffen in die Bodengruppen der DIN 18196 eingeordnet werden können“. [77] Da in der Praxis aus Kostengründen und mangels ungestörter Proben selten Triaxialversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit durchgeführt werden, kann davon ausgegangen werden, dass diese Reibungswinkel in der Mehrzahl der geotechnischen Gutachten Anwendung finden. In Tabelle 8.1 sind die von der EAB empfohlenen Bodenkennwerte aufgelistet.

Tabelle 8.1: Erfahrungswerte der Scherfestigkeit nichtbindiger Böden [78]

| Bodenart  | Kurzzeichen nach DIN 18196 | Lagerung    | Reibungswinkel $\varphi'_k$ [°] |
|---|----------------------------|-------------|---------------------------------|
| Kies, Sand<br>eng, weit oder inter-<br>mittierend gestuft | GE, SE, GI, SE, SW,<br>SI  | locker      | 30,0 – 32,5                     |
|   |                            | mitteldicht | 32,5 – 37,5                     |
|   |                            | dicht       | 35,0 – 40,0                     |

Die DIN 1055-2: 2010-11 [67] gibt ebenfalls Empfehlungen für die Reibungswinkel in Abhängigkeit der Lagerungsdichte. Hier werden die unteren Grenzen der Reibungswinkel der EAB genannt.

Weißbach [58] hat anhand zahlreicher Untersuchungen an Baugruben die in Tabelle 8.2 aufgelisteten wirklichkeitsnahen Reibungswinkel zurückgerechnet. Man kann erkennen, dass die so ermittelten wirksamen Reibungswinkel deutlich oberhalb der Empfehlungen der EAB und der DIN 1055-2: 2010-11 liegen.

Tabelle 8.2: Mittlere Reibungsgrößen für enggestufte nichtbindige Böden [6]

| Lagerungsdichte              | Lockere Lagerung<br>$D = 0,15 - 0,30$ | Mitteldichte Lagerung<br>$D = 0,30 - 0,50$ | dichte Lagerung<br>$D = 0,50 - 0,70$ |
|------------------------------|---------------------------------------|--|--------------------------------------|
| Feuchtwichte $\gamma$        | 16,20 kN/m <sup>3</sup>               | 16,70 kN/m <sup>3</sup>                    | 17,10 kN/m <sup>3</sup>              |
| Wichte u. Auftrieb $\gamma'$ | 9,60 kN/m <sup>3</sup>                | 9,90 kN/m <sup>3</sup>                     | 10,20 kN/m <sup>3</sup>              |
| Reibungswinkel $\varphi'$    | $\geq 35^\circ$                       | $\geq 37,5^\circ$                          | $\geq 40^\circ$                      |

## 8.2.2 Beispielhafte Anwendung verschiedener Methoden an „Dresdner Sand“

Um die unterschiedlichen Methoden zur Bestimmung des Reibungswinkels zu überprüfen, wird der in dieser Arbeit verwendete „Dresdner Sand“ herangezogen. Hierdurch ist es möglich, die bereits gewonnenen Erkenntnisse aus der Kalibrierung des Reibungswinkels anhand der Erd-druckversuche von Bartl, Kapitel 3.5, als Vergleich für die übrigen in Kapitel 8.2 beschriebenen Methoden heranzuziehen.

### Triaxialversuche:

Wie bereits in Kapitel 3.3 ausführlich erläutert, wurden im Labor des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau Triaxialversuche am „Dresdner Sand 98“ durchgeführt, auf dessen Grundlage die Reibungswinkel in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  ermittelt werden können. Die hierdurch ermittelten Reibungswinkel sind in Tabelle 8.3 als  $\varphi_{\text{Triax}}$  aufgelistet. Da Triaxial-

versuche mit unterschiedlichen Seitenspannungen durchgeführt wurden ( $\sigma_3 = 100, 200, 400 \text{ kN/m}^2$ ), ergeben sich für die einzelnen Lagerungsdichten Reibungswinkel mit einer Spannweite von  $1 - 2^\circ$ . Die Vergleichsberechnungen mit Hilfe der FE-Methoden zeigen, dass mit Hilfe dieser Reibungswinkel die Mobilisierungskurven bzw. die Mobilisierung des passiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Wandverschiebung gut simuliert werden können. Es kann also davon ausgegangen werden, dass es sich bei diesen Reibungswinkeln um wirklichkeitsnahe Reibungswinkel im Sinne eines Mittelwertes handelt.

Tabelle 8.3: Reibungswinkel aus Triaxialversuchen am „Dresdner Sand 98“

| Lagerungsdichte       | $I_D$<br>[-] | $\varphi_{\text{Triax}}$<br>[°] |
|-----------------------|--------------|---------------------------------|
| dichte Lagerung       | 0,8          | 40,6 - 42,4                     |
| mitteldichte Lagerung | 0,5          | 36,9 - 39,1                     |
| lockere Lagerung      | 0,2          | 33,5 - 34,3                     |

#### Korrelationen:

Bartl [5] hat an „Dresdner Sand“ Rahmen- und Kreisringscherversuche durchgeführt und hat ähnliche Reibungswinkel wie in den am Lehrstuhl der TU Dortmund an „Dresdner Sand 98“ durchgeführten Triaxialversuchen erhalten. Gemäß seiner Ergebnisse lassen sich die Reibungswinkel des „Dresdner Sandes“ sehr gut über die von Engel [17] aufgestellte Korrelation in Gleichung ( 8.1 ), die eine Beziehung zwischen Reibungswinkel und Ausgangslagerungsdichte aufstellt, beschreiben.

Für den „Dresdner Sand 93“ ergibt sich nach Bartl [5] die Gleichung ( 8.1 ) zu:

$$\cot\varphi' = 1,589 - 0,594I_D \quad ( 8.6 )$$

Dies kann, aufgrund der Ähnlichkeit des „Dresdner Sandes 93“ mit dem „Dresdner Sand 98“ auch für den „Dresdner Sand 98“ angesetzt werden. Die Reibungswinkel, die sich über Gleichung ( 8.6 ) für den „Dresdner Sand“ ergeben, sind in Tabelle 8.4 für die unterschiedlichen Lagerungsdichten aufgelistet. Engel berücksichtigt lediglich eine Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte, nicht aber die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels.

Tabelle 8.4: Reibungswinkel nach Engel für den „Dresdner Sand 98“

| Lagerungsdichte       | $I_D$ | $\varphi_{\text{Engel}}$<br>[°] |
|-----------------------|-------|---------------------------------|
| dichte Lagerung       | 0,8   | 41,9                            |
| mitteldichte Lagerung | 0,5   | 37,7                            |
| lockere Lagerung      | 0,2   | 34,2                            |

Diese Reibungswinkel liegen in derselben Größenordnung wie die Reibungswinkel, die in den eigenen Triaxialversuchen ermittelt wurden, vgl. Tabelle 8.3.

Um die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels zu berücksichtigen, kann man die Korrelation von Pregl [44] verwenden. Für den „Dresdner Sand 93“ werden in Pregl [45] von Lehner die Parameter für Gleichung ( 8.4 ) mit

$$a = 39,8^\circ$$

$$b = -55,1$$

$$c = -8,5^\circ$$

$$e_b = 0,50$$

$$\sigma_b = 100 \text{ kPa}$$

angegeben.

Auch diese Parameter können aufgrund der Ähnlichkeit der Sande ebenfalls für den „Dresdner Sand 98“ angesetzt werden.

Bild 8.1 zeigt einen Vergleich der Ergebnisse aus der Tabelle 8.3 und Tabelle 8.4. Die Werte von Pregl sind zusätzlich unterteilt für die unterschiedlichen Seitenspannungen  $\sigma'$ . Hier wurden dieselben Seitenspannungen gewählt wie im Triaxialversuch mit der entsprechenden Lagerungsdichte. Man kann an dem Diagramm erkennen, dass der Ansatz von Pregl für alle Seitenspannungen unterhalb der Messergebnisse aus Tabelle 8.3 liegt. Der Unterschied wird mit steigender Seitenspannung noch größer. Bartl [5] stellt bereits in seiner Arbeit fest, dass nach dem Ansatz von Pregl der Reibungswinkel auch bei geringen Lagerungsdichten mit steigendem Spannungsniveau abnimmt, was jedoch durch die in der Literatur dokumentierte Ergebnisse von Triaxialversuchen an Sand widerlegt wurde (siehe z.B. [1]). Aus diesem Grund wird der Ansatz von Bartl nicht weiterverfolgt. Auch für die vorliegende Arbeit wird der Ansatz aufgrund der großen Unterschiede zu den im Labor gemessenen Reibungswinkeln nicht verwendet.

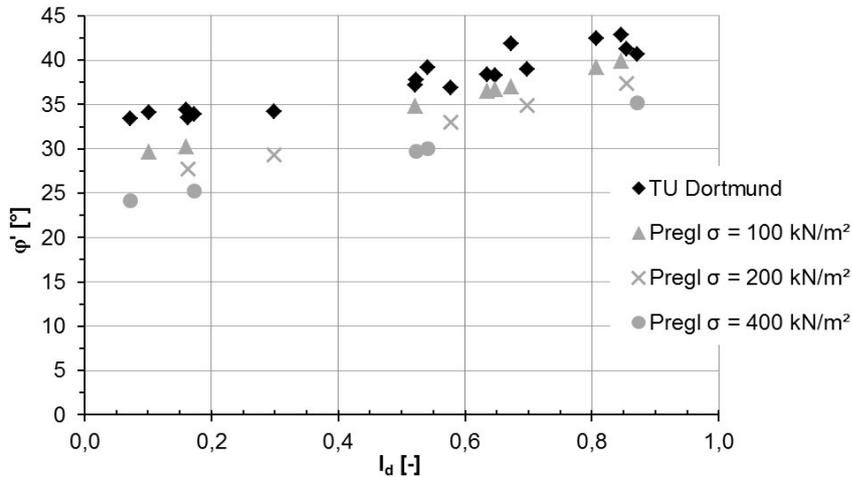


Bild 8.1: Vergleich der Reibungswinkel aus den Triaxialversuchen mit Reibungswinkeln nach der Korrelation von Pregl

**Drucksondierungen:**

Für den „Dresdner Sand 98“ stehen keine Drucksondierungen zur Verfügung, da es sich hierbei um Sand aus einer Sandgrube und nicht um gewachsenen Boden handelt. Dennoch soll diese Methode anhand dieses Sandes überprüft werden, um die Anwendbarkeit dieser Methode zur Bestimmung des Reibungswinkels auf die Fallbeispiele zu verifizieren. Für die Anwendung der Korrelation von Weiß [57], Bild F.4, wird für die im Triaxialversuch untersuchten Lagerungsdichten der entsprechende Spitzenwiderstand  $q_c$  über Gleichung ( F.1 ) ermittelt. Dieser Spitzenwiderstand entspricht der voraussichtlichen Messung bei einer Drucksondierung am „Dresdner Sand“. Die hieraus resultierenden Reibungswinkel sind für die entsprechenden Lagerungsdichten in Tabelle 8.5 aufgelistet.

Tabelle 8.5: Reibungswinkel aus Drucksondierungen „Dresdner Sand 98“

| Lagerungsdichte       | $I_D$ | $q_c$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $\Phi_{Weiß}$<br>[°] |
|-----------------------|-------|-------------------------------|----------------------|
| dichte Lagerung       | 0,8   | 32,1                          | 42,4±1               |
| mitteldichte Lagerung | 0,5   | 13,7                          | 38,6±1               |
| lockere Lagerung      | 0,2   | 5,3                           | 34,3±1               |

Auch die so ermittelten Reibungswinkel liegen im Bereich der im Triaxialversuch ermittelten Reibungswinkel.

### 8.3 Vergleich der Methoden und Auswirkung auf die Mobilisierungsfunktionen

In Tabelle 8.6 sind die Reibungswinkel nach den unterschiedlichen Methoden für den „Dresdner Sand 98“ aufgelistet. Man kann erkennen, dass die Reibungswinkel aus den Triaxialversuchen und aus den Korrelationen von Weiß (Drucksondierungen) und von Engel in etwa gleich sind. Die EAB hingegen schlägt Reibungswinkel vor, die unterhalb dieser Werte liegen. Selbst die unteren Werte der Reibungswinkel aus den Triaxialversuchen liegen oberhalb der oberen Grenze nach EAB [78]. Die kleinsten im Triaxialversuch ermittelten Reibungswinkel resultieren aus Triaxialversuchen mit einer Seitenspannung von  $\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$ . Wie in Kapitel 8.2.1 erwähnt, schlägt die DIN 1055 sogar Werte vor, die noch niedriger als die in der EAB aufgeführten sind.

Tabelle 8.6: Reibungswinkel nach den unterschiedlichen Methoden für den „Dresdner Sand 98“

| Lagerungsdichte       | $I_D$ | $\Phi_{\text{Triax}}$<br>[°] | $\Phi_{\text{Weiß}}$<br>[°] | $\Phi_{\text{Engel}}$<br>[°] | $\Phi_{\text{EAB}}$<br>[°] |
|-----------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|
| dichte Lagerung       | 0,8   | 40,6-42,4                    | 42,4±1                      | 41,9                         | 35-40                      |
| mitteldichte Lagerung | 0,5   | 36,9-39,1                    | 38,6±1                      | 37,7                         | 32,5-37,5                  |
| lockere Lagerung      | 0,2   | 33,5-34,3                    | 34,3±1                      | 34,2                         | 30-32,5                    |

Um die Auswirkung auf die Mobilisierungsfunktionen bzw. den Bettungsmodul abschätzen zu können, wird der Mobilisierungsansatz von Besler verwendet. In Bild 8.2 sind für Parallelverschiebung und dichte, mitteldichte und lockere Lagerung die Mobilisierungskurven für die Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$ , welche bei den numerischen Berechnungen verwendet wurden, und die Mittelwerte gemäß EAB  $\varphi'_{\text{red}}$  dargestellt. Die verwendeten Reibungswinkel sind in Tabelle 8.7 aufgelistet.

Tabelle 8.7: Reibungswinkel „Dresdner Sand 98“

| Lagerungsdichte       | $\varphi'_{\text{real}}$<br>[°] | $\varphi'_{\text{red}}$<br>[°] |
|-----------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| dichte Lagerung       | 41,8                            | 37,5                           |
| mitteldichte Lagerung | 38,0                            | 35,0                           |
| lockere Lagerung      | 34,0                            | 31,25                          |

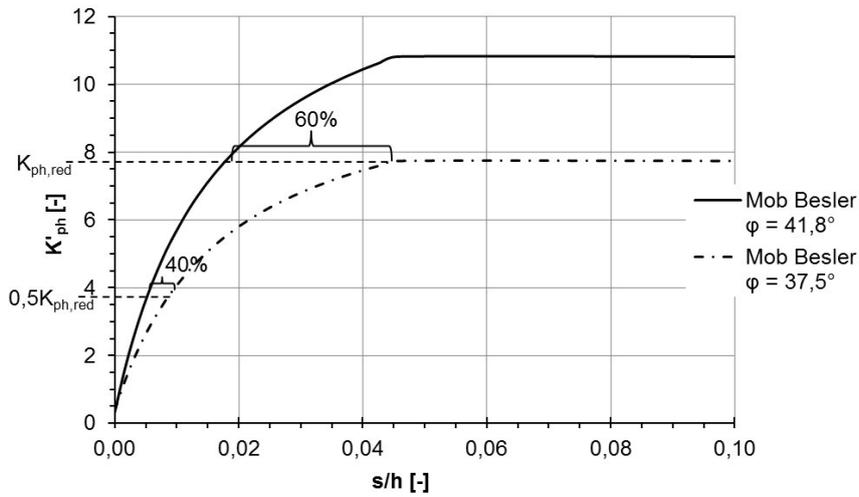
Man kann erkennen, dass bei gleichbleibendem mobilisiertem Erdwiderstand die berechneten Wandverschiebungen bei Wahl eines geringeren Reibungswinkels größer werden. Je nach Mobilisierungsgrad sind die Abweichung zwischen den Kurven mit den Reibungswinkeln  $\varphi'_{\text{real}}$  und

$\varphi_{\text{red}}$  unterschiedlich groß. Mit höherem Mobilisierungsgrad wird die Abweichung größer. Mit Reduzierung der Lagerungsdichte wird der Unterschied zwischen den Kurven geringer.

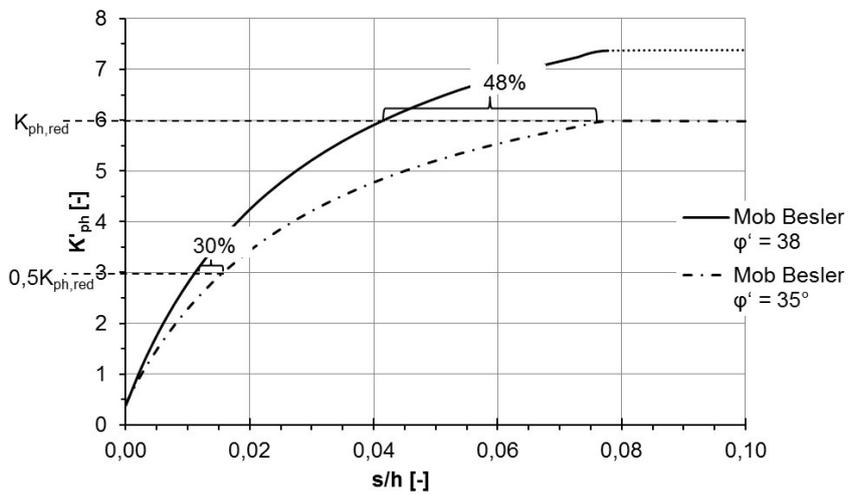
Betrachtet man den Bettungsmodul, so wäre dieser bei einer im Durchschnitt 30% kleineren Verschiebung bei einem Mobilisierungsgrad von 50% um etwa 40% größer.

$$k_{\text{ges}}^*(\varphi_{\text{real}}) = \frac{E'_{\text{ph}}}{0,7 \cdot s_{\text{red}} t_{\text{G}}} = \frac{1}{0,7} \cdot k_{\text{ges,red}}^* = 1,43 \cdot k_{\text{ges,red}}^*$$

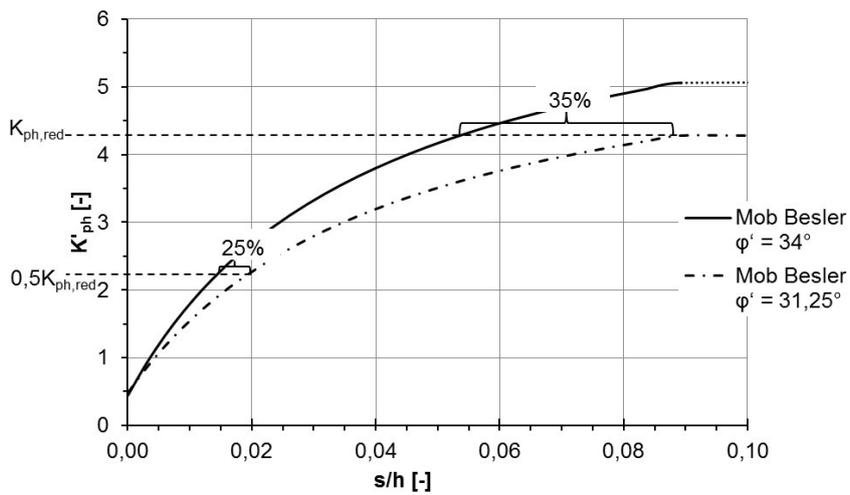
Bei einem höheren Mobilisierungsgrad wäre die Abweichung der Bettungsmodule größer und bei einem kleineren Mobilisierungsgrad geringer.



a)



b)



c)

Bild 8.2: Mobilisierungskurven für Parallelverschiebung mit  $\varphi_{Triax}$  und  $\varphi_{EAB}$  für  
 a) dichte Lagerung; b) mitteldichte Lagerung; c) lockere Lagerung

## 9. Untersuchung von Fallbeispielen

### 9.1 Vorüberlegungen und Rechenannahmen

In diesem Kapitel werden anhand der Fallbeispiele

1. U4 Hamburg Los 3, VS3
2. U4 Hamburg Los 3, VS1
3. Spreedreieck Berlin, Schnitt I2
4. Desy, Hamburg

von Brand et al. [82; 81; 7–9; 83; 10; 31] unter Anwendung ausgewählter Methoden zur Reibungswinkelbestimmung aus Kapitel 8.3 die wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  des Bodens im Sinne eines Mittelwertes im Einbindebereich der Baugrubenwände bestimmt. Diese werden mit den Reibungswinkeln  $\varphi'_{\text{red}}$  aus dem jeweiligen geotechnischen Bericht verglichen.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse wird für die Fallbeispiele 1, 3 und 4 die aus dem Mobilisierungsansatz von Besler erhaltene Wandverschiebung und der dazugehörige Bettungsmodul ermittelt. Hierfür wird zunächst die vom Boden aufzunehmende Kraft  $B_{h,k}$  aus den Vergleichsrechnungen von Brand et al. [83] ermittelt. Diese Kraft entspricht dem mobilisierten Erdwiderstand  $E'_{\text{ph},k}$  oder  $\text{mob } E_{\text{ph},k}$ . Unter Berücksichtigung der Vorbelastung und unter Anwendung des Mobilisierungsansatzes von Besler [6] kann die zu dem mobilisierten Erdwiderstand korrespondierende Wandverschiebung  $s$  nach Umformen der Gleichung ( 7.6 ) ermittelt werden zu

$$s = s_B \frac{\left( \frac{2E'_{\text{ph}}}{\gamma h^2} C_v - A_v C_v - B_v \right)}{\left( -\frac{2E'_{\text{ph}}}{\gamma h^2} + A_v \right)} \quad ( 9.1 )$$

Die aus Gleichung ( 9.1 ) erhaltene Wandverschiebung entspricht der Wandverschiebung  $s_{\text{res}}$  in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden, Bild 9.1, und kann mit der gemessenen resultierenden Wandfußverschiebung verglichen werden.

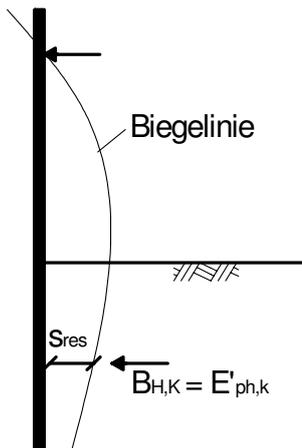


Bild 9.1: Definition der resultierenden Wandverschiebung im Einbindebereich  $s_{res}$

Unabhängig von der tatsächlichen Wandbewegungsart wird der Mobilisierungsansatz unter der Voraussetzung einer Parallelverschiebung der Wand berechnet. Streng genommen müsste in der Praxis bei unbekannter Biegelinie zwischen den Wandbewegungsformen iteriert werden und somit der Bettungsansatz an die Wandbewegung angepasst werden. Dies wäre jedoch zu umständlich und somit nicht praxistauglich. [30] Untersuchungen von Besler [6; 25] zeigten jedoch, dass auch unter Ansatz eines Mobilisierungsansatzes für Parallelverschiebung wirklichkeitsnahe Ergebnisse erzielt werden können. Laut Weißenbach und Hettler [60] ist ein solcher Ansatz bei gestützten Wänden auch unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes anwendbar.

Zur Ermittlung des Bettungsmoduls wird der Bodenkörper vor dem Wandfuß als Einzelfeder betrachtet. Durch die direkte Bestimmung des mobilisierten Erdwiderstandes aus den Vergleichsberechnungen von Brand et al. kann auf eine Iteration zwischen mobilisiertem Erdwiderstand und Bettungsmodul verzichtet werden. Da in den Vergleichsberechnungen von Brand et al. der Bettungsmodul konstant über die Einbindetiefe der Wand angesetzt wurde, darf der Bettungsmodul gemäß der Gleichungen ( 2.2 ) und ( 2.3 ) ermittelt werden. In den Gleichungen ist  $s$  durch  $s_{res}$  zu ersetzen.

Beim Vergleich mit den Messergebnissen der einzelnen Fallbeispiele wird die mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes berechnete Verschiebung  $s_{res}$  verwendet. Zusätzlich kann der wie zuvor beschrieben ermittelte Bettungsmodul mit dem aus der entsprechenden Vergleichsberechnung von Brand et al., mit dem eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen erzielt werden konnte, verglichen werden.

Aufgrund der Schichtung des Bodens im Einbindebereich im Fallbeispiel 2 müssten unter den hier vorausgesetzten Vereinfachungen zu viele weitere Annahmen getroffen werden, so dass die Aussagefähigkeit der Ergebnisse fragwürdig wäre. Somit werden diese Untersuchungen hier nicht durchgeführt.

Bei den nachfolgenden Untersuchungen wird ein konstanter Reibungswinkel vorausgesetzt und der Einfluss des Druckniveaus auf den Reibungswinkel vernachlässigt. Die Berechnungen in den vorangegangenen Kapiteln zeigen bereits, dass mit dieser Annahme eine gute Übereinstimmung getroffen werden kann.

## 9.2 Fallbeispiel: U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS3

### 9.2.1 Übersicht

Das Projekt U4 Hafencity des Loses 3 beinhaltet u.a. die Herstellung des Tunnels Magdeburger Hafen, des Tunnels Verseemannstraße und der Haltestelle Losepark in offener Bauweise inklusive erforderlicher Trogbaugruben. In Bild 9.2 ist die Lage des Projektes einschließlich der von Brand et al. [82; 7; 9; 83] untersuchten Schnitte VS3 und VS1 dargestellt. [7]

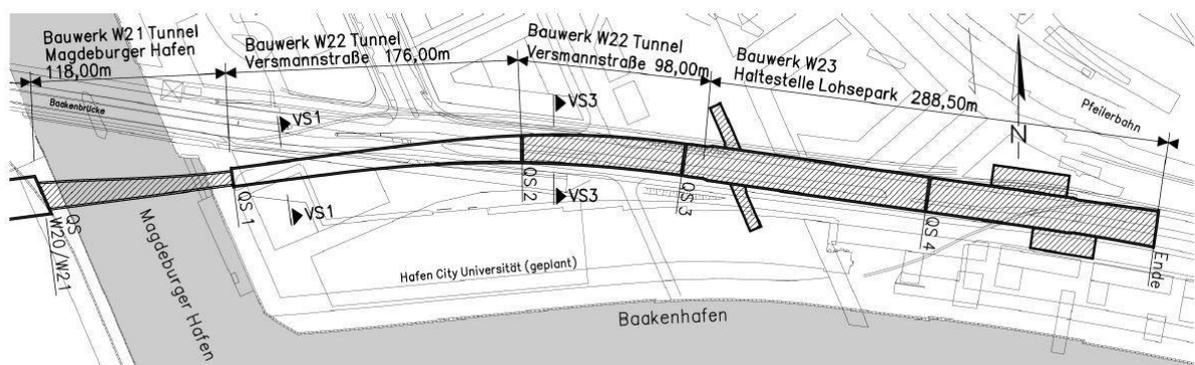


Bild 9.2: Grundriss und Abschnittseinteilung U4 Hafencity Los 3 [7]

Bei dem Schnitt VS3 handelt es sich um eine 17,5 m breite Trogbaugrube mit Unterwasserbetonsole. Die Baugrubenwände bestanden aus 1,20 m dicken und 25 m tiefen Stahlbetonwänden. Die Baugrubensohle befand sich 18,15 m unterhalb der Geländeoberkante. Die Stützung erfolgte über Stahlbetongurte und –steifen. Die Rückverankerung der Unterwasserbetonsole erfolgte über 25 m lange Kleinverpresspfähle. Ein Querschnitt der Baugrube mit Angabe der Bodenverhältnisse ist in Bild 9.3 zu sehen. Die Baugrubenverformungen wurden mittels Inklinometer gemessen. [7] In Bild 9.3 sind die gemessenen Verformungen über die Wandhöhe dargestellt.

Folgende Rechenannahmen werden von Brand et al. [9] für die Vergleichsberechnungen getroffen und werden aus Gründen der Vergleichbarkeit auch bei den eigenen Berechnungen angesetzt:

- Betrachtung des Bauzustandes nach Unterwasseraushub. Vernachlässigung von Zwischenaushubzuständen, da Verformungen durch sehr steife Schlitzwand gering
- erhöht aktiver Erddruck mit  $0,5 E_0 + 0,5 E_a$
- Bodenkennwerte gemäß Tabelle 9.1
- Pegelwasserstand gemäß Pegelmessungen bei +1,00 mNN
- Verkehrslast:  $5 \text{ kN/m}^2$

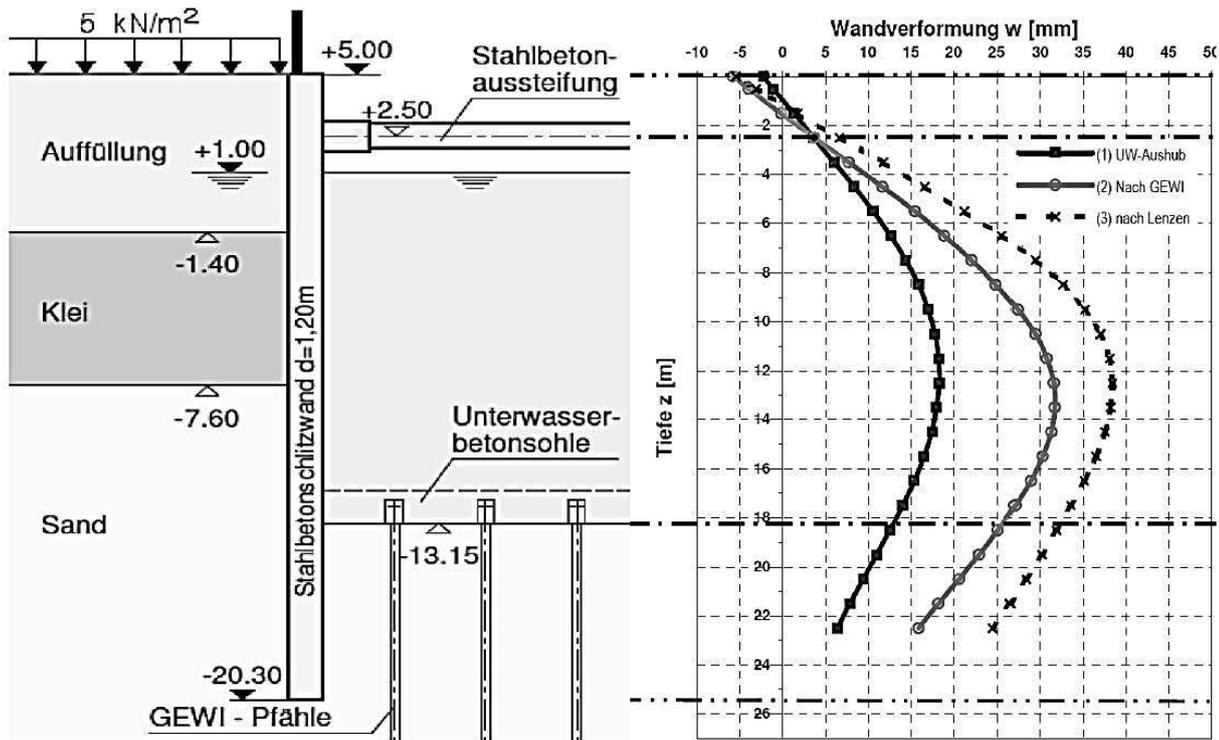


Bild 9.3: Baugrubenschnitt VS3 und gemessene Verbauwandverformungen [7]

Tabelle 9.1: Bodenkennwerte und Materialparameter für HS-Stoffgesetz [7]

| Bodenschicht      | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi$<br>[°] | $\psi$<br>[°] | $c$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $E_{50}^{\text{ref}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $m$<br>[-] | $K_0$<br>[-] |
|-------------------|----------------------------------|-----------------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|---|---|--|------------|--------------|
| Auffüllung        | 18                               | 10                                | 30,0          | 0,0           | 0                           | 15  | 15  | 60   | 0,5        | 0,5          |
| Klei              | 13                               | 3                                 | 15,0          | 0,0           | 7,5                         | 1,2   | 1,2   | 3,0  | 1,0        | 0,74         |
| Sand, mitteldicht | 18                               | 10                                | 35,0          | 5,0           | 0                           | 35  | 35  | 140  | 0,5        | 0,43         |
| Sand, dicht       | 21                               | 11                                | 37,5          | 0             | 0                           | 50  | 50  | 200  | 0,5        | 0,39         |
| Geschiebemergel   | 22                               | 12                                | 30            | 0             | 15                          | 20  | 20  | 80   | 0,75       | 0,5          |

In Bild 9.4 sind die Wandverformungen dargestellt, die sich mit dem Bettungsmodulverfahren auf der Grundlage von Steifemodulen (kurz: Es-Verfahren - (1)), Tabellenwerten (kurz: Tabellenverfahren - (2)) und auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen (kurz: Mobilisierungs-

verfahren - (3)) und der FE-Berechnung (4) ergeben. [7] Man kann erkennen, dass sowohl die gemessenen Wandverformungen als auch die Wandverformungen, die mit Hilfe von Steifemodulen, mit Tabellenwerten und der FE-Berechnung ermittelt wurden bei ca. 20 mm liegen. Die maximale Wandverschiebung, die sich mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen ergibt, ist fast doppelt so groß. Betrachtet man die Wandverschiebung ungefähr in Höhe der Erdwiderstandsergebenden, die zwischen  $0,5 t_b$  (für Drehung der Wand um den Fußpunkt) und  $2/3 t_b$  (für Parallelverschiebung der Wand) liegen wird, so betragen die gemessenen Wandverschiebungen nur ca. 30% der Wandverschiebungen, die mit dem Bettungsmodulverfahren auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen ermittelt wurden.

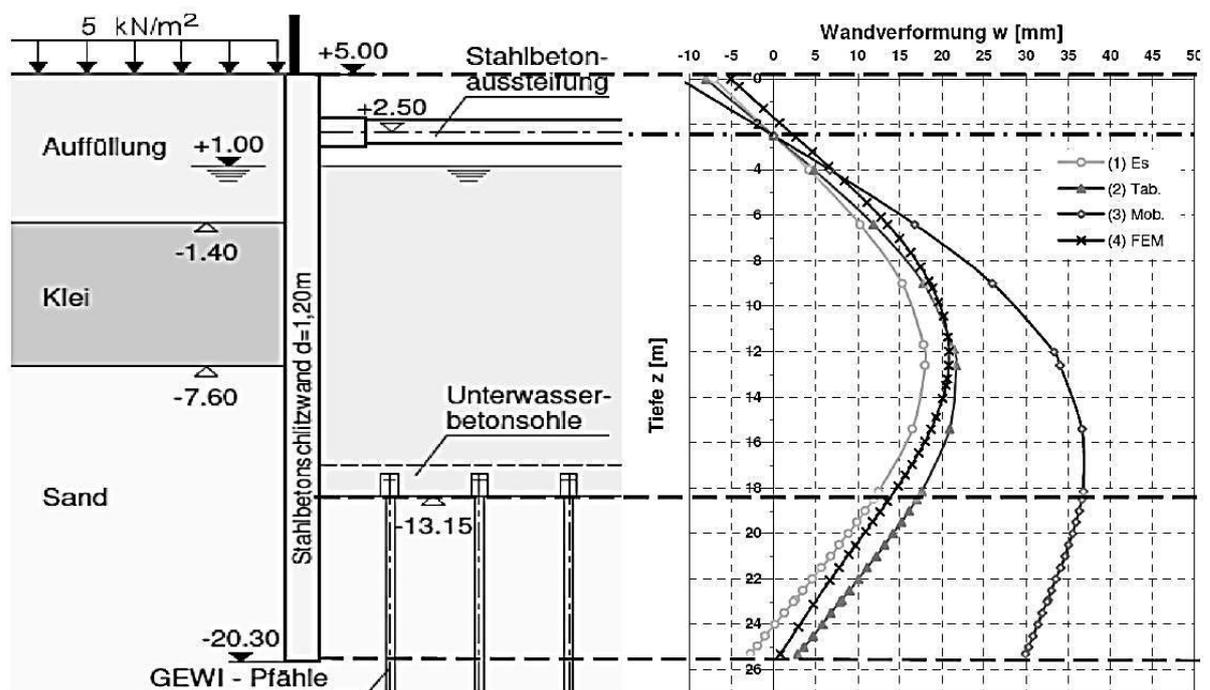


Bild 9.4: Vergleich berechnete Verformungen gemäß EB 102 und FEM im Schnitt VS3 [7]

### 9.2.2 Bestimmung des Reibungswinkels

Entsprechend dem Vorgehen in Kapitel 8.2.2 werden Untersuchungen hinsichtlich des wirklichen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$  der Sandschicht durchgeführt. Es standen nach Rücksprache mit dem Bauherrn Auszüge aus dem geotechnischen Bericht von den „Grundbauingenieuren Steinfeld und Partner GbR“ [86] zur Verfügung. Bild 9.5 zeigt den Lageplan des Projektes einschließlich der Bohrungen und Sondierungen, sowie die Lage des hier untersuchten Schnittes VS 3.

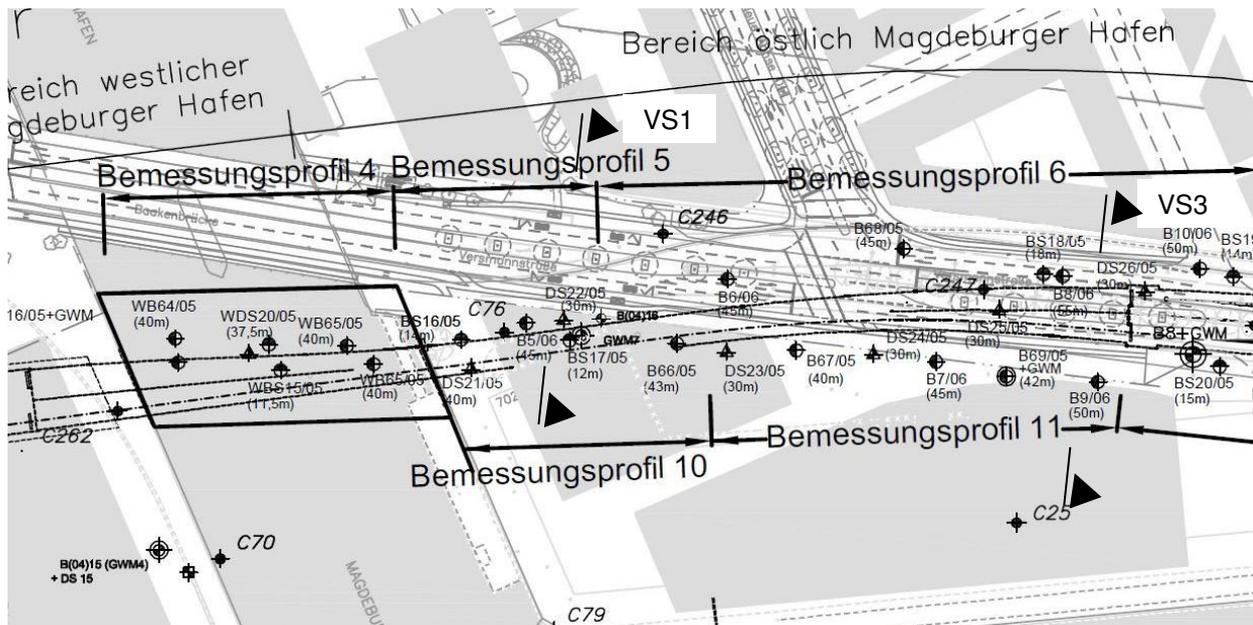


Bild 9.5: Auszug aus Anhang 014566-19-2 aus dem geotechnischen Bericht der Firma Grundbauingenieure Steinfeld und Partner [86]

### Drucksondierungen:

Dem geotechnischen Bericht [86] können die Ergebnisse aus den Drucksondierungen im Bereich des Schnittes VS3 entnommen werden. In Bild 9.6 ist beispielhaft das Ergebnis der Drucksondierung DS26/05 dargestellt, welche sich in unmittelbarer Nähe des Schnittes VS3 befindet. Die übrigen verwendeten Drucksondierungen sind dem Anhang G zu entnehmen. Entsprechend dem Vorgehen in Kapitel 8.2.2 können für die einzelnen Drucksondierungen auf Basis der von Weiß [57] aufgestellten Korrelation zwischen Spitzenwiderstand und Reibungswinkel Rückschlüsse auf die tatsächlichen Reibungswinkel gezogen werden, Gleichung ( 8.5 ). Da bei den Vergleichsberechnungen von Brand et al. [9] ein konstanter Bettungsmodul über die ganze Höhe verwendet wurde, ist es auch hier ausreichend, zur Abschätzung des Reibungswinkels im Einbindebereich des Wandfußes einen Mittelwert des Spitzenwiderstandes zu bilden. In Bereichen in denen geringere Werte des Spitzenwiderstandes erreicht werden, liegen vermutlich auch geringere Reibungswinkel vor. Da es sich um eine durchgängige Wand mit einer stetigen Biegelinie handelt, können diese Unterschiede durch Umlagerung ausgeglichen werden. In Bild 9.6 ist der mittlere Spitzenwiderstand  $q_{c,Mittel}$  im Bereich der Einbindung der Baugrubenwand eingezeichnet.

DS 26/05  
 NN+5,17m

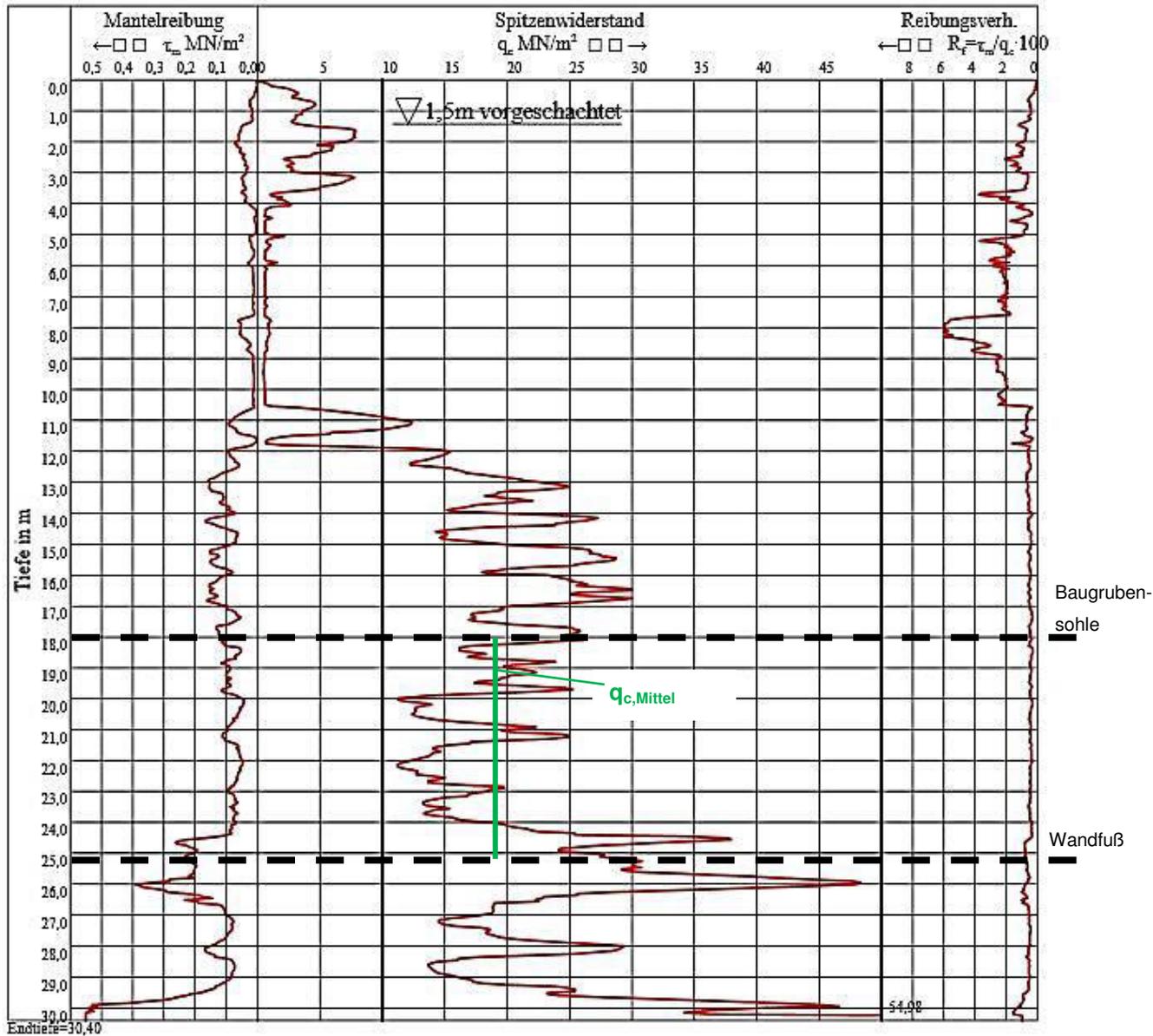


Bild 9.6: Drucksondierung DS26/05 [86]

Da sich der Einbindebereich der Baugrubenwand im Grundwasser befindet, kann die Korrelation von Weiß nicht direkt angewendet werden. Stattdessen kann aus dem gemessenen Spitzenwiderstand unter Grundwasser  $q_{s,Mittel,uGW}$  die vorhandene Lagerungsdichte  $D$  ermittelt werden. Wie in Anhang F erläutert, gibt es in der DIN 4094 keine Korrelation zwischen Spitzenwiderstand und Lagerungsdichte unterhalb des Grundwasserspiegels. Es muss somit mit der Nä-

herungsformel in Gleichung ( F.5 ) gearbeitet werden und anschließend für die schwere Rammsonde unter Wasser ausgewertet werden, Bild F.2 a). Über die so ermittelte Lagerungsdichte kann anhand von Bild F.1 a) der Spitzenwiderstand, wie er bei der entsprechenden Lagerungsdichte oberhalb des Grundwassers gemessen werden würde,  $q_{s,Mittel,üGW}$ , ermittelt werden.

In Tabelle 9.2 sind für die maßgebenden Drucksondierungen im Bereich des Schnittes VS3 die sich aus der Korrelation nach Weiß ergebenden Reibungswinkel aufgelistet. Es ergeben sich für alle Drucksondierungen Reibungswinkel von  $42 \pm 1^\circ$ .

Tabelle 9.2: Reibungswinkel aus Drucksondierung zum Projekt „U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS3“

| Drucksondierung | $q_{s,mittel,uGW}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | D    | $q_{s,mittel,üGW}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $\varphi_{Weiß}$<br>[°] |
|-----------------|--|------|--|-------------------------|
| DS26/05         | 19,0                                       | 0,68 | 30   | $42,1 \pm 1$            |
| DS25/05         | ~ 15,0                                     | 0,65 | 29,3                                       | $42 \pm 1$              |
| DS24/05         | ~ 16,0                                     | 0,65 | 29,3                                       | $42 \pm 1$              |

### Triaxialversuche:

Im nächsten Schritt werden die wirklichkeitsnahen Reibungswinkel anhand von Triaxialversuchen bestimmt, da auch dieses Verfahren zuverlässige Werte beim „Dresdner Sand“ geliefert hat. Es lagen allerdings keine Bodenproben zum Projekt U4 Hafencity Hamburg mehr vor. Aus diesem Grund wurde auf Bodenproben eines Hamburger Projektes in der Nähe der damaligen Baustelle der U4 Hafencity zurückgegriffen, Bild 9.7. Hierzu wurde von Züblin Spezialtiefbau GmbH im Rahmen von Bohrpfahlarbeiten für die Erweiterung des Heinemannspeichers in der Hafencity in Hamburg mittels Bohreimer der entsprechende Sand gemäß geotechnischem Gutachten [84] ab einer Tiefe von ca. -6,65 mNN (~13,0 m unter GOK) gefördert.

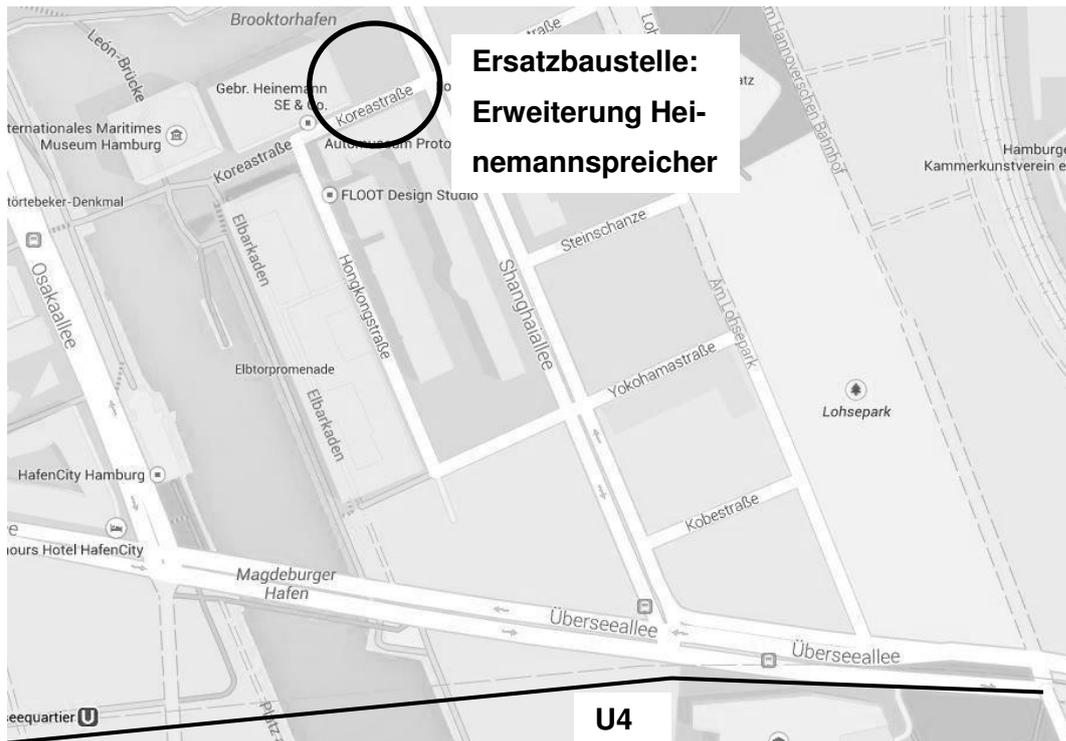


Bild 9.7: Lage der Ersatzbaustelle und der Baustelle U4 Hafencity, Hamburg [32]

Um zu überprüfen, ob es sich bei dem hier vorliegenden Sand um einen ähnlichen Sand zu dem des Projektes U4 Hafencity Hamburg handelt, wurden zunächst die Kornverteilungslinien beider Sande verglichen. Für das Projekt U4 Hafencity lagen Kornverteilungskurven, Bild 9.8, für die Bohrungen B67/05, B68/05 und B70/05, welche im Bereich des zu untersuchenden Schnittes liegen, in den Tiefen 21 m, 23 m und 19 m, also im Einbindebereich der Baugrubenwand, vor. Der hier auftretende Sand kann nach DIN 18196 [74] als enggestufter Sand (SE) bezeichnet werden ( $C_U \sim 3$ ). In Bild 9.9 ist die Körnungslinie des Sandes aus dem Projekt „Erweiterung Heinemannspeicher“ dargestellt. Es handelt sich um einen Mittelsand, feinsandig und grobsandig mit einer Ungleichförmigkeitszahl  $C_U \sim 3$  und somit wie auch beim Projekt U4 Hamburg um einen enggestuften Sand (SE). Er weist einen geringen Schluffanteil von ca. 8% auf. Abgesehen von dem Schluffanteil ist der Sand vergleichbar mit dem des Projektes U4 in Hamburg, Bild 9.8. Für die weitergehenden Untersuchungen wurde der Schluffanteil ausgewaschen, so dass nur noch die Anteile mit einer Korngröße  $\geq 0,063$  vorhanden waren, und anschließend wurde die Probe homogenisiert. Der Sand besaß außerdem einen geringen Anteil an organischen Beimengungen. Der Glühverlust ergab einen Wert von 1,3%. Dieser Anteil hat jedoch keinen Einfluss auf die folgenden Untersuchungen.

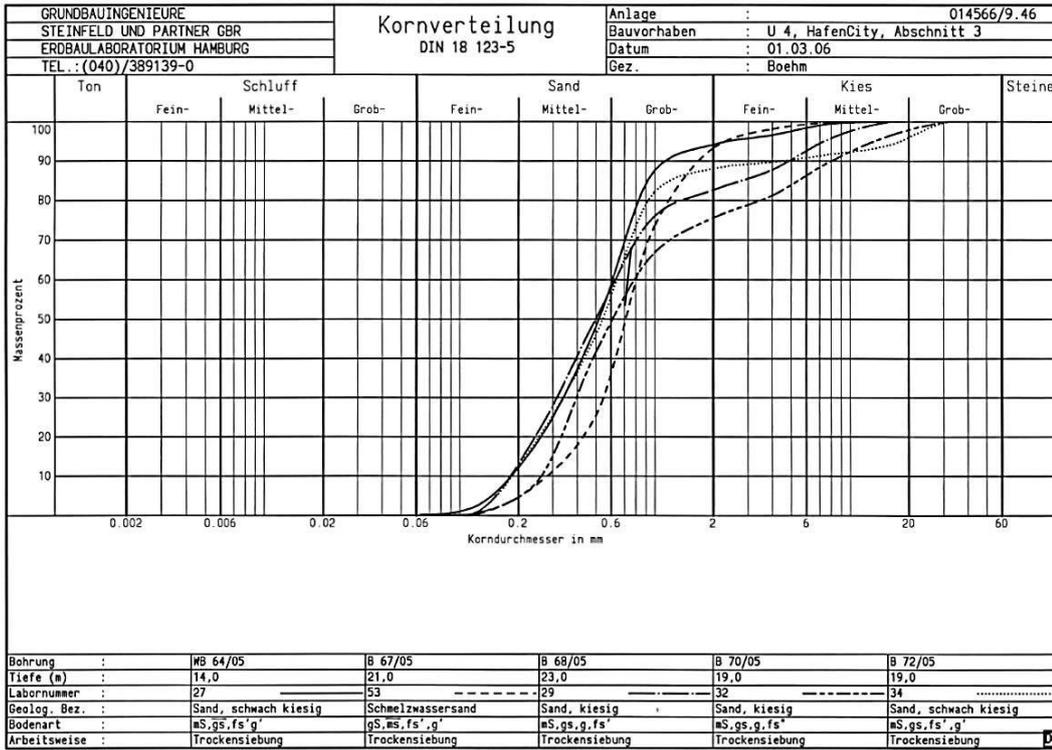


Bild 9.8: Kornverteilung für die Bohrungen B 67/05, B 68/05 und B 70/05 [86]

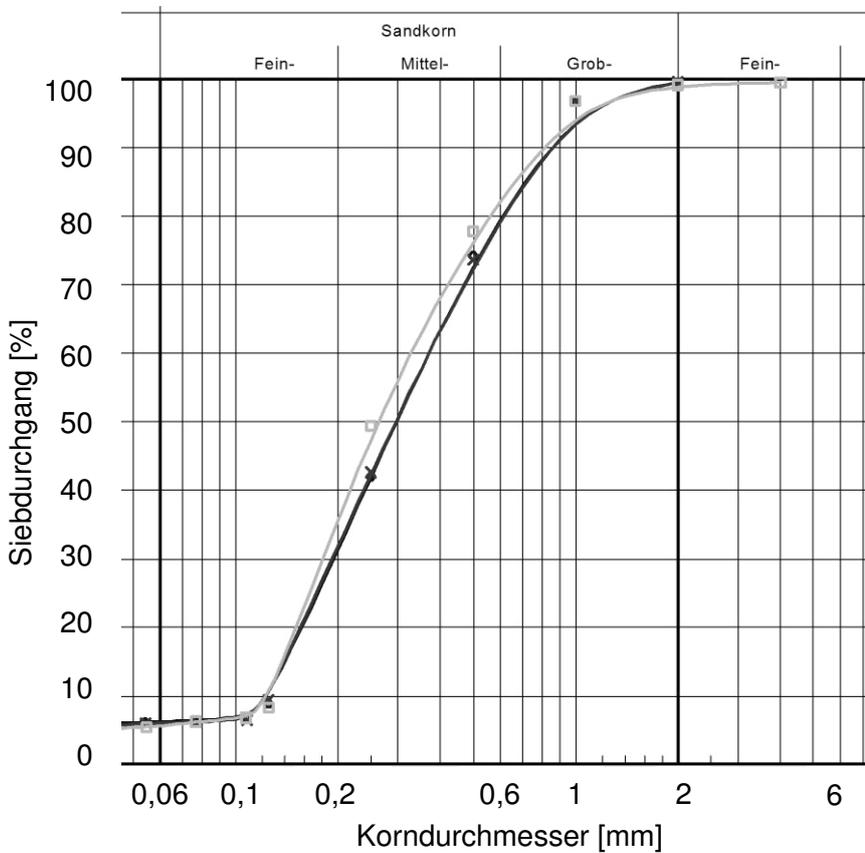


Bild 9.9: Körnungslinie Sand Projekt „Erweiterung Heinemannspeicher“

Der Ablauf eines Triaxialversuchs ist Kapitel 3.3 zu entnehmen. Um den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel zu erhalten, wurden Vorversuche durchgeführt, um für die Triaxialversuche die in situ Lagerungsdichte zu erhalten. Wie zuvor beschrieben, wurde diese aus den Drucksondierungen im Bereich des Schnittes VS3 ermittelt. Wie Tabelle 9.2 zu entnehmen ist, betrug sie ungefähr  $I_D \sim 0,68$ .

Da der Reibungswinkel abhängig vom Spannungsniveau ist, müssen zur Ermittlung des in situ Reibungswinkels Triaxialversuche mit einer Seitenspannung durchgeführt werden, die in etwa der mittleren Spannung des im Boden einbindenden Teils der Baugrubenwand entspricht. Als Vergleichswert wird die mittlere Spannung in halber Einbindetiefe der Baugrubenwand angesetzt. Bei der Ermittlung wird im Ausgangsspannungszustand nach dem Ansatz von Weißbach/Gollub der Erdruchdruck ab Geländeoberkante angesetzt und im Endzustand der Erdwiderstand mit  $K_{ph}$  ( $\bar{\delta}_p = \frac{1}{2} \varphi'$ ) nach Pregl/Sokolowski. Der Erddruckneigungswinkel wurde entsprechend der Vergleichsberechnungen von Brand [7] zu  $\bar{\delta}_p = \frac{1}{2} \varphi'$  gewählt.

Tabelle 9.3: Vergleich mittlere Spannungen im Einbindebereich der Wand und im Triaxialversuch mit  $\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

| Mittlere Spannung im Ausgangsspannungszustand:                                      | Mittlere Spannung im Endzustand:   | Mittlere Spannung im Triaxialversuch mit $\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ : |
|---|--|---|
| $\sigma_v = 4 \text{ m} \cdot 11 \text{ kN/m}^3 = 44 \text{ kN/m}^2$                | $\sigma_v = 44 \text{ kN/m}^2$   | $\sigma_{1,\max} \sim 500 \text{ kN/m}^2$   |
| $\sigma_H = e_v (z = 4 \text{ m}) = 72,7 \text{ kN/m}^2$                            | $\sigma_H = e_{ph} (z = 4 \text{ m}) = 470 \text{ kN/m}^2$                           | $\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  |
| $\sigma_M = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_v + 2 \sigma_H) = \mathbf{63 \text{ kN/m}^2}$ | $\sigma_M = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_v + 2 \sigma_H) = \mathbf{328 \text{ kN/m}^2}$ | $\sigma_M = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \sigma_2) = \mathbf{233 \text{ kN/m}^2}$  |

Ein Vergleich der mittleren Spannungen  $\sigma_M$  im Ausgangsspannungszustand und im Endzustand mit der mittleren Spannung im Triaxialversuch mit einer Seitenspannung  $\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  ergibt, dass diese Seitenspannung im Mittel dem Spannungsniveau im einbindenden Teil der Baugrubenwand entspricht. Für die Prognose des Reibungswinkels im Ausgangsspannungszustand ist eine Seitenspannung von  $\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  etwas zu groß und im Endzustand etwas zu klein. Die numerischen Vergleichsberechnungen am „Dresdner Sand“ zeigten jedoch bereits, dass auch mit einem konstanten Reibungswinkel ohne Abhängigkeit vom Spannungsniveau eine gute Prognose der Wandverformungen getroffen werden kann.

In Bild 9.10 sind die im Labor durchgeführten dränierten Triaxialversuche mit einer Seitenspannung  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$  und einer Lagerungsdichte  $I_D \sim 0,70$  dargestellt. Aus diesen Triaxialversuchen ergibt sich ein Reibungswinkel von ca.  $\varphi' = 41^\circ$ . Ebenfalls in Bild 9.10 dargestellt ist die numerische Simulation dieser Triaxialversuche, wie bereits in Kapitel 3.3.2 beschrieben, mit den Parametern aus den Vergleichsrechnungen von Brand für dicht gelagerten Sand, Tabelle 9.1.

Man kann deutlich erkennen, dass bei einer Berechnung mit einem Reibungswinkel von  $\varphi' = 37,5^\circ$  der Peakwert im Spannungs-Dehnungs-Diagramm nicht erreicht wird. Der in der Statik angesetzte Reibungswinkel entspricht somit nicht dem wirklichkeitsnahen Reibungswinkel. Man sieht ebenfalls, dass die Steifigkeit zu Beginn des Versuchs sehr gut mit den in den Vergleichsberechnungen von Brand verwendeten Stoffparametern wiedergegeben wird. Hierin ist auch die gute Prognose der Wandverschiebungen, wie sie Brand mit Hilfe von FEM erreichen konnte, zu erklären. Diese Berechnungen befinden sich im Gebrauchszustand und hier hat die Steifigkeit den Haupteinfluss, der Reibungswinkel hat nur einen untergeordneten Einfluss.

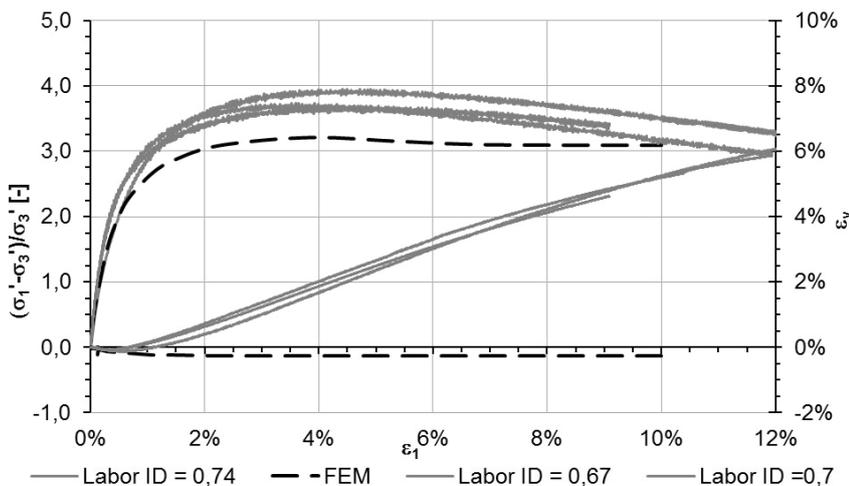


Bild 9.10: Spannungs-Dehnungs-Linie und Volumen-Dehnungs-Linie, Vergleich Laborversuch mit FEM mit Parametern von Brand für dichten Sand  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

Behält man die Steifigkeitsparameter aus Tabelle 9.1 bei und ändert lediglich den Reibungswinkel auf  $\varphi' = 41^\circ$ , so erhält man die in Bild 9.11 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linien. Mit dieser Parameterwahl können die Triaxialversuche sehr gut simuliert werden.

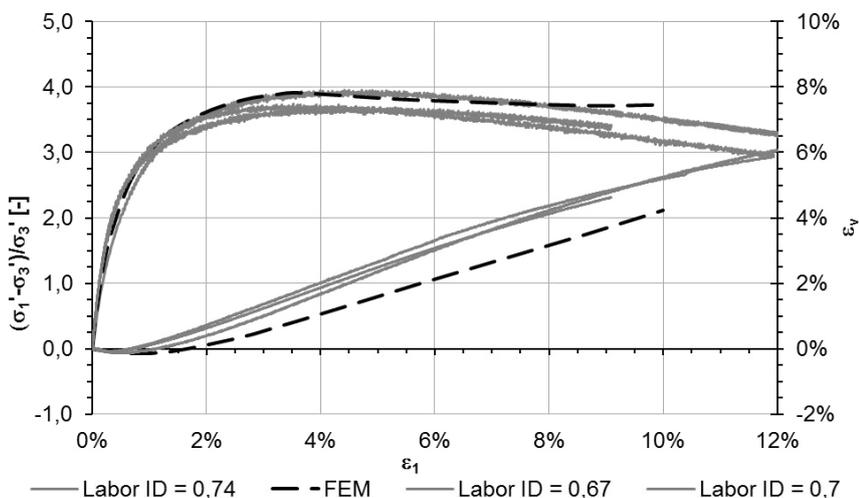


Bild 9.11: Spannungs-Dehnungs-Linie und Volumen-Dehnungs-Linie, Vergleich Laborversuch mit FEM mit  $\varphi' = 41^\circ$ ,  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 9.4: Reibungswinkel aus Triaxialversuchen am Vergleichssand aus Hamburg

| Lagerungsdichte | $I_D$<br>[-] | $\varphi_{\text{Triax}}$<br>[°] |
|-----------------|--------------|---------------------------------|
| dichte Lagerung | 0,74         | 41,6                            |
|                 | 0,67         | 40,7                            |
|                 | 0,70         | 40,5                            |

**Korrelationen:**

Wie bereits bei der Anwendung auf den „Dresdner Sand“, Kapitel 8.2.2, gezeigt werden konnte, kann auch die Korrelation von Engel [17] zur Bestimmung des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels herangezogen werden. Zunächst müssen hierzu die Reibungswinkel  $\varphi'_{\min}$  bei lockerster und  $\varphi'_{\max}$  bei dichtester Lagerung bestimmt werden, Gleichungen ( 8.2 ) und ( 8.3 ). Hierzu werden der Durchmesser  $d_{50}$  die Ungleichförmigkeitszahl  $U$  und die Porenzahl bei lockerster Lagerung  $max e$  benötigt. Im Labor des Lehrstuhls wurden folgende Parameter am Vergleichssand aus Hamburg ermittelt.

Tabelle 9.5: Parameter zur Bestimmung von  $\varphi'_{\max}$  und  $\varphi'_{\min}$  des Vergleichssandes aus Hamburg

|          |       |
|----------|-------|
| $d_{50}$ | 0,30  |
| $U$      | 3,0   |
| $max e$  | 0,723 |

Somit ergibt sich die Korrelation nach Engel, Gleichung ( 8.1 ) für den Vergleichssand aus Hamburg zu

$$\cot\varphi' = 1,58 - 0,53I_D \quad ( 9.2 )$$

Bei einer Lagerungsdichte von  $I_D = 0,68$  ergibt sich somit ein  $\varphi' = 39,3^\circ$ .

**Zusammenfassung:**

Auch für den Vergleichssand aus Hamburg ergeben sich im Triaxialversuch und nach den Korrelationen von Engel [17] und Weiß [57] annähernd gleiche Reibungswinkel, Tabelle 9.6. Sie liegen in einem Bereich von  $40^\circ - 42^\circ$ . Im geotechnischen Bericht wurde, für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend, ein Reibungswinkel von  $37,5^\circ$  angegeben und somit auch die Vergleichsberechnungen von Brand mit diesem Reibungswinkel durchgeführt. Wie man in Tabelle 9.6 erkennen kann, liegt dieser Reibungswinkel im mittleren von der EAB empfohlenen Bereich.

Tabelle 9.6: Reibungswinkel Hamburger Sand

| Lagerungsdichte | $I_D$ | $\varphi_{\text{Triax}}$<br>[°] | $\varphi_{\text{Engel}}$<br>[°] | $\varphi_{\text{Weiß}}$<br>[°] | $\varphi_{\text{EAB}}$<br>[°] | $\varphi_{\text{Statik}}$<br>[°] |
|-----------------|-------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| dichte Lagerung | ~0,7  | 41,0                            | 39,3°                           | 42,1±1                         | 35-40                         | 37,5                             |

### 9.2.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandverschiebungen

Anhand der zuvor ermittelten wirklichkeitsnahen Reibungswinkel sollen die Bettungsmodule nach den Tabellenwerten der 4. Auflage der EAB [77] und mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes von Besler bestimmt werden. Da es sich bei diesem Fallbeispiel um ein statisch bestimmtes System handelt, ist es möglich, den mobilisierten Erdwiderstand direkt über die Gleichgewichtsbedingungen am Balken auf zwei Stützen zu bestimmen. Wie Bild 9.2 zu entnehmen ist, handelt es sich für den in den Boden einbindenden Wandbereich um eine Fußpunktdrehung. Das bedeutet, dass in diesem Fall die Resultierende des passiven Erddrucks ungefähr in Höhe der Hälfte der Einbindetiefe liegt. Geht man von einem unverschieblichen Auflager in dieser Höhe aus, erhält man als Auflagerkraft und als mobilisierten Erdwiderstand

$$B_{h,k} = 815 \text{ kN/m} = \text{mob } E_{\text{ph},k}$$

Die Vorbelastungsspannung in Höhe der Baugrubensohle errechnet sich aus dem Gewicht des durch den Bodenaushub entfernten Bodens zu

$$p_v = 175,65 \text{ kN/m}^2$$

#### Berechnung des Bettungsmoduls mit Hilfe von Tabellenwerten gemäß 4. Auflage der EAB, Tabelle 2.1:

Aus der Vorbelastung ergibt sich ein Vorbelastungsgrad von  $g_v = 2,23 \sim 2,0$ . Die Tabellenwerte gemäß 4. Auflage der EAB [77], Tabelle 2.1 können somit für den folgenden Fall angewendet werden. Eine ausführliche Berechnung ist Anhang G zu entnehmen.

Die Anhaltswerte für mittlere Bettungsmodule sind nach Ausnutzungsgrad des Erdwiderstandes abgestuft. Dieser errechnet sich aus der Division des mobilisierten Erdwiderstandes  $\text{mob } E_{\text{ph},k}$  mit dem maximal möglichen Erdwiderstand  $E_{\text{ph},k}$ . Der maximal mögliche Erdwiderstand wird mit steigendem Reibungswinkel  $\varphi'$  größer. Dies bedeutet für den vorhandenen Mobilisierungsgrad, dass der in den Vergleichsberechnungen von Brand et al. zur Ermittlung des Bettungsmoduls zugrunde gelegte Mobilisierungsgrad von  $\mu = 38\%$  für ein  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels von  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  auf  $\mu = 27\%$  reduziert wird. Für einen Rei-

bungswinkel  $\varphi'_{red} = 37,5^\circ$  ergibt sich somit gemäß Tabelle 5.1 der EAB, 4. Auflage [77] ein Bettungsmodul von  $k^*_{sh} = 6,0 \text{ MN/m}^3$  und für einen Reibungswinkel  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  ein Bettungsmodul von  $k^*_{sh} = 30,0 \text{ MN/m}^3$ . Die Ergebnisse sind in Tabelle 9.7 aufgelistet. Der Ansatz des tatsächlichen Reibungswinkels  $\varphi'_{real}$  bewirkt somit eine Vergrößerung des Bettungsmoduls um das 5-fache. Somit reduzieren sich die Verschiebungen auf  $s_{neu} = s_{alt}/5 = 0,2 \cdot s_{alt}$ . Bei einer Auflagerkraft von  $B_{h,k} = 730 \text{ kN/m}$  ergäbe sich bei einem Bettungsmodul von  $k_{sh,k} = 30 \text{ MN/m}^3$  eine Verschiebung in Höhe der Auflagerkraft von  $s_{res} = 3,4 \text{ mm}$ . Die Messungen ergeben in Höhe der halben Einbindetiefe eine Wandverschiebung von  $s = 8 \text{ mm}$ . Die mit Hilfe der Tabellenwerte ermittelte Verschiebung im Fußauflager liegt somit etwas unter den Messergebnissen.

Tabelle 9.7: Bettungsmodule nach Tabellenwerten Der 4. Auflage der EAB A5 [60] für einen Reibungswinkel  $\varphi' = 37,5^\circ$  und  $\varphi' = 42^\circ$

|   |                      |      |      |
|---|----------------------|------|------|
| $\varphi$                               | [°]                  | 37,5 | 42   |
| $B_{h,k} = \text{mob } E_{ph,k}$        | [kN/m]               | 815  |      |
| $E_{ph,k}$                              | [kN/m]               | 2131 | 3011 |
| $\mu = \text{mob } E_{ph,k} : E_{ph,k}$ | [-]                  | 0,38 | 0,27 |
| $k^*_{sh,k}$                            | [MN/m <sup>3</sup> ] | 6,0  | 30,0 |
| $s_{res}$                               | [mm]                 | 19   | 3,8  |
| $s_{res}$ (Messung)                     | [mm]                 | 8    |      |

### Berechnung der Wandverschiebungen bzw. des Bettungsmoduls auf der Grundlage von Widerstands-Verschiebungs-Beziehungen:

Im nächsten Schritt sollen die Verschiebungen in Höhe der Resultierenden des mobilisierten passiven Erddrucks mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes von Besler [6] und dem tatsächlichen Reibungswinkel  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  ermittelt werden. Die Vorbelastung des Bodens wird direkt im Mobilisierungsansatz berücksichtigt. Zur Bestimmung der Verschiebungen im Grenzzustand und im Gebrauchszustand nach Gleichung ( 5.11 ) und ( 5.12 ) werden die Faktoren für Parallelverschiebung und dichte Lagerung angesetzt. Die ausführliche Berechnung ist Anhang G zu entnehmen.

In Bild 9.12 ist die auf Grundlage des Mobilisierungsansatzes von Besler [6] ermittelte mobilisierte Erdwiderstandskraft  $E'_{ph}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  unter Verwendung der unterschiedlichen Reibungswinkel dargestellt. Man kann deutlich erkennen, dass bei gleicher mobilisierter Erdwiderstandskraft die Wandverschiebungen bei einer Berechnung mit einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  deutlich kleiner sind als bei einer Berechnung mit einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{red} = 37,5^\circ$ . Wie groß der Unterschied ist, hängt vom Mobilisierungsgrad ab. Für eine mobilisierte Erdwiderstandskraft  $E'_{ph} = B_{h,k} = 815 \text{ kN/m}$  wird gemäß Mo-

obilisierungsansatz von Besler unter Ansatz eines Reibungswinkels von  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  eine bezogene Verschiebung

$$s/h \sim 0,0026$$

berechnet und somit eine Verschiebung

$$s_{\text{res}} = 0,0026 \cdot 7,15 \text{ m} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}.$$

Wie schon zuvor erwähnt, beträgt die gemessene resultierende Wandverschiebung in Höhe der halben Einbindetiefe  $s_{\text{res}} = 8 \text{ mm}$ . Sie liegt also noch unterhalb der mit einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  berechneten resultierenden Wandverschiebung. Eine Vergrößerung des Reibungswinkels bringt somit schon eine deutliche Verbesserung der berechneten Wandfußverschiebungen mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes im Vergleich zu der Berechnung von Brand et al. [9; 83], bei der ca. 33 mm berechnet wurden. Es ergeben sich Bettungsmodule von  $k_{\text{sh}} = 3 \text{ MN/m}^3$  und  $k^*_{\text{sh}} = 6 \text{ MN/m}^3$ .

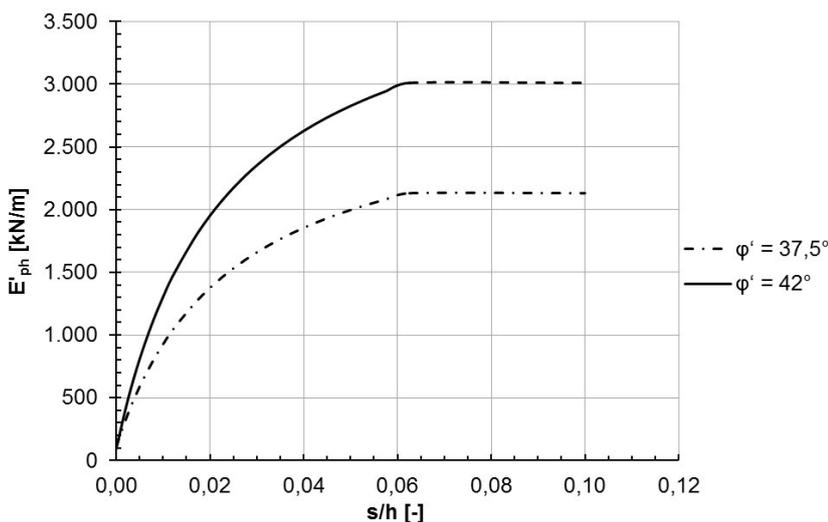


Bild 9.12: Mobilisierte Erdwiderstandskraft  $E'_{ph}$  in Abhängigkeit von der bezogenen Wandverschiebung  $s/h$  für die Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  und  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$

### Korrektur der Wandfußverschiebung mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen:

Da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt, kann die Wandverschiebung nach Weibenbach und Hettler [60] vereinfacht über die Korrektur der Fußverschiebung mit Hilfe einer Mobilisierungsfunktion ermittelt werden. Hierzu werden zunächst die Wandverschiebungen mit einem einfachen Trägermodell auf zwei unverschieblichen Auflagern berechnet. Die Auflagerkraft im Boden wird entsprechend der Empfehlung der DIN 4085 für eine Fußpunktdrehung mit einer Druckverteilung aus zwei Dreiecken verteilt. Das System und die Belastung einschließlich der Fußauflagerkraft sind Bild 9.13 zu entnehmen. Anschließend können die so berechneten Wandverschiebungen mit den Verschiebungen, die sich aus dem mobilisierten Erdwiderstand

ergeben, überlagert werden. Es ergibt sich eine maximale Wanddurchbiegung von 29,2 mm, Bild 9.14. Die berechnete Wandverschiebung liegt somit schon deutlich näher an den Messergebnissen als die der Berechnung von Brand auf der Grundlage von Widerstand-Verschiebungs-Beziehungen. Sie ist allerdings noch 10 mm größer als die Messergebnisse.

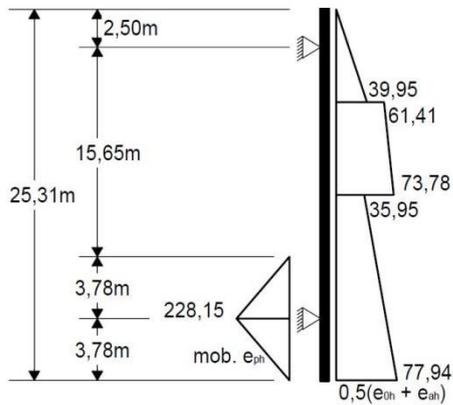


Bild 9.13: Einwirkungen und Bodenreaktion

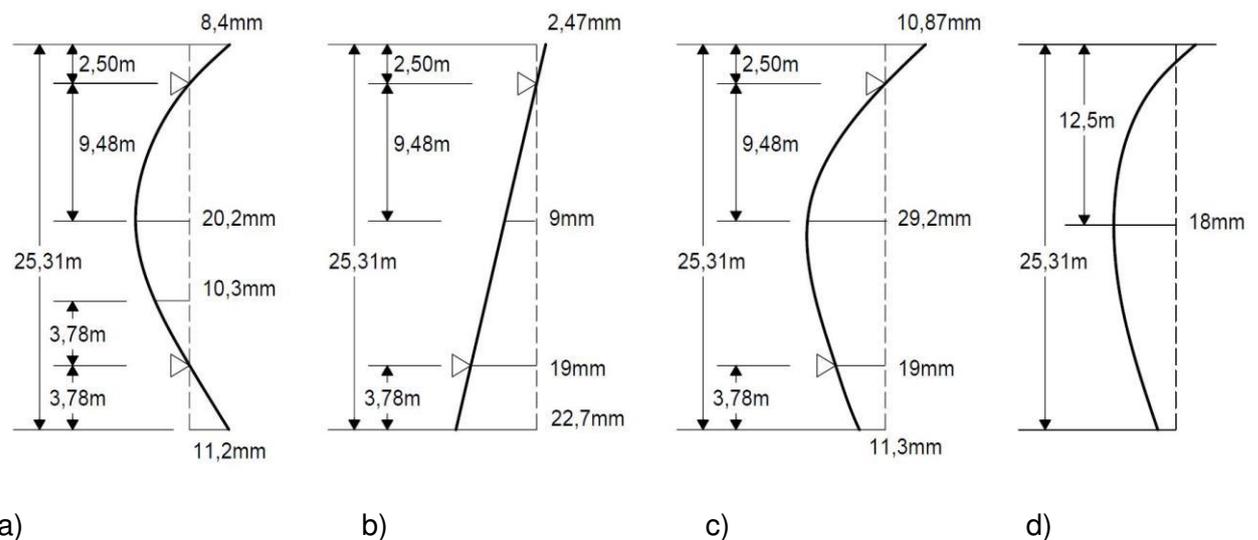


Bild 9.14: Biegelinien a) bei festem Auflager; b) Auflagerverschiebung aus Mobilisierungsansatz mit Vorbelastung; c) Überlagerung aus a) und b); d) Messung

In Tabelle 9.8 sind alle Ergebnisse dargestellt. Ein Vergleich der Berechnungen von Brand et al. mit den Messergebnissen zeigt die beste Übereinstimmung für einen Bettungsmodul von  $k_{sh} = 7,8 \text{ MN/m}^3$ . Der zuvor auf Grundlage des Mobilisierungsansatzes von Besler mit einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  ermittelte Bettungsmodul ist somit noch etwas zu gering, um eine optimale Übereinstimmung zwischen Berechnung mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens und der Messung zu erhalten. Eine Berechnung der Wandverschiebungen mit Korrektur der Wandfußverschiebung mit Hilfe einer Mobilisierungsfunktion ergibt eine maximale Wanddurch-

biegung, die ca. 10 mm größer ist als die Messwerte, somit jedoch schon deutlich näher an den Messwerten liegt, als die Ergebnisse des „Mobilisierungsverfahrens“ von Brand et al..

### Modifizierter Lastansatz:

Konsequenterweise muss der Reibungswinkel jedoch nicht nur auf der Widerstandsseite, sondern auch auf der Einwirkungsseite erhöht werden. Somit reduziert sich der Erddruckansatz auf der aktiven Seite und die Fußauflagerkraft reduziert sich ebenfalls. Erhöht man nur den Reibungswinkel der Sandschicht, reduziert sich die Fußauflagerkraft auf  $B_{h,k} = 706 \text{ kN/m}$ . Dies ergibt mit dem Mobilisierungsansatz von Besler und einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  eine bezogene Wandverschiebung

$$s/h = 0,0017$$

und somit eine resultierende Wandverschiebung von

$$s_{\text{res}} = 0,0017 \cdot 7,15 \text{ m} = 0,012 \text{ m} = 12 \text{ mm}.$$

Diese Verschiebung liegt sehr nah an den Messwerten.

Die Bettungsmodule ergeben sich zu  $k_{\text{sh}} = 3,8 \text{ MN/m}^3$  und  $k^*_{\text{sh}} = 8,2 \text{ MN/m}^3$ .

Berechnet man die Baugrube mit Hilfe des in Bild 9.15 dargestellten Trägermodells unter Ansatz des reduzierten Erddruckansatzes und korrigiert die Wandfußverschiebung mit der zuvor berechneten Verschiebung aus dem Mobilisierungsansatz von Besler, so erhält man eine maximale Durchbiegung von 24,1 mm, Bild 9.16, und liegt somit noch näher an den Messergebnissen. Auch hier sind die Ergebnisse zusätzlich der Tabelle 9.8 zu entnehmen.

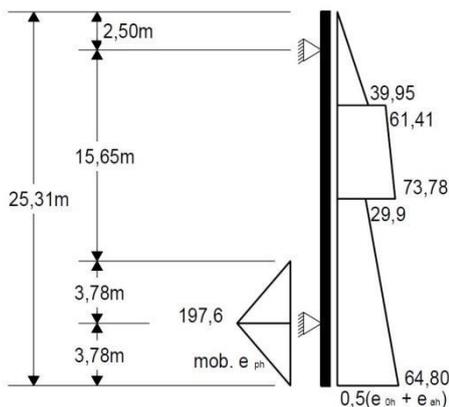


Bild 9.15: Einwirkungen und Bodenreaktion bei System mit reduzierter Einwirkung

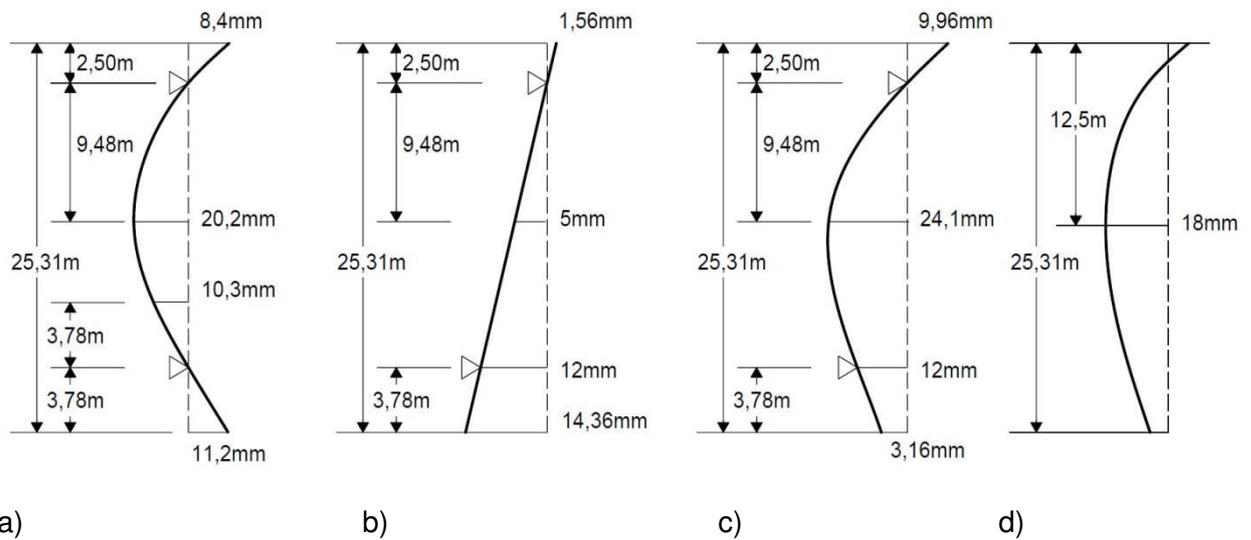


Bild 9.16: Biegelinien a) bei festem Auflager; b) Auflagerverschiebung aus Mobilisierungsansatz mit Vorbelastung; c) Überlagerung aus a) und b); d) Messung

**Zusammenfassung:**

Tabelle 9.8: Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen von Brand et al., der eigenen Berechnungen und der Messungen an der Baugrube U4 – VS3 im Bauzustand Unterwasseraushub

| Berechnung/Messung  | Bettungsmodul $k_{sh}$ [MN/m <sup>3</sup> ] | Bettungsmodul $k^*_{sh}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $s_{max}$ [mm] | Steifenkraft [kN/m] | $s_{res}$ [mm] |
|---|---|---|----------------|---------------------|----------------|
| Tabellenverfahren [9]   | 15  | k.A.  | 16             | 540                 | 6,0            |
| Es-Verfahren [9]  | 7,8   | k.A.  | 18             | 555                 | 6,0            |
| Mobilisierungsverfahren [7]   | k.A.  | k.A.  | 37             | k.A.                | 33             |
| FE-Berechnung mit HS-Stoffgesetz [9]  | k.A.  | k.A.  | 21             | 528                 | 8,0            |
| Mobilisierungsverfahren mit $\varphi' = 42^\circ$ <sup>1)</sup>                   | 3,0   | 6,0   | 29,2           | 470                 | 19             |
| Mobilisierungsverfahren mit red. Erddruck mit $\varphi' = 42^\circ$ <sup>2)</sup> | 3,18  | 8,23  | 24,1           | 457                 | 12             |
| Messergebnisse [9]  | -   | -   | 18             | -                   | 8,0            |

<sup>1)</sup> eigene Berechnung des Bettungsmoduls mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes von Besler und einem Reibungswinkel  $\varphi' = 42^\circ$

<sup>2)</sup> eigene Berechnung des Bettungsmoduls mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes von Besler und einem Reibungswinkel  $\varphi' = 42^\circ$ , Ermittlung der Belastung auf der Einwirkungsseite ebenfalls mit  $\varphi' = 42^\circ$

Mit dem Ansatz eines wirklichkeitsnahen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$  werden die maximalen Wandverschiebungen wesentlich genauer prognostiziert, als ohne Korrektur. Durch eine Anpassung der Reibungswinkel auf der Einwirkungsseite können die Ergebnisse noch weiter verbessert werden bzw. den Messwerten angenähert werden.

## 9.3 Fallbeispiel: U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS1

### 9.3.1 Übersicht

Die Lage des Schnittes VS1 ist in Bild 9.2 dargestellt. Hierbei handelt es sich um eine 10 m breite Trogrubengrube welche durch 45 m tiefe und 1,20 m starke 3-fach gestützte Stahlbetonschlitzwände gestützt ist. Die erste und zweite Steifen- und Gurtlage wurde aus Stahlbeton hergestellt, während die dritte Steifenlage aus Stahlrohren bestand. Die Schlitzwände binden in den Geschiebemergel ein. Die Baugrubensohle befindet sich 21 m unter Geländeoberkante. In Bild 9.17 ist die Baugrube im Schnitt und die gemessenen Wandverformungen für die einzelnen Aushubphasen dargestellt.

Aufgrund der statischen Unbestimmtheit des Systems und der Bodenschichten im Einbindebereich ist es nicht möglich, mit Hilfe der Methode, wie beim Schnitt VS3, siehe Abschnitt 9.2, für diesen Fall die Wandverschiebungen zu berechnen. Dieses Fallbeispiel wird somit nur für die Untersuchungen hinsichtlich des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels verwendet.

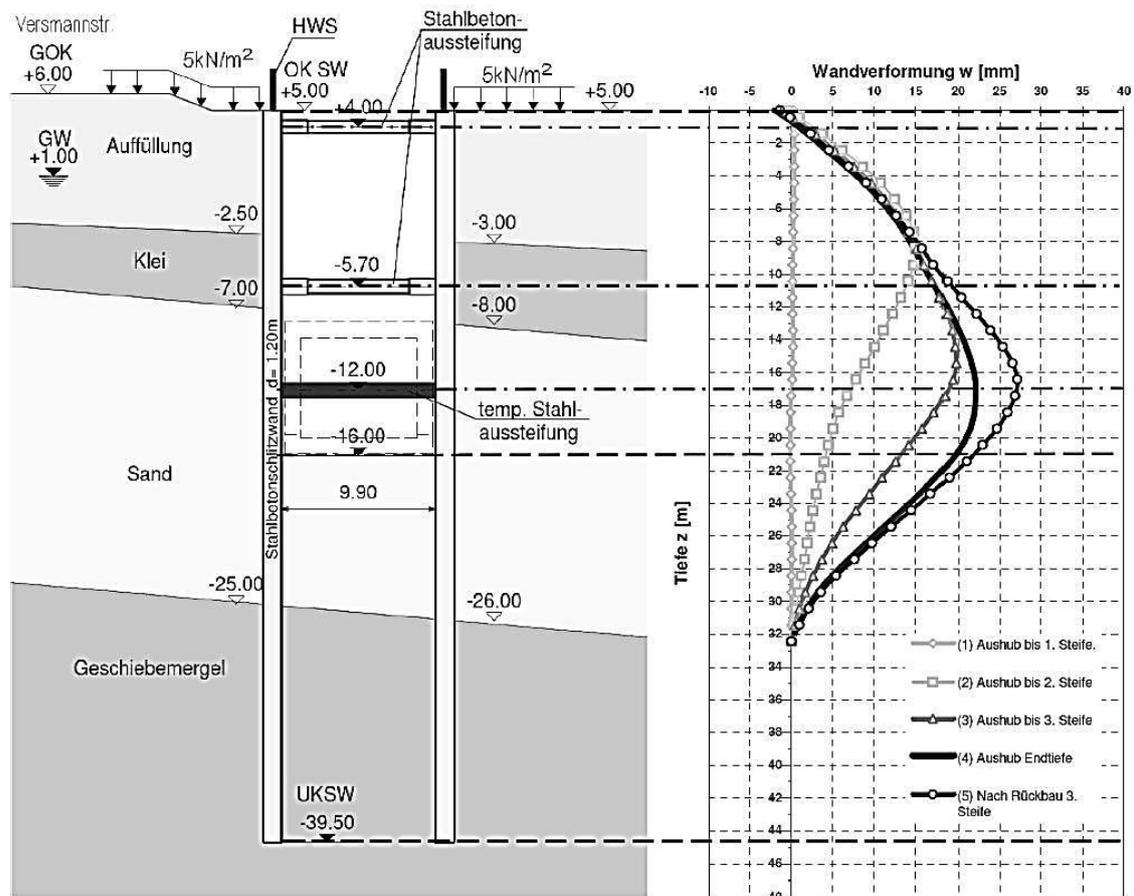


Bild 9.17: Baugrubenschnitt VS1 und gemessene Verbauwandverformungen [7]

### 9.3.2 Bestimmung des Reibungswinkels

Für Schnitt VS1 soll wie zuvor an Schnitt VS3 der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel anhand der vorliegenden Drucksondierungen bestimmt werden. Die Ergebnisse der übrigen Methoden sind analog zu Schnitt VS3, siehe Abschnitt 9.2.

Im Bereich des Schnittes VS1 liegen die Drucksondierungen DS16, DS21/05, DS22/05 und DS23/05 aus dem geotechnischen Bericht [86] vor, welche sich in unmittelbarer Umgebung des Schnittes VS1 befinden. Auch hier kann für die Anwendung der Korrelation von Weiß [57] der Mittelwert des Spitzenwiderstandes verwendet werden, um den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  zu bestimmen. Da sich auch in diesem Fall der einbindende Teil der Wand im Grundwasser befindet, muss über die Näherung in Gleichung ( F.5 ) zunächst über den mittleren Spitzenwiderstand  $q_{s,\text{Mittel,uGW}}$  die vorhandene Lagerungsdichte ermittelt werden, Bild F.2. a), und anschließend über die so ermittelte Lagerungsdichte  $D$  anhand von Bild F.1 a) der Spitzenwiderstand, wie er sich bei entsprechender Lagerungsdichte oberhalb des Grundwassers

ergeben würde. Die Lagerungsdichte des vorliegenden Sandes liegt allerdings außerhalb des Gültigkeitsbereiches von Bild F.1 a). Es wird somit der Maximalwert angesetzt.

In Tabelle 9.9 sind die sich dadurch ergebenden Reibungswinkel auf der Grundlage der Korrelation von Weiß aufgelistet. Es ergibt sich somit auch für dieses Fallbeispiel ein Reibungswinkel von  $42 \pm 1^\circ$ . Demgegenüber wird in der Bemessung  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  verwendet.

Tabelle 9.9: Reibungswinkel aus Drucksondierung zum Projekt „U4 Hafencity Hamburg Los 3, VS1“

| Drucksondierung | $q_{s,\text{mittel},\text{üGW}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | D    | $q_{s,\text{mittel},\text{üGW}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $\varphi_{\text{Weiß}}$<br>[°] |
|-----------------|--|------|--|--------------------------------|
| DS16            | 24   | 0,7  | >30  | >42,1 ± 1                      |
| DS21/05         | 30   | 0,74 | >30  | >42,1 ± 1                      |
| DS22/05         | 20   | 0,68 | 30   | >42,1 ± 1                      |
| DS23/05         | 25   | 0,70 | 30   | >42,1 ± 1                      |

## 9.4 Fallbeispiel: Baugrube Spreedreieck Berlin, Schnitt I2

### 9.4.1 Übersicht

Bei der Baugrube Spreedreieck in Berlin handelt es sich um eine 10 m tiefe, einfach gestützte Trogbaugrube aus 80 cm dicken Stahlbetonschlitzwänden mit einer in 26 m Tiefe liegenden GDT®-Sohle (Weichgel). [31] Bild 9.18 zeigt den Grundriss der Baugrube und die Lage der Berechnungsschnitte. Betrachtet wird der Berechnungsschnitt I2. Die Bettungsmodule und Verbauwandverformungen wurden auch in dem Fall von Brand et al. [82; 8] für die drei unterschiedlichen Verfahren zur Bestimmung des Bettungsmoduls der EAB [77] ermittelt.

Folgende Rechenannahmen werden getroffen [82]:

- Fußpunktstützung in Höhe der GDT-Sohle zur Erzwingung einer Fußpunktdrehung
- konstanter Bettungsmodul
- Zustand I
- Grundwasser in Höhe von 30,75 mNN auf der Erdseite und auf 24,0 mNN auf der Baugrubenseite
- Verkehrslast: 10 kN/m<sup>2</sup> in Höhe der Geländeoberkante
- aktiver Erddruck mit Umlagerung bis zur Baugrubensohle in Übereinstimmung mit der FE-Berechnung [31]
- Bodenkennwerte gemäß Tabelle 9.10

Die Berechnungen mit Hilfe von Steifemodulen und auf der Grundlage der in der 4. Auflage der EAB tabellierten Erfahrungswerte des Bettungsmoduls, siehe Bild 9.19, ergeben relativ gute Übereinstimmungen mit den Messwerten, siehe Bild 9.20. Die Berechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen hingegen ergeben deutlich zu große Wandverschiebungen. Die herstellbedingten Vorverformungen der Verbauwand, siehe Bild 9.20, werden bei den Berechnungen nicht berücksichtigt und müssen für den Vergleich mit den Messwerten noch aufaddiert werden. [82]

Tabelle 9.10: Bodenkennwerte Baugrube Spreedreieck, Berlin, Schnitt I2 [8]

| Boden-schicht | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\varphi'$<br>[°] | $c'$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| Auffüllung    | 17                               | 9,5                               | 27,5              | 0                            |
| Sand 1        | 17,5                             | 10                                | 32,5              | 0                            |
| Organik       | 13                               | 3,5                               | 17,5              | 15                           |
| Sand 2        | 18                               | 10,5                              | 35                | 0                            |

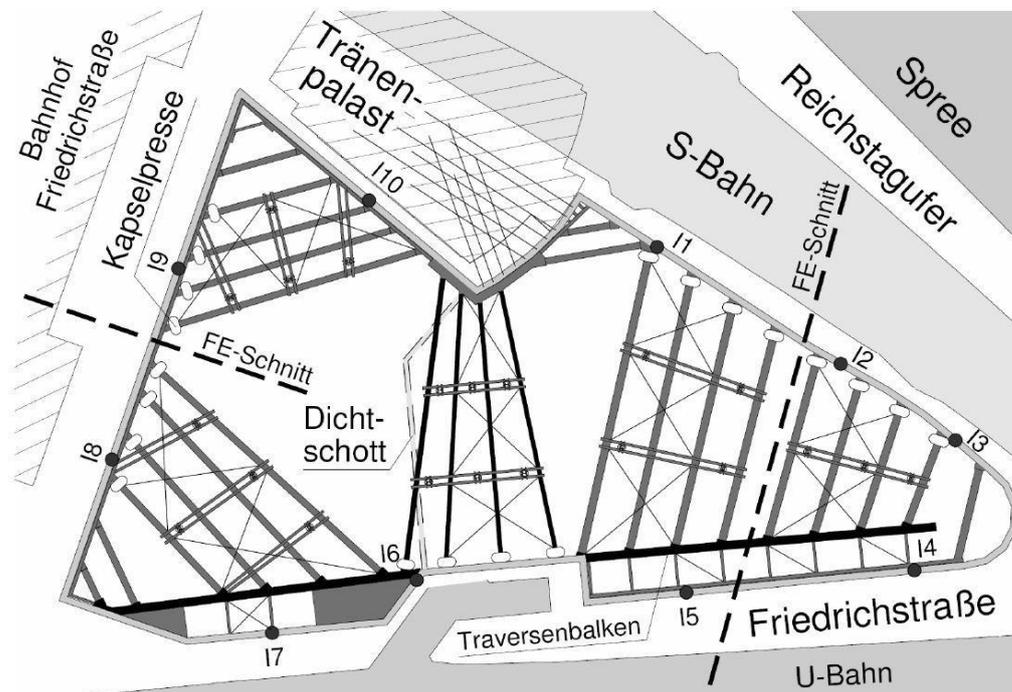


Bild 9.18 Grundriss Baufeld mit Aussteifung und Lage der Berechnungsschnitte [31]

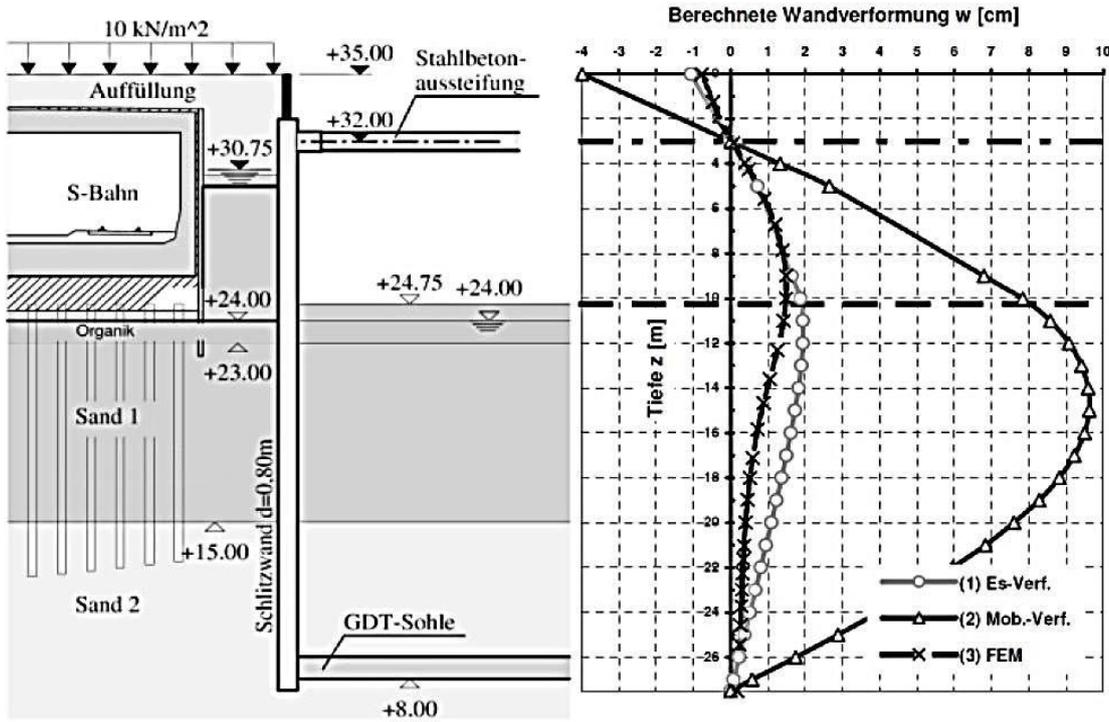


Bild 9.19: Berechnete Wandverformungen Baugrube Spreedreieck, Berlin, Schnitt I2 [8]

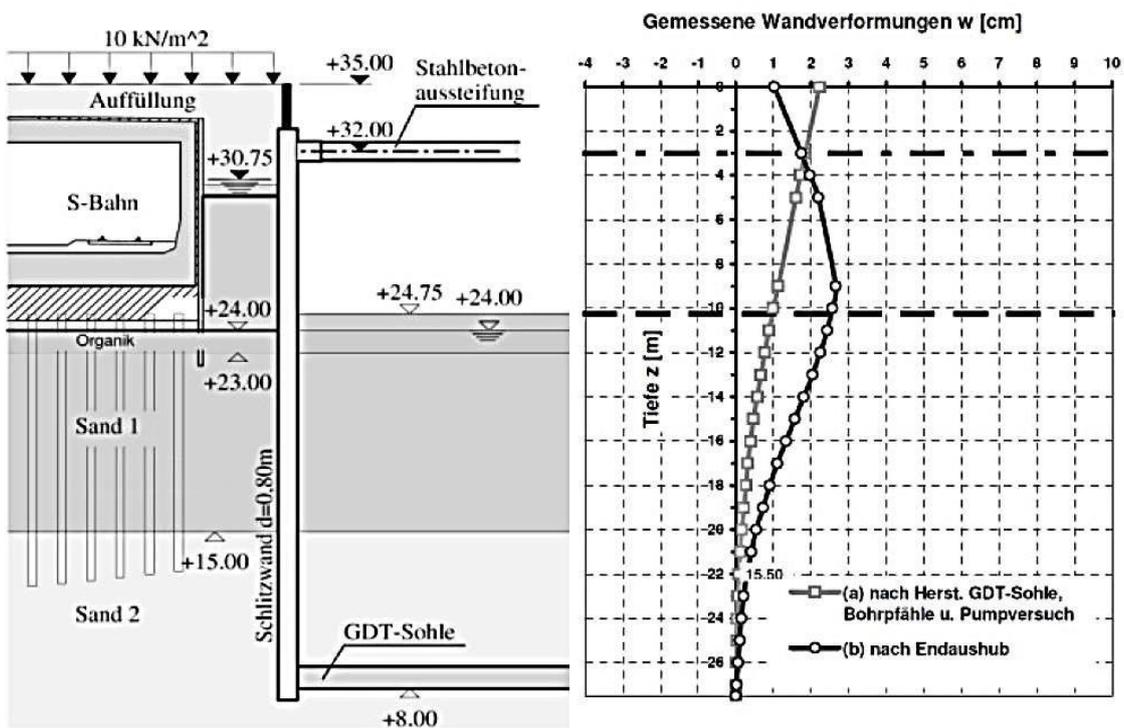


Bild 9.20: gemessene Wandverformungen Baugrube Spreedreieck, Berlin, Schnitt I2 [8]

### 9.4.2 Bestimmung des Reibungswinkels

Entsprechend dem Vorgehen in Kapitel 8.2.2 werden auch für dieses Fallbeispiel Untersuchungen zum wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  des Bodens durchgeführt. Es standen von der Ed. Züblin AG die geotechnischen Gutachten [87; 88] einschließlich der Drucksondierungen der GUD Consult zur Verfügung. Da keine Bodenproben zur Analyse im Labor vorlagen, wurde der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel ausschließlich aus den Ergebnissen der Drucksondierungen ermittelt.

Im Bereich des Schnittes I2 können dem geotechnischen Gutachten die Drucksondierungen DS 13/06 und DS 14/06 entnommen werden. Die Drucksondierungen sind dem Anhang I zu entnehmen. Auch hier liegt der Einbindebereich der Baugrubenwand im Grundwasser. Aus diesem Grund muss, wie schon in Kapitel 9.2.2 beschrieben, zunächst über den Mittelwert des Spitzenwiderstandes aus der Drucksondierung  $q_{s,\text{mittel,uGW}}$  über Bild F.2 a) die vorliegende Lagerungsdichte ermittelt werden und anschließend für die so ermittelte Lagerungsdichte anhand von Bild F.1 a) der Spitzenwiderstand, wie er bei der entsprechenden Lagerungsdichte oberhalb des Grundwassers gemessen werden würde, abgelesen werden. Anschließend wird die Korrelation von Weiß [57] angewendet. In den Vergleichsrechnungen von Brand et al. [82] wurde ein konstanter Bettungsmodul über die gesamte Einbindetiefe der Wand zugrunde gelegt. Um eine Vergleichbarkeit der Bettungsmodule dieser Arbeit mit denen der Vergleichsberechnungen von Brand et al. zu erreichen, wurde auch in dieser Arbeit ein gemittelter Reibungswinkel im Einbindebereich der Wand aus den Drucksondierungen ermittelt. Die sich so ergebenden Reibungswinkel sind in Tabelle 9.11 aufgelistet. Da die Lagerungsdichte bei der Drucksondierung DS 13/06 oberhalb des in Bild F.1 a) angegebenen Gültigkeitsbereichs liegt, wurde der Maximalwert angesetzt. Hierfür ergibt sich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 42,1 \pm 1^\circ$ . Der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel wird also vermutlich noch größer sein. Die Werte in Klammern ergeben sich, wenn man das Diagramm über den Gültigkeitsbereich hinaus extrapolieren würde.

Tabelle 9.11: Reibungswinkel aus Drucksondierung zum Projekt „Spreedreieck“

| Drucksondierung | $q_{s,\text{mittel,uGW}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | D<br>[-] | $q_{s,\text{mittel,uGW}}$<br>[MN/m <sup>2</sup> ] | $\varphi_{\text{Weiß}}$<br>[°] |
|-----------------|---|----------|---|--------------------------------|
| DS 13/06        | 21  | 0,68     | >30 (33)  | 42,1 ± 1 (42,5±1)              |
| DS 14/06        | 18  | 0,66     | 30  | 42,1 ± 1                       |

### 9.4.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandverschiebungen

Die Fußpunktstützung wurde von Brand et al. [82] gewählt, um auf einen mit der Tiefe zunehmenden Bettungsmodul verzichten zu können und trotzdem eine Drehung der Wand um den Fußpunkt, wie sie den Messungen zu entnehmen ist, zu erzwingen, Bild 9.19. Laut DIN 4085 liegt bei einer Drehung der Wand um ihren Fußpunkt die Resultierende der Bodenreaktionskraft in Höhe der halben Einbindetiefe der Wand. Da die Fußpunktstützung lediglich ein Hilfsmittel darstellt, um bei einer Berechnung mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens eine Fußpunktdrehung der Wand zu erzeugen, die GDT – Sohle jedoch keine horizontalen Kräfte der Wand übernimmt, wird der mittlere Bettungsmodul mit Hilfe der in [31] angegebenen Auflagerkraft im Einbindebereich, welche ohne Stützung in Höhe der GDT-Sohle durchgeführt wurde, bestimmt. Diese liegt bei

$$B_{h,k} = 2200 \text{ kN/m}$$

und stimmt mit den Ergebnissen der in [31] dargestellten Vergleichsberechnung mit Hilfe der FEM überein.

Die Vorbelastungsspannung in Höhe der Baugrubensohle, die durch die ursprüngliche Auflast durch den Boden vor Bodenaushub entsteht, beträgt

$$p_v = 135,25 \text{ KN/m}^2$$

Zur Berechnung der Verschiebungen im Grenz- und im Gebrauchszustand nach den Gleichungen ( 5.11 ) und ( 5.12 ) werden auch hier die Faktoren für Parallelverschiebung und dichte Lagerung angesetzt. Als wirklichkeitsnaher Reibungswinkel wird  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  angesetzt. Eine detaillierte Berechnung des Mobilisierungsansatzes nach Besler für dieses Fallbeispiel ist Anhang I zu entnehmen.

Für eine Auflagerkraft  $B_{H,k} = 2200 \text{ kN/m}$  ergibt sich eine bezogene Verschiebung von

$$s/h = 0,0012$$

und somit eine Wandverschiebung in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden von

$$s_{\text{res}} = 0,0016 \cdot 17,25 \text{ m} = 0,021 \text{ m} = 21 \text{ mm}$$

Die gemessene Wandverschiebung in Höhe der halben Einbindetiefe ohne herstellbedingte Verformungen beträgt ca.  $s_{\text{res}} = 5 \text{ mm}$ , Bild 9.20.

Die mit Hilfe von  $\varphi'_{\text{real}}$  und des Mobilisierungsansatzes von Besler ermittelte Verschiebung ist zwar schon deutlich kleiner als die aus der Vergleichsberechnung von Brand et al. [8] berechnete, Bild 9.19, allerdings im Vergleich zu den Messwerten noch zu groß.

Der mittlere Bettungsmodul über die wirksame Bettungstiefe von  $t_B = 16,32 \text{ m}$  ergibt sich zu  $k_{sh} = 2,8 \text{ MN/m}^3$  und  $k^*_{sh} = 6,0 \text{ MN/m}^3$ .

Der Vergleich der Ergebnisse der drei unterschiedlichen Vergleichsberechnungen von Brand et al. [82] und der eigenen Berechnung, Tabelle 9.12, zeigt zunächst einmal, dass die Vergleichsberechnungen von Brand et al. bei der der Bettungsmodul anhand der Empfehlungen zum Bettungsmodul aus der 4. Auflage der EAB (Tabellenverfahren) und anhand des Steifemoduls des Bodens (Es-Verfahren) ermittelt wurden die Messergebnisse sehr gut wiedergeben. Man kann außerdem erkennen, dass der mittlere Bettungsmodul, der sich unter Ansatz eines Reibungswinkels von  $\varphi' = 42^\circ$  und dem Mobilisierungsansatz von Besler ergibt, einen deutlich größeren Bettungsmodul ergibt, als der ursprünglich mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens und des Reibungswinkels aus dem geotechnischen Gutachten ermittelte Bettungsmodul. Der in dieser Arbeit ermittelte Bettungsmodul liegt bereits sehr nah an dem Bettungsmodul, welcher von Brand et al. mit Hilfe des Es-Verfahrens ermittelt wurde.

#### Modifizierter Lastansatz:

Wie bereits in Kapitel 9.2.3 erwähnt, muss konsequenterweise nicht nur im Einbindebereich der Wand der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel berücksichtigt werden, sondern ebenfalls bei der Berechnung der Einwirkungen. Der so ermittelte Erddruck auf der Einwirkungsseite reduziert sich. Die Auflagerkraft kann mit Hilfe eines einfachen Stabwerksprogramms über einen Balken mit zwei Auflagern berechnet werden. Das Erdauflager wurde in eine Tiefe von  $0,5t_G$  gesetzt, da bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt hier die Resultierende der Bodenreaktion liegen würde.

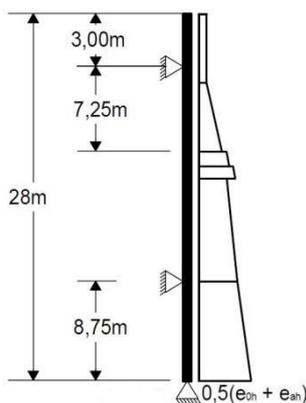


Bild 9.21: statisches System Trägermodell

Es ergibt sich somit eine Auflagerkraft

$$B_{h,k} = 1741 \text{ kN/m}$$

Hieraus kann über den zuvor verwendeten Mobilisierungsansatz eine bezogene Verschiebung von

$$s/h = 0,0006$$

ermittelt werden und somit eine Wandverschiebung von

$$s_{\text{res}} = 0,0006 \cdot 17,25 \text{ m} = 0,01 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Diese Verschiebung stimmt sehr gut mit der gemessenen Verschiebung in Höhe der halben Einbindetiefe  $s_{\text{res}}$  und somit mit den Messergebnissen überein. Die mittleren Bettungsmodul ergeben sich somit zu  $k_{\text{sh}} = 3,2 \text{ MN/m}^3$  und  $k_{\text{sh}}^* = 10,1 \text{ MN/m}^3$ . Auch hier ist eine detaillierte Berechnung Anhang I zu entnehmen.

Eine Reduzierung des Erddrucks auf der Einwirkungsseite bewirkt eine weitere Steigerung des Bettungsmoduls, der mit Hilfe des Mobilisierungsansatz nach Besler ermittelt wird. Der so ermittelte Bettungsmodul liegt nahe an dem Bettungsmodul, den Brand et al. mit Hilfe von Steifemodulen ermittelt haben. Die Wandverschiebungen sind aufgrund der geringeren Einwirkungen noch geringer.

Eine Berechnung mit Hilfe einer Korrektur der Fußverschiebung mit Hilfe einer Mobilisierungsfunktion ist auf Grund der statischen Unbestimmtheit des Systems auf einfache Weise wie in Abschnitt 9.2 nicht möglich.

### **Zusammenfassung:**

Es kann festgehalten werden, dass bereits unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$  nur auf der Widerstandsseite die berechneten Wandverschiebungen deutlich näher an den Messwerten liegen als noch bei der Berechnung von Brand et al unter Ansatz eines reduzierten Reibungswinkels. Unter Verwendung des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite können die Wandverschiebungen mit Hilfe des Mobilisierungsansatzes von Besler sehr gut prognostiziert werden, siehe Tabelle 9.12.

Tabelle 9.12: Ergebnisvergleich Baugrube Spreedreieck, Berlin

| Berechnung/Messung  | $k_{sh}$<br>[MN/m <sup>3</sup> ] | $k^*_{sh}$<br>[MN/m <sup>3</sup> ] | $s_{max}$<br>[mm] | $s_{res}$<br>[mm] | Steifenkraft<br>[kN/m] |
|---|----------------------------------|------------------------------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| Mobilisierungsverfahren <sup>1)</sup>   | 0,18                             | k.A.                               | 96,4              | 85                | 505                    |
| Tabellenverfahren <sup>1)</sup>   | 3,72                             | k.A.                               | 17,6              | 10                | 331                    |
| Es-Verfahren <sup>1)</sup>  | 3,2                              | k.A.                               | 19,4              | 12                | 337                    |
| FE-Berechnung mit HS-Stoffgesetz <sup>2)</sup>                                      | -                                | -                                  | 17                | -                 | 313                    |
| Mobilisierungsverfahren mit $\varphi' = 42^\circ$ <sup>3)</sup>                     | 2,84                             | 6,07                               | -                 | 21                | -                      |
| Mobilisierungsverfahren mit $\varphi' = 42^\circ$ und red. Einwirkung <sup>3)</sup> | 3,15                             | 10,1                               | -                 | 10                | -                      |
| Messergebnisse MQ [82]  | -                                | -                                  | 22                | 5                 | 291                    |

<sup>1)</sup> durchgeführt von Brand et al. [82]

<sup>2)</sup> durchgeführt von Dr. Mittag, GUD [82]

<sup>3)</sup> eigene Berechnungen

## 9.5 Fallbeispiel: Baugrube Desy, Hamburg

### 9.5.1 Übersicht

Bei der Baugrube Desy in Hamburg handelt es sich um eine dreifach verankerte Stahlbeton Schlitzwand mit einer Dicke von  $d = 1,50$  m. In einer Tiefe von 29,20 m unter GOK befindet sich eine Unterwasserbetonsohle mit einer GEWI-Rückverankerung. Die Wand bindet 8,90 m in den Baugrund ein. Im Einbindebereich der Baugrubenwand steht vorwiegend dicht bis sehr dicht gelagerter Sand an. In Bild 9.22 sind die Systemabmessungen dargestellt.

Folgende Rechenannahmen werden von Brand et al. [83] für die Berechnung des Bauzustandes nach dem Unterwasseraushub angesetzt:

- erhöht aktiver Erddruck von  $E = 0,25E_0 + 0,75 E_a$  und rechteckförmige Umlagerung
- Zustand I
- Bodenkennwerte gemäß geotechnischem Bericht, Tabelle 9.13

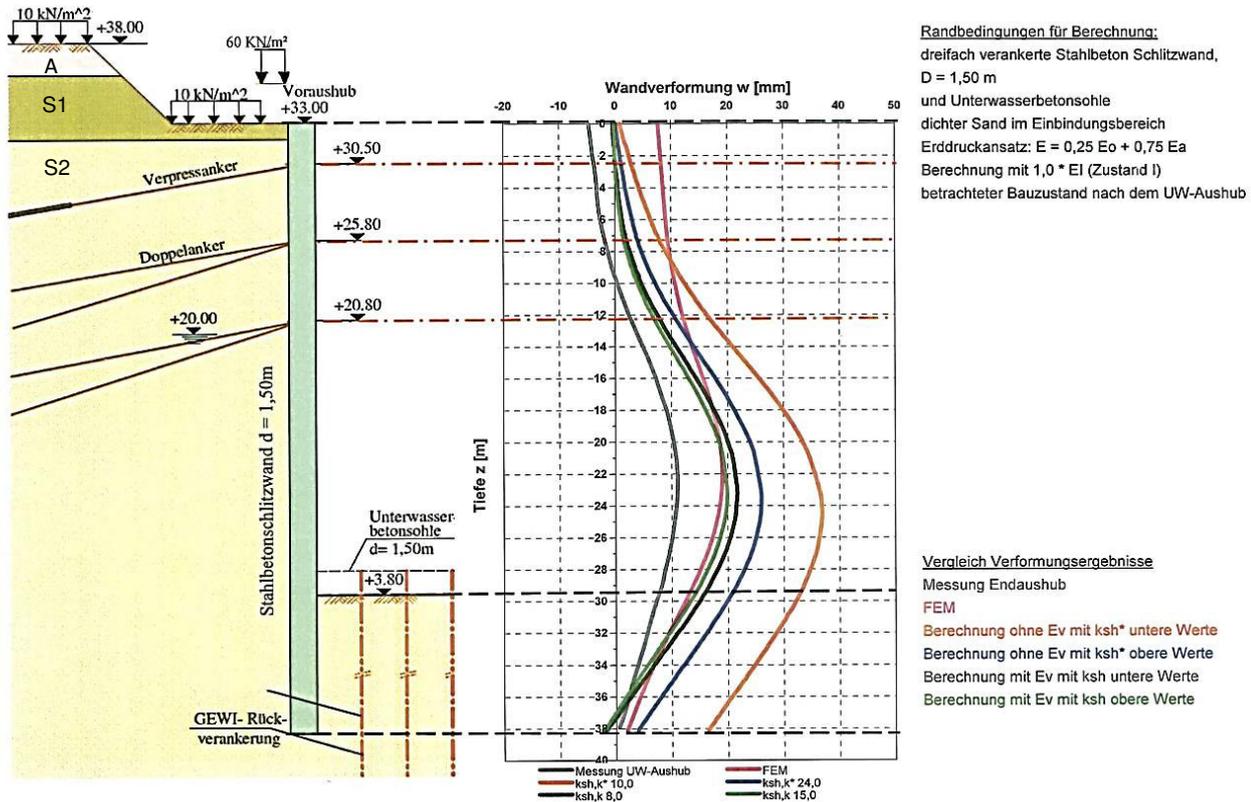


Bild 9.22: Baugrubenschnitt, gemessene und mit neuen Tabellenwerten nach EB102 berechnete Wandverschiebungen [83]

Tabelle 9.13: Bodenkennwerte

| Boden-schicht | $\varphi'$<br>[°] | c<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma'$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] |
|---------------|-------------------|---------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Auffüllung    | 30                | 0                         | 18                               | 10                                |
| Sand 1        | 35                | 0                         | 19                               | 11                                |
| Sand 2        | 37,5              | 0                         | 19                               | 11                                |

### 9.5.2 Bestimmung des Reibungswinkels

Entsprechend dem Vorgehen in Kapitel 8.2.2 sollen auch für dieses Fallbeispiel Untersuchungen zum wirklichkeitsnahen Reibungswinkel des Bodens durchgeführt werden. Es standen von Züblin das geotechnischen Gutachten [85] einschließlich der Rammsondierungen der Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR zur Verfügung. Es lagen keine Bodenproben für die Analyse im Labor vor. Zur Bestimmung des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels wurde somit lediglich auf die Rammsondierungen zurückgegriffen.

Gemäß geotechnischem Bericht [85] sind die in den Tiefen von > 20 m vorliegende Sande mindestens dicht bis sehr dicht gelagert. Es handelt sich hierbei um vorwiegend enggestuften Sand (SE). Aufgrund der hohen Lagerungsdichte der tiefliegenden Sande sind in diesem Bereich keine Drucksondierungen sondern SPTs durchgeführt worden, Anhang J. Es lagen drei SPTs vor, die alle ähnliche Reibungswinkel liefern. Die Auswertung erfolgt über die mittlere Schlagzahl  $N_{30}$  im Einbindebereich der Wand. Da sich dieser Bereich unterhalb des Grundwassers befindet kann die vorhandene Lagerungsdichte über Bild F.2 oder Formel ( F.6 ) bestimmt werden. Die Schlagzahlen der SPTs liegen oberhalb des Gültigkeitsbereichs der SPTs. Aus diesem Grund werden zunächst die Maximalwerte aus dem Diagramm ermittelt und die Gleichung ( F.6 ) über den Geltungsbereich hinaus verwendet (Werte in Klammern). Anschließend kann über diese Lagerungsdichte die Schlagzahl  $N_{10}$  berechnet werden, die sich bei Verwendung einer schweren Rammsonde über Grundwasser ergeben würde. Über die Korrelation ( F.5 ) erhält man so den Spitzenwiderstand  $q_c$  und anschließend über Gleichung ( 8.5 ) den wirksamen Reibungswinkel  $\varphi_{\text{Weiß}}$ . Die sich hieraus ergebenden Reibungswinkel sind für die einzelnen SPTs der Tabelle 9.14 zu entnehmen. Wie Tabelle 9.13 zu entnehmen ist, wurde im geotechnischen Bericht für den Sand im Einbindebereich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 37,5^\circ$  angegeben und hiermit auch die Vergleichsberechnungen des Bettungsmodulverfahrens durchgeführt. Aus den Rammsondierungen ergibt sich jedoch mindestens ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 43^\circ$ . Der wirksame Reibungswinkel liegt somit deutlich über dem im geotechnischen Gutachten angegebenen Reibungswinkel.

Tabelle 9.14: Reibungswinkel aus Standard-Penetration-Tests zum Projekt „Baugrube Desy Hamburg, Schnitt 1“

| SPT      | $N_{30}$ | D               | $N_{10}$    | $\varphi_{\text{Weiß}}$<br>[°]   |
|----------|----------|-----------------|-------------|----------------------------------|
| BK 65/05 | 60       | >0,75<br>(0,79) | >40<br>(49) | $43,4 \pm 1$<br>( $44,3 \pm 1$ ) |
| BK 66/05 | 75       | >0,75<br>(0,83) | >40<br>(60) | $43,4 \pm 1$<br>( $45,2 \pm 1$ ) |
| BK 69/05 | 75       | >0,75<br>(0,83) | >40<br>(60) | $43,4 \pm 1$<br>( $45,2 \pm 1$ ) |

### 9.5.3 Auswirkung auf den Bettungsmodul bzw. die berechneten Wandverschiebungen

Entsprechend der Vorgehensweise in den vorangegangenen Kapiteln wird auch für dieses Fallbeispiel ein konstanter Bettungsmodul für den Einbindebereich der Wand vorausgesetzt. Ge-

mäß Verformungsfigur, Bild 9.22, kann im Einbindebereich von einer Erdwiderstandsverteilung wie bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt ausgegangen werden. Das bedeutet, dass die Resultierende des Fußauflagers ungefähr in der Hälfte der Einbindetiefe liegt. Die Resultierende des mobilisierten Erdwiderstandes kann auch hier aus der Summe der Horizontalkräfte aus den Vergleichsberechnungen von Brand et al. [83] ermittelt werden zu

$$\text{mob } E_{\text{ph},k} = B_{\text{h},k} = 1644 \text{ kN/m}$$

Als Vorbelastungsspannung in Höhe der Baugrubensohle ergibt sich

$$p_v = 425,2 \text{ kN/m}^2$$

Zur Berechnung der resultierenden Wandverschiebung wird ein wirklichkeitsnaher Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{real}} = 44^\circ$ , welcher als Mittelwert aus den SPTs angesetzt werden kann, gewählt. Zur Bestimmung der Verschiebungen im Grenzzustand und im Gebrauchszustand nach Gleichung ( 5.11 ) und ( 5.12 ) werden die Faktoren für Parallelverschiebung und sehr dichte Lagerung verwendet. Die ausführliche Berechnung ist Anhang J zu entnehmen. Bei einer Auflagerkraft  $B_{\text{H},k} = 1493 \text{ kN/m}$  ergibt sich somit eine bezogene Verschiebung

$$s/h = 0,0017$$

und somit eine Wandverschiebung in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden von

$$s_{\text{res}} = 0,0017 \cdot 8,9 = 0,015\text{m} = 1,0 \text{ cm (gemessen } \sim 0,4 \text{ cm)}$$

Die mittleren Bettungsmodule ergeben sich zu  $k_{\text{sh}} = 5,0 \text{ MN/m}^3$  und  $k^*_{\text{sh}} = 12,3 \text{ MN/m}^3$ .

Die unter Verwendung des Mobilisierungsansatzes von Besler berechnete Verschiebung in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden ist noch zu groß im Vergleich zu den Messwerten.

### **Modifizierter Lastansatz:**

Auch für dieses Fallbeispiel wird  $\varphi'_{\text{real}}$  ebenfalls auf der Einwirkungsseite angesetzt und die resultierenden Wandverschiebungen ermittelt. Unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels von  $\varphi'_{\text{real}} = 44^\circ$  ergibt sich ein deutlich geringerer Erddruck und somit auch reduzierte Wandverschiebungen.

Wendet man den Reibungswinkel von  $\varphi' = 44^\circ$  ebenfalls auf der Einwirkungsseite an so verringert sich der mobilisierte Erdwiderstand auf

$$\text{mob } E_{\text{ph}} = B_{\text{h},k} = 1156 \text{ kN}$$

und die bezogene Wandverschiebung in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden, die sich mit dem Mobilisierungsansatz von Besler ergibt, auf

$$s/h = 0,00004$$

Die Wandverschiebung errechnet sich zu

$$s_{\text{res}} = 0,00004 \cdot 8,9 = 0,00036\text{m} = 0,04 \text{ cm (gemessen } \sim 0,4 \text{ cm)}$$

In diesem Fall ist die Wandverschiebung in Höhe der Erdwiderstandsresultierenden sehr gering, da der mobilisierte Erdwiderstand sehr nah am Erddruck aus Vorbelastung liegt. Es ergeben sich Bettungsmodul von  $k_{\text{sh}} = 6,3 \text{ MN/m}^3$  und  $k^*_{\text{sh}} = 360,8 \text{ MN/m}^3$

## 9.6 Zusammenfassung

Anhand der vier in diesem Kapitel betrachteten Fallbeispiele kann gezeigt werden, dass der Reibungswinkel, der in den zugehörigen geotechnischen Berichten angegeben wird, deutlich niedriger ist, als der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel. Unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels auf Grundlage der Druck- bzw. Rammsondierungen lässt sich ein deutlich verbesserter Bettungsmodul bestimmen als es von Brand et al. unter Ansatz der Reibungswinkels aus den geotechnischen Gutachten erreicht wird. Wichtig ist hier, dass die Grenzverschiebungen unter Wasser nicht erhöht werden. Die so ermittelten Wandverschiebungen liegen bereits im Rahmen der Messergebnisse. Zu beachten ist, dass die in dieser Arbeit durchgeführten Vergleichsberechnungen nur eine praxisnahe Näherung der Berechnung der Wandverschiebungen darstellen. Um die Prognose der Wandverschiebungen weiter zu verbessern, müssten genauere Berechnungen mit einem Rechenprogramm mit lokaler Bettung durchgeführt werden. Die Beispielrechnungen zeigen, dass es nötig ist, den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel ebenfalls auf der Einwirkungsseite anzusetzen um eine noch bessere Prognose zu erreichen. Da es in der Praxis jedoch nicht zielführend ist, im geotechnischen Bericht zwei unterschiedliche Reibungswinkel für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und für Gebrauchstauglichkeitsberechnungen anzugeben, wird im nächsten Kapitel ein Lösungsvorschlag erarbeitet, um den tatsächlich höheren wirksamen Reibungswinkel zumindest auf der Widerstandsseite zu berücksichtigen.

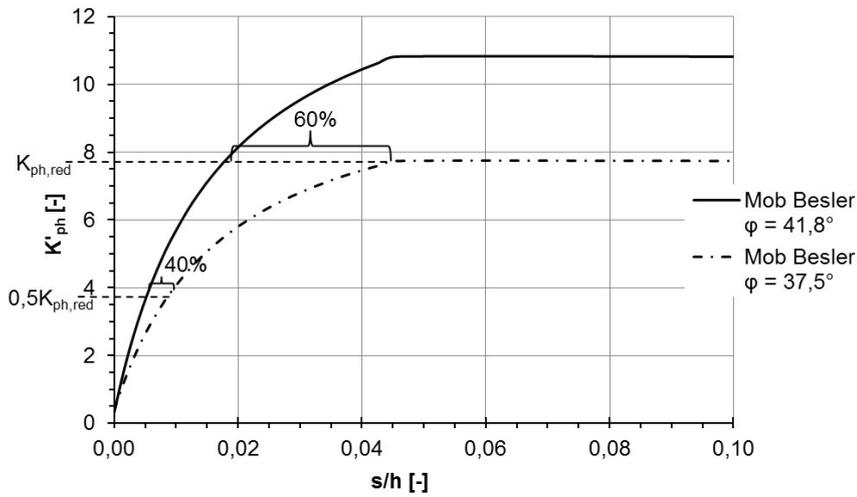
## 10. Korrekturvorschlag für die Praxis

### 10.1 Vorüberlegungen

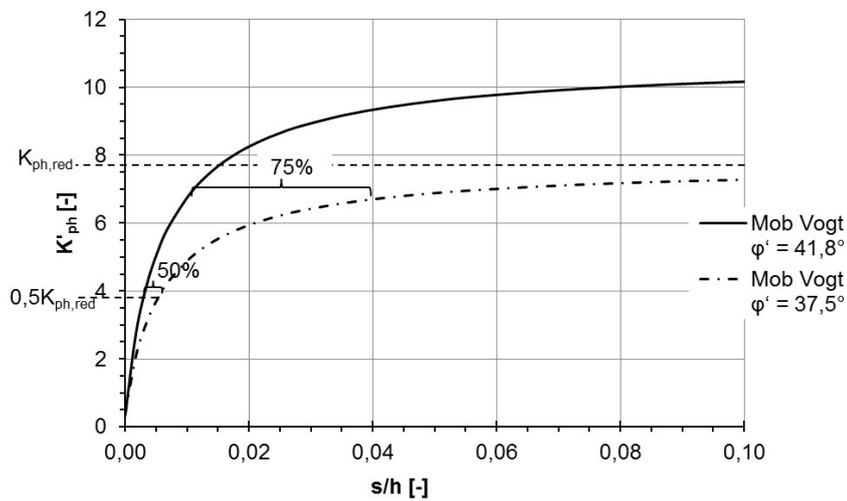
Wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt werden kann, handelt es sich bei der Wahl des Reibungswinkels um einen maßgebenden Faktor, der die Unterschiede zwischen den Vergleichsberechnungen von Brand et al. und den gemessenen Wandverschiebungen hervorruft. In der Praxis ist es jedoch auf Grund der meist fehlenden Kenntnis des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$  nicht möglich, aber auch nicht zielführend, die Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit zwei unterschiedlichen Reibungswinkeln zu führen. Im Folgenden wird ein Korrekturvorschlag der Mobilisierungsfunktion von Besler erarbeitet, mit dem unter Ansatz eines reduzierten Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{red}}$  im Gebrauchsbereich das Mobilisierungsverhalten für den tatsächlichen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  abgebildet wird. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit soll dabei unverändert mit  $\varphi'_{\text{red}}$  nachgewiesen werden.

In Kapitel 8.3 wird anhand der Mobilisierungskurven des „Dresdner Sandes“ für drei unterschiedliche Lagerungsdichten und eine Parallelverschiebung aufgezeigt, welche Auswirkungen der Unterschied in den Reibungswinkeln auf die Mobilisierungskurven hat. Die Grundlage für eine Korrektur des Mobilisierungsansatzes von Besler sollen die Ergebnisse dieser Studie am „Dresdner Sand“ darstellen. Als Maß für den Unterschied zwischen tatsächlichem Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  und im geotechnischen Gutachten angegebenen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{red}}$  sollen die für den „Dresdner Sand“ in Tabelle 8.7 aufgelisteten Reibungswinkel verwendet werden.

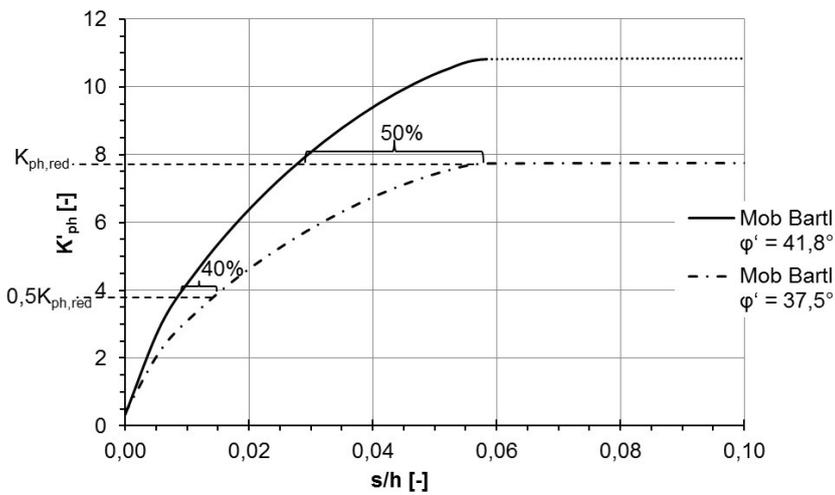
Am Beispiel des „Dresdner Sandes“ für Parallelverschiebung und dichte Lagerung sind in Bild 10.1 die Mobilisierungskurven für die drei verschiedenen Mobilisierungsansätze (Besler, Bartl, Vogt) mit  $\varphi_{\text{real}}$  und  $\varphi_{\text{red}}$  dargestellt. Je nach Mobilisierungsgrad sind die Abweichungen zwischen den Kurven mit den Reibungswinkeln  $\varphi_{\text{real}}$  und  $\varphi_{\text{red}}$  unterschiedlich groß. Mit steigendem Mobilisierungsgrad nimmt die Abweichung zu. Beim Mobilisierungsansatz von Vogt ist die Abweichung am größten. Als Vergleichsmaß soll die Verschiebung bei  $0,5K_{\text{ph,red}}$  gelten. Hier ist die Abweichung bei allen drei Ansätzen ähnlich und beträgt bei Parallelverschiebung und dichter Lagerung 40-50%.



a)



b)



c)

Bild 10.1: Mobilisierungskurven für Parallelverschiebung dichte Lagerung  $\varphi_{real} = 41,8^\circ$  und  $\varphi_{red}$  nach a) Besler; b) Vogt; c) Bartl

Bei der weiteren Betrachtung wird der Ansatz von Besler gewählt, da hier die Modifikation recht einfach über die Einführung eines zusätzlichen Faktors zur Berechnung der Verschiebungsgröße  $s_G$  gesteuert werden kann. Zur Ermittlung dieses Faktors wird für die drei Wandbewegungsarten in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte das Verhältnis  $s_{real}/s_{G,red}$  errechnet.

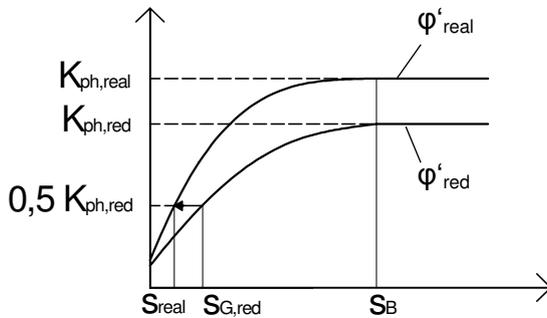


Bild 10.2: Mobilisierungskurven für den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{real}$  und reduzierten Reibungswinkel  $\varphi'_{red}$

Zur Bestimmung, bei welcher Verschiebung  $s_{real}$  unter Einsatz von  $\varphi_{real}$   $K'_{ph} = 0,5K_{ph,red}$  erreicht wird, kann die Formel ( 5.13 ) nach  $s$  umgeformt werden und für  $K'_{ph} = 0,5 K_{ph,red}$  gesetzt werden. Es ergibt sich

$$s_{real} = s_{B,real} \frac{(0,5 \cdot K_{ph,red} C - AC - B)}{(-0,5 \cdot K_{ph,red} + A)} \quad (10.1)$$

mit:  $s_{real}$ : Verschiebung, die sich für  $\varphi_{real}$  bei Mobilisierung von  $0,5K_{ph}(\varphi_{red})$  ergibt

$s_{B,real}$ : Verschiebung im Bruchzustand für  $\varphi_{real}$

A, B, C: Parameter der Mobilisierungsfunktion für  $\varphi_{real}$

Es ergeben sich die in Tabelle 10.1 aufgelisteten Faktoren.

Tabelle 10.1: Verhältnismerte  $s_{real}/s_{G,red}$  bei der Berechnung ohne Vorbelastung mit dem Mobilisierungsansatz von Besler

|                      | Lagerungsdichte |             |        |
|----------------------|-----------------|-------------|--------|
|                      | dicht           | mitteldicht | locker |
| Parallelverschiebung | 0,60            | 0,70        | 0,75   |
| Fußpunktdrehung      | 0,64            | 0,74        | 0,76   |
| Kopfpunktdrehung     | 0,71            | 0,79        | 0,81   |

Die Betrachtung der Verhältnismerte  $s_{real}/s_{G,red}$  zeigt, je lockerer der Boden gelagert ist, desto geringer ist der Einfluss einer Veränderung des Reibungswinkels auf die Wandverschiebungen.

Betrachtet man den Mobilisierungsansatz unter Berücksichtigung einer Vorbelastung, so liegen die Verhältnismerte  $s_{real}/s_{G,red}$  im selben Rahmen wie ohne Vorbelastung und sind unabhängig

von der Vorbelastung bis  $K_{V,real} = 0,5K_{ph,red}$ . Übersteigt  $K_V$  diesen Wert, so kann das Verhältnis  $s_{real}/s_{G,red}$  nicht mehr bestimmt werden, Bild 10.3.

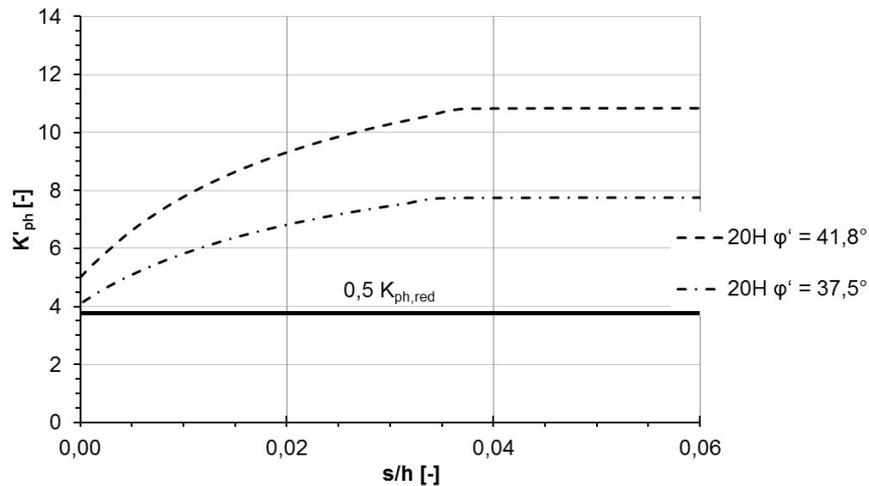


Bild 10.3: Mobilisierungskurven nach Besler für Parallelverschiebung und dichte Lagerung mit Vorbelastung von  $20 H$  für einen wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{real} = 41,8^\circ$  und für einen reduzierten Reibungswinkel  $\varphi'_{red} = 37,5^\circ$

Eine ähnliche Untersuchung kann auch hinsichtlich des Bettungsmoduls erfolgen. Durch die Reduzierung der Verschiebung bei gleichem mobilisierten Erdwiderstand bzw. Mobilisierungsgrad bei der Berechnung mit Hilfe des wirklichkeitsnahen statt des reduzierten Reibungswinkels erhöht sich auch der Bettungsmodul  $k^*$ . Auch hier können Faktoren  $k^*_{real}/k^*_{red}$  anhand der Mobilisierungskurven, welche mit den Reibungswinkeln der Tabelle 8.7 ermittelt wurden, bestimmt werden. Die Faktoren sind abhängig von der Lagerungsdichte und vom Mobilisierungsgrad und sind für Parallelverschiebung ohne Berücksichtigung der Vorbelastung in Tabelle 10.2 aufgelistet.

Auch hier kann man erkennen, dass der Einfluss einer Veränderung des Reibungswinkels mit steigender Lagerungsdichte und steigendem Mobilisierungsgrad zunimmt. Die Faktoren sind ebenfalls abhängig von der Größe der Vorbelastung. Besler [6] hat die Empfehlung für Bettungsmodule  $k^*$  in Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades, welche in die 4. Auflage der EAB [77] aufgenommen wurden, für eine Vorbelastung von  $g_v = 2,0$  ermittelt. Die Faktoren für diese Vorbelastung unter Berücksichtigung des Verhältnissen von  $\varphi'_{real}$  zu  $\varphi'_{red}$  sind Tabelle 10.3 zu entnehmen.

Tabelle 10.2: Verhältniswerte  $k_{real}^*/k_{red}^*$  bei der Berechnung für Parallelverschiebung ohne Vorbelastung mit dem Mobilisierungsansatz von Besler

| Mobilisierungsgrad             | Lagerungsdichte |             |        |
|--------------------------------|-----------------|-------------|--------|
|                                | dicht           | mitteldicht | locker |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 25\%$   | 1,52            | 1,31        | 1,22   |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 37,5\%$ | 1,61            | 1,35        | 1,29   |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 50\%$   | 1,67            | 1,41        | 1,34   |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 75\%$   | 1,94            | 1,55        | 1,45   |

Tabelle 10.3: Verhältniswerte  $k_{real}^*/k_{red}^*$  bei der Berechnung für Parallelverschiebung mit einer Vorbelastung  $g_v = 2,0$  mit dem Mobilisierungsansatz von Besler

| Mobilisierungsgrad             | Lagerungsdichte |             |        |
|--------------------------------|-----------------|-------------|--------|
|                                | dicht           | mitteldicht | locker |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 25\%$   | -               | -           | -      |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 37,5\%$ | 1,43            | 1,05        | -      |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 50\%$   | 1,62            | 1,33        | -      |
| mob $E_{ph} : E_{ph} = 75\%$   | 1,98            | 1,58        | 1,45   |

Je nach Lagerungsdichte kann für geringe Mobilisierungsgrade kein Faktor  $k_{real}^*/k_{red}^*$  ermittelt werden, da der Erdwiderstand aus der Vorbelastung  $E_v$  größer ist als mob  $E_{ph}$ .

## 10.2 Korrekturvorschlag für die Praxis

Für die Praxis können zwei Fälle unterschieden werden.

Fall 1: Im geotechnischen Gutachten sind keinerlei Angaben enthalten, aus denen auf den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel  $\varphi'_{real}$  im Sinne eines Mittelwertes geschlossen werden kann. Es ist lediglich der Reibungswinkel im Sinne eines unteren Grenzwertes  $\varphi'_{red}$  angegeben.

Fall 2: Das geotechnische Gutachten lässt Rückschluss auf den wirklichkeitsnahen Reibungswinkel im Sinne eines Mittelwertes  $\varphi'_{real}$ , z.B. über Drucksondierungen, zu.

### 10.2.1 Fall 1: $\varphi'_{\text{real}}$ unbekannt

Ist in der Praxis  $\varphi'_{\text{real}}$  unbekannt, so wird eine Korrektur des Mobilisierungsansatzes von Besler empfohlen, die den Unterschied zwischen den Mobilisierungskurven mit  $\varphi'_{\text{real}}$  und  $\varphi'_{\text{red}}$  berücksichtigt. Hierzu wird ein zusätzlicher Faktor  $f_{\varphi}$  zur Bestimmung der Grenzverschiebungen eingeführt. Die Faktoren zur Ermittlung der Grenzverschiebungen berechnen sich somit folgendermaßen

$$f_1 = f_D \cdot f_{\delta} \cdot f_{S,G} \cdot f_{B,G} \cdot f_{\varphi,G} \quad (10.2)$$

$$f_2 = f_D \cdot f_{\delta} \cdot f_{S,B} \cdot f_{B,B} \cdot f_{\varphi,B} \quad (10.3)$$

Die Beiwerte  $f_{\varphi}$  können getrennt nach Gebrauchs- und nach Bruchzustand der Tabelle 10.4 entnommen werden und basieren auf den zuvor ermittelten und in Tabelle 10.1 aufgelisteten Verhältniswerten  $s_{\text{real}}/s_{G,\text{red}}$ . Es wird somit vorausgesetzt, dass das Verhältnis  $\varphi'_{\text{real}}/\varphi'_{\text{red}}$ , welches für den „Dresdner Sand“ für die unterschiedlichen Lagerungsdichten ermittelt wurde, repräsentativ für üblicherweise in der Praxis auftretende Verhältniswerte  $\varphi'_{\text{real}}/\varphi'_{\text{red}}$  steht.

Tabelle 10.4: Beiwerte  $f_{\varphi}$  zur Korrektur des Reibungswinkels

|                      | Gebrauchszustand $0,5 K_{\text{ph}}$ |             |        | Bruchzustand $K_{\text{ph}}$ |
|----------------------|--------------------------------------|-------------|--------|------------------------------|
|                      | dicht                                | mitteldicht | locker |                              |
| Parallelverschiebung | 0,60                                 | 0,70        | 0,75   | 1,0                          |
| Fußpunktdrehung      | 0,65                                 | 0,75        | 0,75   |                              |
| Kopfpunktdrehung     | 0,70                                 | 0,80        | 0,80   |                              |

In Folge der Korrektur der Grenzverschiebung  $s_G$  mit dem zusätzlichen Faktor  $f_{\varphi}$  wird die Mobilisierungskurve im Anfangsbereich ( $K'_{\text{ph}} < 0,5K_{\text{ph}}$ ) steifer. Im Idealfall erhält man im Bereich  $K'_{\text{ph}} < 0,5K_{\text{ph}}$  genau die Mobilisierungskurve für den tatsächlichen Reibungswinkel. In Bild 10.4 sind beispielhaft die Mobilisierungskurven für den „Dresdner Sand“ für einen Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}} = 41,8^\circ$  und einen reduzierten Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  ohne Korrektur der Verschiebung  $s_G$  dargestellt. Die Mobilisierungskurve, die sich mit einem Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  und Korrektur der Verschiebung  $s_G$  mit dem Faktor  $f_{\varphi}$  ergibt, ist ebenfalls dargestellt. Man kann deutlich die Versteifung der Kurve im Anfangsbereich erkennen.

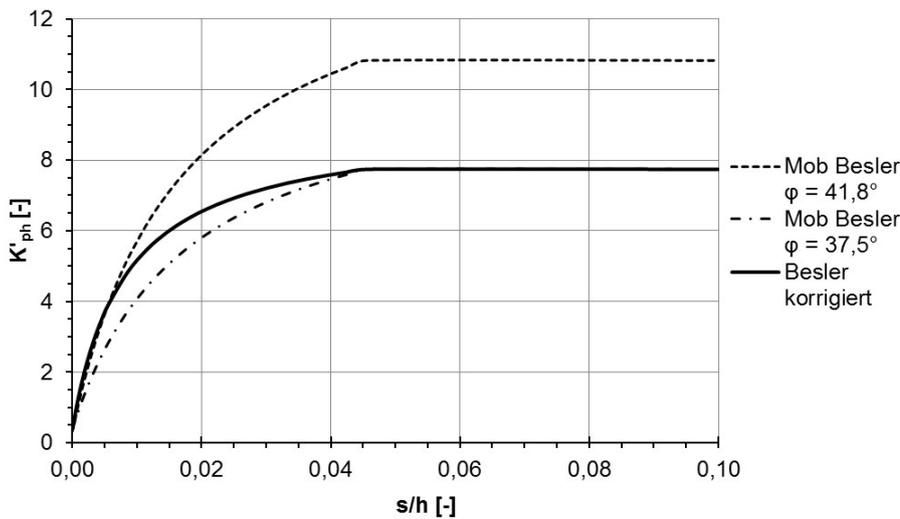


Bild 10.4: Mobilisierungskurven nach Besler für Parallelverschiebung und dichte Lagerung ohne Vorbelastung mit  $\varphi'_{\text{real}} = 41,8^\circ$  und  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  und Korrekturvorschlag

In Bild 10.5 sind die Mobilisierungskurven wie auch schon in Bild 10.4 für die Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}} = 41,8^\circ$  und  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  und die korrigierte Mobilisierungskurve von Besler mit  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  für Parallelverschiebung und drei unterschiedliche Vorbelastungen dargestellt. Wie zu erkennen ist, liegen die korrigierten Mobilisierungskurven für die geringen Vorbelastungen 1H und 5H im Anfangsbereich exakt auf der Mobilisierungskurve für den tatsächlichen Reibungswinkel von  $\varphi'_{\text{real}} = 41,8^\circ$ . Bei einer Vorbelastung vom 20fachen der Einbindetiefe (20H) ist durch die Korrektur zwar eine Versteifung der Mobilisierung im Anfangsbereich zu erkennen, jedoch liegt die korrigierte Mobilisierungskurve nicht auf der Mobilisierungskurve, welche sich unter Ansatz des Reibungswinkels von  $\varphi'_{\text{real}} = 41,8^\circ$  ergibt. Dies liegt daran, dass  $K_v > 0,5K_{\text{ph}}$  ist.

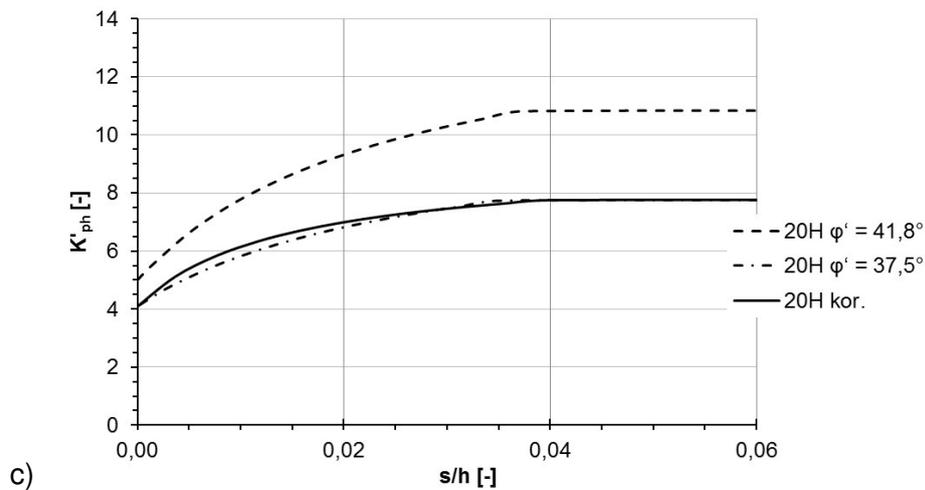
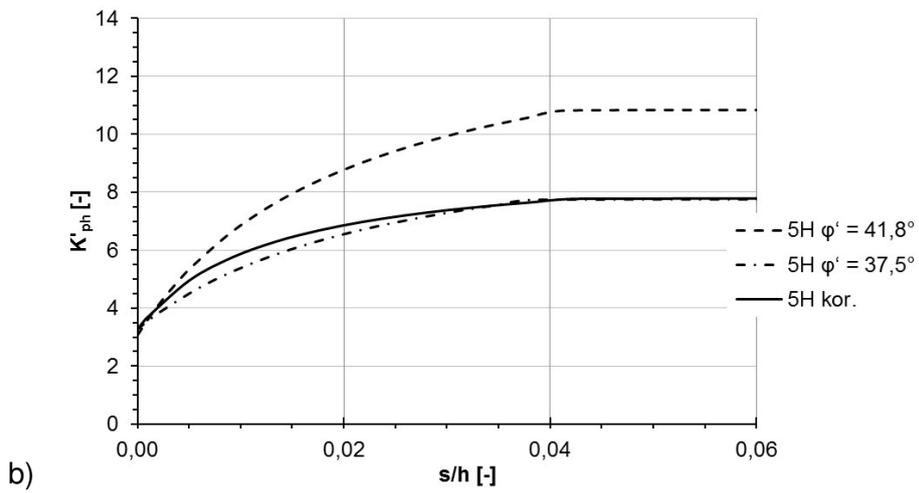
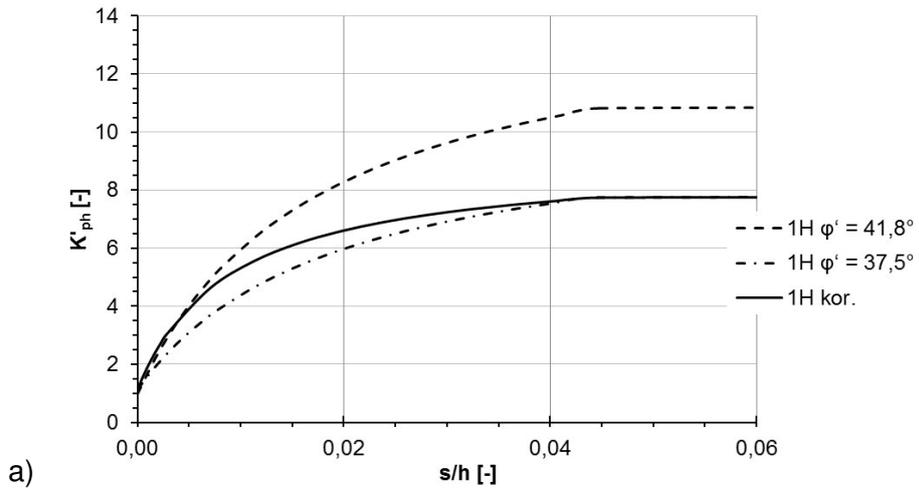


Bild 10.5: Mobilisierungskurven nach Besler für Parallelverschiebung und dichte Lagerung mit Vorbelastung mit unterschiedlichen Reibungswinkeln und Korrekturvorschlag (Abminderung  $s_G$  um 40%)  
a) 1H b) 5H, c) 20H

## 10.2.2 Fall 2: $\varphi'_{\text{real}}$ bekannt

Ist der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel im Sinne eines Mittelwertes  $\varphi'_{\text{real}}$  bekannt, so kann der Beiwert  $f_{\varphi}$  zur Abminderung der Verschiebung im Gebrauchszustand  $s_G$  explizit ermittelt werden. Hierzu sind folgende Rechenschritte nötig.

1. Ermittlung der Mobilisierungskurven sowohl unter Ansatz des reduzierten Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{red}}$ , mit dem anschließend die Berechnung durchgeführt werden soll, als auch unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$
2. Bestimmung der Verschiebung  $s_{\text{real}}$  unter Ansatz von  $\varphi'_{\text{real}}$ , bei der  $0,5K_{\text{ph,red}}$  erreicht ist. Hierzu kann Gleichung ( 10.1 ) verwendet werden.
3. Berechnung des Faktors  $f_{\varphi} = s_{\text{real}}/s_{G,\text{red}}$

Anschließend kann die Berechnung unter Ansatz des reduzierten Reibungswinkels und unter Ansatz des korrigierten Mobilisierungsansatzes, wie in Kapitel 10.2.1 beschrieben, durchgeführt werden.

## 10.3 Anwendung des Korrekturvorschlages

Zur Überprüfung wird der Korrekturvorschlag zunächst auf die Fallbeispiele des Kapitels 9 angewendet. In Bild 10.6 sind die Mobilisierungskurven für die in Kapitel 9 untersuchten Fallbeispiele mit den jeweiligen wirklichkeitsnahen Reibungswinkeln  $\varphi'_{\text{real}}$ , den Reibungswinkeln aus dem geotechnischen Bericht  $\varphi'_{\text{red}}$  und dem Korrekturvorschlag unter Anwendung des Vorschlages für  $f_{\varphi}$  aus Tabelle 10.4 dargestellt. Man kann erkennen, dass für die Fallbeispiele Hamburg U4, VS3 und Baugrube Spreedreieck Berlin, Bild 10.6 a) und b), die korrigierte Mobilisierungskurve exakt auf der Mobilisierungskurve liegt, welche mit dem tatsächlichen Reibungswinkel ermittelt wurde. Das bedeutet, die mit dem korrigierten Mobilisierungsansatz und reduziertem Reibungswinkel berechneten Wandverschiebungen stimmen mit denen in den Kapiteln 9.2.3 und 9.4.3 überein. Da die Abweichung zwischen wirksamen Reibungswinkel und reduziertem Reibungswinkel aus dem geotechnischen Gutachten bei dem Fallbeispiel Baugrube Desy, Hamburg sehr groß ist, liegt die korrigierte Mobilisierungskurve in diesem Fall nicht exakt auf der Kurve mit dem wirksamen Reibungswinkel. Die Steigung der Kurve wird mit dem korrigierten Ansatz sehr gut wiedergegeben, jedoch ist der Erddruck aus Vorbelastung in diesem Fall für den wirksamen Reibungswinkel deutlich größer. Das bedeutet, dass zwar der Bettungsmodul  $k_{\text{sh}}$  sehr gut mit dem korrigierten Mobilisierungsansatz berechnet werden kann, die berechneten Wandverschiebungen jedoch durch den Ansatz eines kleineren  $E_v$  trotzdem nicht den Werten aus 9.5.3 entsprechen.

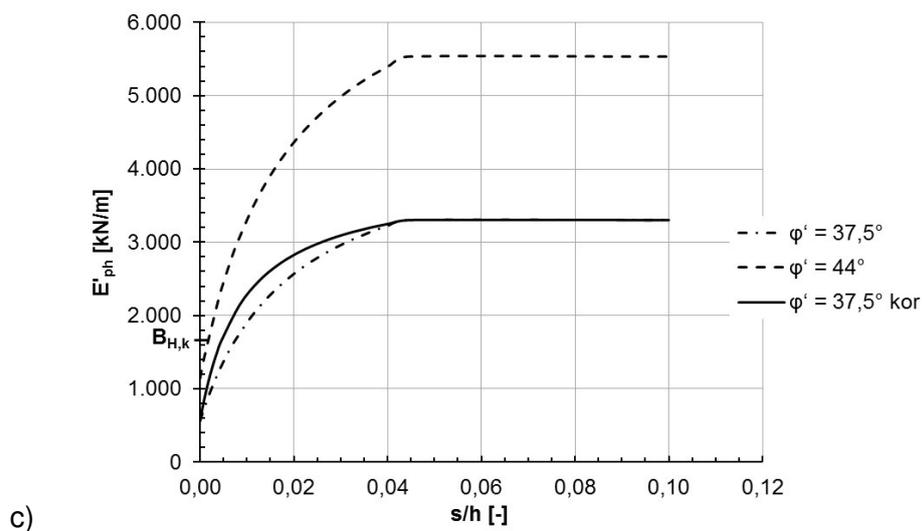
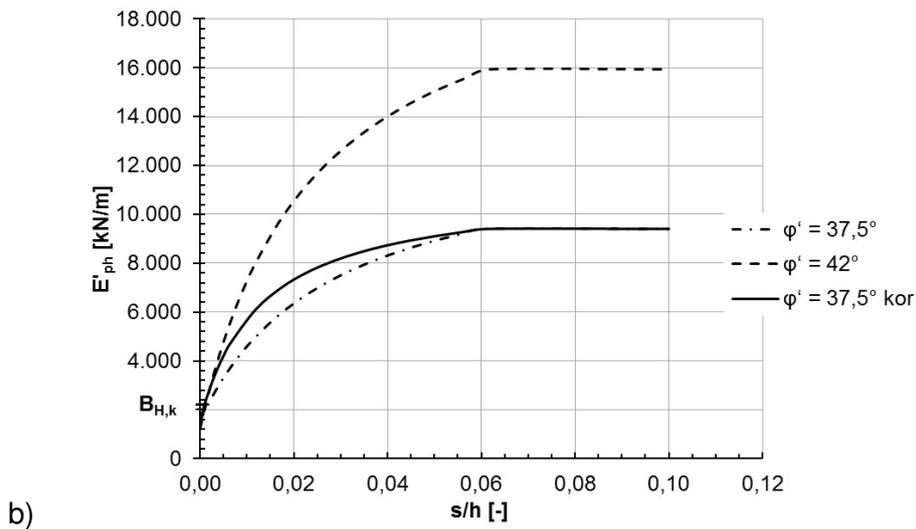
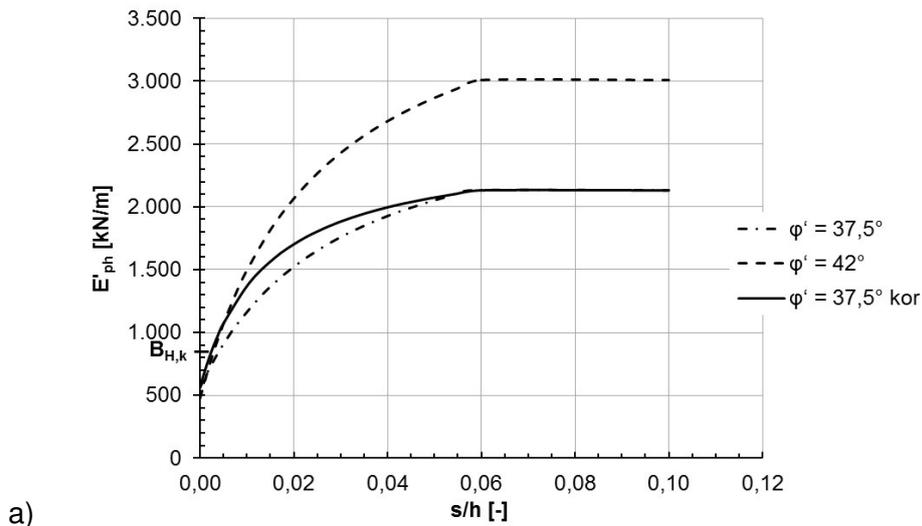


Bild 10.6: Mobilisierungskurven nach Besler einschließlich Korrekturvorschlag für  
 a) Fallbeispiel Hamburg U4, VS3; b) Fallbeispiel Baugrube Spreedreieck, Schnitt I2; c)  
 Fallbeispiel Baugrube Desy, Hamburg

Wäre in diesem Fall der wirklichkeitsnahe Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}} = 44^\circ$  bekannt, könnte entsprechend dem in Kapitel 10.2.2 beschriebenen Vorgehen der wirklichkeitsnahe Faktor  $f_\varphi$  bestimmt werden zu:

$$f_\varphi = \frac{s_{\text{real}}}{s_{\text{Gv,red}}} = \frac{0,015}{0,04} = 0,37$$

Man erkennt, dass der Korrekturwert, der sich unter Ansatz der vorliegenden Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}} = 44^\circ$  ergibt, deutlich geringer ist, als der in Tabelle 10.4 empfohlene Faktor  $f_\varphi$ . Setzt man diesen Wert für  $f_\varphi$  in Gleichung ( 10.2 ) ein und berechnet für  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$  die korrigierte Mobilisierungskurve, so erhält man die in Bild 10.7 dargestellte Mobilisierungskurve. Die korrigierte Mobilisierungskurve liegt im Anfangsbereich fast exakt auf der Mobilisierungskurve, die sich unter Ansatz von  $\varphi'_{\text{real}}$  ergibt. Bei Verwendung dieser korrigierten Mobilisierungskurve würden nur minimal größere Wandverschiebungen als unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{real}}$  berechnet werden.

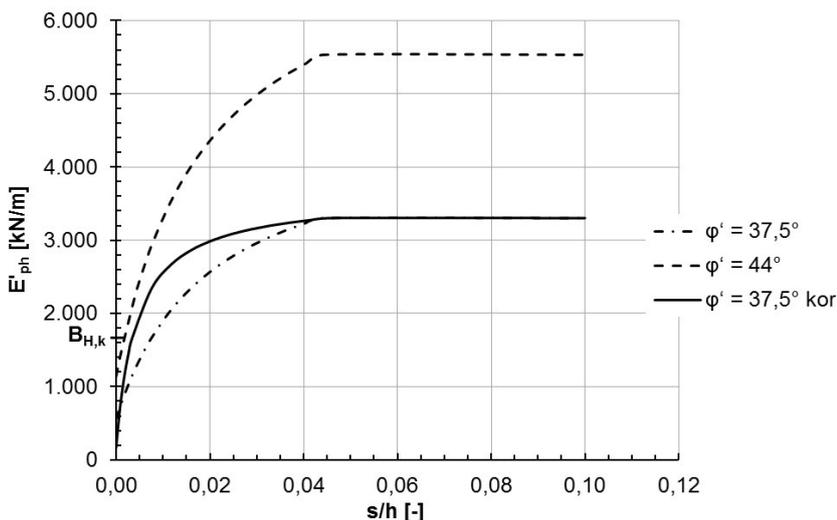


Bild 10.7: Mobilisierungskurven nach Besler einschließlich Korrekturvorschlag für das Fallbeispiel Baugrube Desy, Hamburg mit wirklichkeitsnahem  $f_\varphi = 0,37$

## 10.4 Zusammenfassung

Für die Praxis werden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen empfohlen.

Fall 1: Es liegen keine Angaben zum wirklichkeitsnahen Reibungswinkel im Sinne eines Mittelwertes  $\varphi'_{\text{real}}$ , zum Beispiel aus Drucksondierungen, vor. In diesem Fall wird zur Prognose von Wandverschiebungen die Anwendung des Mobilisierungsansatzes von Besler unter

Korrektur der Verschiebung  $s_G$  mit dem auf Basis der Untersuchungen in dieser Arbeit ermittelten Korrekturfaktor  $f_\varphi$  aus Tabelle 10.4 empfohlen.

Fall 2: Es liegen Angaben zum wirklichkeitsnahen Reibungswinkel im Sinne eines Mittelwertes  $\varphi'_{\text{real}}$ , zum Beispiel aus Drucksondierungen, vor. In diesem Fall wird die Ermittlung des Korrekturfaktors  $f_\varphi$  auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktionen von  $\varphi_{\text{red}}$  und  $\varphi_{\text{real}}$ , wie in Kapitel 10.2.2 beschrieben, empfohlen.

Unter Verwendung dieser Korrektur ist es möglich die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen, ohne das Sicherheitsniveau zu reduzieren oder an Genauigkeit der Prognose der Wandverschiebungen einzubüßen.

## 11. Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens auf der Grundlage von Mobilisierungsfunktionen sind in der Praxis große Unterschiede zwischen prognostizierten und gemessenen Wandverschiebungen aufgetreten.

In der vorliegenden Arbeit werden mögliche Fehlerquellen bei der Anwendung von Mobilisierungsfunktionen für die Prognose von Wandverschiebungen untersucht. Es werden folgende mögliche Fehlerquellen vermutet:

1. Die Mobilisierungskurven können das Mobilisierungsverhalten des Bodens grundsätzlich nicht wirklichkeitsgetreu wiedergeben.
2. Die Vorbelastung wird durch die Empfehlung in der 4. Auflage der EAB nicht korrekt berücksichtigt.
3. Der Reibungswinkel, der die Mobilisierungskurve maßgeblich beeinflusst, wird nicht wirklichkeitsgetreu, d.h. zu niedrig, angesetzt.

Zur Identifizierung der tatsächlichen Fehlerquelle wird zunächst ein numerisches Modell aufgestellt, welches an den Erddruckversuchen, die Bartl an der TU Dresden durchgeführt hat, validiert und kalibriert wird, so dass ein tatsächliches Prognosemodell für die Mobilisierung des passiven Erddrucks vorliegt. Mit diesem Prognosemodell werden numerische Berechnungen mit dem Programm Plaxis und dem Stoffmodell „Hardening Soil“ für die drei Grundwandbewegungsarten Parallelverschiebung, Drehung um den Fußpunkt und Drehung um den Kopfpunkt für drei beispielhafte Lagerungsdichten dicht, mitteldicht und locker ( $I_D \sim 0,8$ ;  $I_D \sim 0,5$  und  $I_D \sim 0,2$ ) durchgeführt. Anhand des Vergleichs der FE-Ergebnisse mit den Messergebnissen von Bartl kann festgestellt werden, dass sich die FE-Methode unter Anwendung des Stoffmodells „Hardening Soil“ sehr gut für die Abbildung des Mobilisierungsverhaltens des passiven Erddrucks eignet. Es können Schwachstellen des Stoffmodells identifiziert werden, welche jedoch für die vorliegende Aufgabenstellung nicht relevant sind.

Im nächsten Schritt werden diese numerischen Berechnungen und die Messergebnisse von Bartl dazu verwendet, die Eignung verschiedener Mobilisierungsansätze zu prüfen. Hier werden die Mobilisierungsansätze von Bartl [5], siehe DIN 4085: 2011-05 [69], von Besler [6] und von Vogt [56] untersucht. Es zeigt sich, dass alle drei Mobilisierungsansätze im Gebrauchszustand gleichermaßen zufriedenstellend die Messergebnisse von Bartl und die eigenen FE-Ergebnisse wiedergeben. Defizite sind bei den Mobilisierungsansätzen von Besler und Vogt bei der Drehung der Wand um den Kopfpunkt zu erkennen. Jedoch tritt diese Wandbewegungsart in der Praxis sehr selten auf. Die Anwendung der Mobilisierungsansätze von Besler und Vogt kann somit für die Praxis in der Regel trotzdem empfohlen werden.

Auf diesen Ergebnissen aufbauend wird untersucht, ob die Vorbelastung bei den Mobilisierungsansätzen korrekt berücksichtigt wird. Durch die zuvor nachgewiesene Eignung des FE-Modells zur Simulation der Mobilisierung des passiven Erddrucks kann dieses Modell, unter Erweiterung um eine Vorbelastung des Bodens, für diese Fragestellung erneut verwendet werden. Die hieraus resultierenden FE-Ergebnisse werden zum Vergleich mit Mobilisierungsansätzen, bei denen eine Vorbelastung des Bodens berücksichtigt werden kann, herangezogen. Es werden die Mobilisierungsansätze von Besler und die Erweiterung des Mobilisierungsansatzes von Vogt durch Pelz verwendet. Hiermit stehen zwei Mobilisierungsansätze zur Verfügung, mit denen die Vorbelastung des Bodens auf zwei unterschiedliche Arten berücksichtigt werden kann. Es zeigt sich, dass die Spannung im Ausgangsspannungszustand bei vorbelasteten Böden in der FE-Berechnung fast exakt der Empfehlung von Weißenbach/Gollub entspricht. Sowohl die Empfehlung in der EAB als auch Besler greifen bei der Berücksichtigung der Vorbelastung auf diesen Ansatz zurück. Auch das Mobilisierungsverhalten eines vorbelasteten Bodens als Ganzes wird vom Mobilisierungsansatz von Besler im Gebrauchszustand gut simuliert. Die Art der Berücksichtigung der Vorbelastung der EAB kann somit als Fehlerquelle bei der Prognose von Wandverschiebungen ausgeschlossen werden.

Im dritten Teil der Arbeit wird untersucht, ob der Reibungswinkel, der üblicherweise zum Nachweis der Tragfähigkeit verwendet wird, als Fehlerquelle für die Abweichung zwischen Messergebnissen und berechneten Wandverschiebungen identifiziert werden kann. Hierzu werden zunächst unterschiedliche Möglichkeiten der Herangehensweise zur Bestimmung des Reibungswinkels anhand des „Dresdner Sandes 98“ untersucht, um die Eignung dieser Methoden beurteilen zu können. Anschließend werden die Methoden, die sich als geeignet zur Bestimmung des wirklichkeitsnahen Reibungswinkels herausstellen, auf ausgewählte Fallbeispiele von Brand et al. angewandt und die so ermittelten Reibungswinkel, mit den in den Vergleichsrechnungen von Brand et al. verwendeten, gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die wirklichkeitsnahen Reibungswinkel deutlich oberhalb der in den geotechnischen Gutachten angegebenen Werte liegen. Unter Anwendung dieser wirklichkeitsnahen Reibungswinkel werden auf der Grundlage des Mobilisierungsansatzes von Besler für die ausgewählten Fallbeispiele von Brand et al. die Wandfußverschiebungen berechnet und mit den Messergebnissen verglichen. Hierdurch kann eine deutliche Verbesserung der Übereinstimmung zwischen prognostizierten und gemessenen Wandverschiebungen erzielt werden. Bei der Wahl des Reibungswinkels handelt es sich somit um eine wesentliche Fehlerquelle bei der Prognose von Wandverschiebungen.

Da in der Praxis meistens nur ein reduzierter Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{red}}$  vorliegt, dessen Ansatz für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegt und somit für diese Nachweise durchaus angebracht ist, wird in dieser Arbeit ein Korrekturvorschlag des Mobilisierungsansatz-

zes von Besler erarbeitet, bei dem der Unterschied zwischen den Mobilisierungskurven mit  $\varphi'_{\text{red}}$  und mit wirklichkeitsnahem Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{real}}$  berücksichtigt werden kann. Hierzu wird ein Korrekturfaktor ( $f_{\varphi}$ ) für die Grenzverschiebungen  $s_G$  eingeführt, durch den die Mobilisierungskurve unter Ansatz eines reduzierten Reibungswinkels  $\varphi'_{\text{red}}$  im Anfangsbereich versteift wird. Dieser Korrekturfaktor kann für die Praxis einer Empfehlung entnommen werden, die einen mittleren Unterschied zwischen  $\varphi_{\text{red}}$  und  $\varphi_{\text{real}}$  auf der Grundlage der eigenen Untersuchungen berücksichtigt. Liegt jedoch ein wirklichkeitsnaher Reibungswinkel  $\varphi_{\text{real}}$  vor, so kann dieser Korrekturfaktor auch direkt ermittelt werden.

Es handelt sich bei dem eingeführten Faktor lediglich um einen wesentlichen Einflussfaktor auf die prognostizierten Wandverschiebungen. Eine exakte Berechnung der prognostizierten Wandverschiebungen ist unter Umständen trotz der Anpassung des Mobilisierungsansatzes noch nicht möglich. Bei der Berechnung der Fallbeispiele zeigt sich zum Beispiel, dass die Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Reibungswinkels auf der Einwirkungsseite ebenfalls sinnvoll ist, um die Wandverschiebungen möglichst genau zu prognostizieren. Außerdem stößt der Korrekturvorschlag bei großer Vorbelastung des Bodens im Einbindebereich an seine Grenzen. Für die üblicherweise in der Praxis auftretende Vorbelastungen ist der Korrekturvorschlag allerdings ausreichend.

Die Berechnungen der in Kapitel 9 behandelten Fallbeispiele können verfeinert werden, indem auf einen lokalen Bettungsansatz unter Berücksichtigung des Korrekturvorschlags zurückgegriffen wird.

Forschungsbedarf besteht bei der Berücksichtigung von herstellbedingten Wandverformungen, welchen einen großen Einfluss auf die endgültigen Wandverformungen haben können. Hierzu sei zum Beispiel auf Untersuchungen von Hettler und Triantafyllidis [29] und Hettler und Borchert [26] verwiesen.

### Literatur

- [1] *Abdel-Rahman, K.*: Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau. Universität Dortmund, Heft 23, 1999.
- [2] *Achmus, M., Abdel-Rahmen, K., Peralta, P.*: Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen. Pfahlsymposium, Braunschweig, Heft 80, 2005.
- [3] *Akdag, C. T., Özden, G., Stopper, J.*: Nichtlineare p-y-Beziehung von Stahlbetonpfählen und stahlfaserverstärkten Stahlbetonpfählen in mitteldichtem Sand. Bautechnik 91, Heft 9, 2014, S. 609–621.
- [4] *Andres, F.*: Beanspruchung vertikaler Pfähle unter Horizontalschub. Schweizer Bauzeitung 84 47, 1966, S. 826–830.
- [5] *Bartl, U.*: Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden. Institut für Geotechnik. Technische Universität Dresden, Heft 12, 2004.
- [6] *Besler, D.*: Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau. Universität Dortmund, Heft 22, 1998.
- [7] *Brand, T.*: Erfahrungen bei der Berechnung und Messung von Verbauwandverformungen tiefer Trogbaugruben. Mitteilungen / Vorträge zum Ohde Kolloquium Institute für Geotechnik. Technische Universität Dresden, Heft 16, 2009.
- [8] *Brand, T., Bastian, D.*: Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung und Messung von Verbauwandverformungen tiefer Trogbaugruben. Veröffentlichung des 7. Kolloquiums Bauen in Boden und Fels. Technische Akademie Esslingen, 2010.
- [9] *Brand, T., Bastian, D., Hillmann, S.*: Die Berechnung von Baugruben mit dem Bettungsmodulverfahren nach EB 102. Bautechnik 88, Heft 10, 2011, S. 694–706.
- [10] *Brand, T., Grothe, J.*: Aktuelle Erkenntnisse bei der Ausführung von Trogbaugruben mit Dichtsohlen in Berlin. Vorträge zum 3. Hans Lorenz Symposium. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, Heft 41, 2007.
- [11] *Brinkgreve, R.*: Plaxis Benutzerhandbuch. Version 8. Niederlande, 2003.
- [12] *Brinkgreve, R., Al-Khoury, R.*: PLAXIS: Version 8. Benutzerhandbuch: PLAXIS. Delft, 2003.

- [13] *Christian, J. T., Hagmann, A. J., Marr, W. A.*: Incremental Plasticity Analysis of Frictional Soils. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 1, 1977, S. 343–375.
- [14] *Christow, C. K.*: Zur Berechnung von im Boden eingespannten Pfählen und Wänden nach Prof. Snitko. Die Bautechnik 43, 45 3, 6, 4, 1966, 1968, S. 83–90, 196–199, 143–144.
- [15] *Cox, W. R., Reese, L. C., Grubbs, B. R.*: Field Testing of Laterally Loaded Piles In Sand. Proceedings of the VI annual Offshore Technology Conference, Dallas, 1974.
- [16] *Danne, S.*: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Sand bei monotoner und niederzyklischer Beanspruchung. Lehrstuhl Baugrund-Grundbau. TU-Dortmund, unveröffentlicht.
- [17] *Engel, J.*: Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Kennwerte. Mitteilung - Institut für Geotechnik. TU Dresden, Heft 10, 2002.
- [18] *Franke, D.*: Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung. Habilitationsschrift (Dissertation B). TU Dresden, Heft 1, 1983.
- [19] *Goldscheider, M.*: True triaxial tests on dense sand. , in Gudehus, Darve & Vardoulakis, eds, 1982, S. 11–54. Darve & Vardoulakis.
- [20] *Gudehus, G.*: Bodenmechanik: Enke Verlag. Stuttgart, 1981.
- [21] *Gutberlet, C.*: Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund - Experimente und Numerik: Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik. Darmstadt 78, 2008.
- [22] *Herle, I., Mašín, D.*: Einfluss von bodenmechanischen Aspekten auf numerische Ergebnisse. In Proc. FEM in der Geotechnik (Qualität, Prüfung, Fallbeispiele), J. Grabe (Ed.). Veröffentlichung des Arbeitsbereichs Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg 10, 2005, S. 53–66.
- [23] *Hettler, A.*: Empfehlung EB 102 des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens. Bautechnik 88, Heft 9, 2011, S. 640–645.
- [24] *Hettler, A.*: Gründung von Hochbauten, Ernst und Sohn, 2000.
- [25] *Hettler, A., Besler, D.*: Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand. Bautechnik 78, Heft 2, 2001, S. 89–100.
- [26] *Hettler, A., Borchert, K.-M.*: Herstellungsbedingte Verformungen bei tiefen Baugruben: DGGT Baugrundtagung 2010 in München, 2010.
- [27] *Hettler, A., Maier, T.*: Verschiebungen des Bodenaufagers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von Besler. Bautechnik 81, Heft 5, 2004, S. 323–336.

- [28] *Hettler, A., Schanz, T.*: Zur Anwendung der Finite-Elemente Methode bei Baugrubenwänden. Bautechnik 85, Heft 9, 2008, S. 603–615.
- [29] *Hettler, A., Triantafyllidis, T.*: Deformations of deep excavation walls by construction processes. ICSMGE Tagung (DGGT) Alexandria, 5.9. - 9.9.09.
- [30] *Hettler, A., Vega-Ortiz, S., Gutjahr, S.*: Nichtlinearer Bettungsansatz von Besler bei Baugrubenwänden. Bautechnik 82, Heft 9, 2005, S. 593–604.
- [31] *Hoffmann, J., Mittag, J., Armbruster, R.*: Spreedreieck - Planung und Bau einer innerstädtischen Baugrube mit komplexen geologischen Randbedingungen und Verformungsansforderungen. DGGT Baugrundtagung Dortmund 2008.
- [32] *Kartendaten © 2015 GeoBasis-DE/BKG (© 2009), Google.*
- [33] *Kirsch, F., Richter, T., Coronel, M.*: Geotechnische Aspekte bei der Gründungsbemessung von Offshore-Windenergieanlagen auf Monopfählen mit sehr großen Durchmesser. Stahlbau 83, Heft 1, 2014, S. 61–67.
- [34] *Laumans, Q.*: Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearem Stoffverhalten des Bodens. Mitteilung Baugrundinstitut Stuttgart, Heft 7, 1977.
- [35] *Mao, P.*: Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16, 1993.
- [36] *Mayer, L.*: Aufnahme von Momenten und Horizontalkräften durch im Boden elastisch eingespannte Pfähle. Beton- und Stahlbetonbau 64, Heft 2, 1969, S. 47–52.
- [37] *Nakai, T.*: Finite Element Computations for Active and Passive Earth Pressure Problems of Retaining Walls. Soils and Foundations 25, Heft 3, 1985, S. 98–112.
- [38] *Nenzda, H.*: Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken. Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau 8, 1973, S. 698–702.
- [39] *Ohde, J.*: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Bauingenieur (20), 1939, S. 451–459.
- [40] *Ohde, J.*: Grundbaumechanik. 27. Auflage: Hütte Band III, 1951.
- [41] *Pelz, G.*: Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden. Lehrstuhl Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau. TU München, Heft 48, 2011.
- [42] *PLAXIS: Material Models Manual, 2012.*

- 
- [43] *PLAXIS: Reference Manual*, 2012.
- [44] *Pregl, O.*: Handbuch der Geotechnik. Band 8: Verformbarkeit und Scherfestigkeit von Gesteinen. 3. Aufl. Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur. Wien, 1998.
- [45] *Pregl, O.*: Handbuch der Geotechnik - Band 16 (Bemessung von Stützbauwerken): Univ. für Bodenkultur. Wien, 2000.
- [46] *Probst, L.*: Mobilisierung des passiven Erddrucks von locker und mitteldicht gelagertem Dresdner Sand mit dem Stoffgesetz Hardening Soil. Bachelorarbeit Lehrstuhl Baugrund-Grundbau. TU-Dortmund, August 2011 (unveröffentlicht).
- [47] *Reese, L. C., Cox, W. R., Koop, F.*: Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Paper No. OTC2089, P. 473-484. Dallas, Texas, 1974.
- [48] *Rifaat, J.*: Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitteilungen Institut für Baustatik. ETH Zürich, Heft 5. Leemann, 1935.
- [49] *Schanz, T.*: Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4. Geotechnik 29, 2006, S. 13–27.
- [50] *Schanz, T.*: Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien: IGS. Stuttgart 45, 1998.
- [51] *Schanz, T., Vermeer, P. A.*: On the stiffness of sands. Special issue on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials. Géotechnique 1998, S. 383–387.
- [52] *Sherif, G.*: Elastisch eingespannte Bauwerke. Elastically fixed structures : Taf. z. Berechnung nach d. Bettungsmodulverfahren mit variablen Bettungsmoduli: Ernst & Sohn. Berlin, 1974.
- [53] *Smoltczyk, U.*: Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund. Der Bauingenieur 38, Heft 10, 1963, S. 388–396.
- [54] *Tasan, H. E.*: Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. Dissertation Fakultät VI - Planen, Bauen und Umwelt. Technischen Universität Berlin, 2011.
- [55] *Titze, E.*: Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen. Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaues und der Baugrundforschung 14, 1943. Ernst & Sohn, Berlin.

- [56] *Vogt, N.*: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 22, 1984.
- [57] *Weiß, U.*: Baugrunduntersuchungen im Feld: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen: Ernst & Sohn, S. 47–86, 1995.
- [58] *Weißbach, A.*: Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau. Universität Dortmund, Heft 3, 1991.
- [59] *Weißbach, A., Gollub, P.*: Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ort betonwände bei Baugruben in Sandboden mit tiefliegender Injektionssohle, hohem Wasserüberdruck und großer Bauwerkslast. Bautechnik 72, Heft 12, 1995, S. 780–799. Ernst und Sohn.
- [60] *Weißbach, A., Hettler, A.*: Baugruben. 2. Auflage. Berechnungsverfahren: Ernst & Sohn. Berlin, 2011.
- [61] *Werner, H.*: Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle. Beton- und Stahlbetonbau 65, Heft 2, 1970, S. 39–43.
- [62] *Wiemann, J., Lesny, K., Richwien, W.*: Evaluation of Pile Diameter Effects on Soil-Pile stiffness, proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DE-WEK). Wilhelmshaven, 2004.
- [63] *Wölfer, K.-H.*: Elastisch gebettete Balken und Platten, Zylinderschalen. 4. durchgesehene und erweiterte Auflage. Zahlentafeln für Momenten- Querkraft- und Bodenpressungsflächen nach dem Bettungsmodulverfahren: Bauverlag. Wiesbaden, 1978.
- [64] *Ziegler, M.*: Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik. Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 101, 1987.

## Normen und sonstige Regelwerke

- [65] *API (American Petroleum Institute)*: Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms. 21. Working stress design: American Petroleum Institute. Washington, D.C, 2002.
- [66] *Germanischer Lloyd*: Rules and Regulations, Offshore Wind Energy Converters. Hamburg, Germany, 2005.
- [67] DIN 1055-2, 2010-11: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen: Beuth Verlag. Berlin.

- [68] DIN 4014, 1990-03: Bohrpfähle - Herstellung, Bemessung und Tragverhalten: Beuth Verlag. Berlin.
- [69] DIN 4085, 2011-05: Baugrund - Berechnung des Erddrucks: Beuth Verlag. Berlin.
- [70] DIN 4094-1, 2002-06: Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen: Beuth Verlag. Berlin.
- [71] DIN 18122, 1997-07: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen): Beuth Verlag. Berlin.
- [72] DIN 18124, 2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer: Beuth Verlag. Berlin.
- [73] DIN 18126, 1996-11: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung: Beuth Verlag. Berlin.
- [74] DIN 18196, 2011-05: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke: Beuth Verlag. Berlin.
- [75] DIN EN ISO 19902, Januar 2014: Erdöl- und Erdgasindustrie- Gegründete Stahlplattformen: Beuth.
- [76] EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben". 3. Aufl: Ernst & Sohn. Berlin, 1994.
- [77] EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben". 4. Aufl: Ernst & Sohn. Berlin, 2006.
- [78] EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben". 5. Aufl: Ernst & Sohn. Berlin, 2012.
- [79] EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen. 8 Aufl.: Ernst & Sohn. Berlin, 1990.
- [80] *Meißner, H.*: Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Geotechnik 14, 1991, S. 1–10.

## **Projektspezifische Unterlagen, unveröffentlicht**

- [81] *Bastian, D., Brand, T., Dannenmann, C.*: Vergleichende Untersuchungen zum Bettungsmodulverfahren nach EB 102 (für den Arbeitskreis Baugruben, unveröffentlicht), 21.09.2009.
- [82] *Bastian, D., Brand, T., Hillmann, S.*: Vergleichende Untersuchungen zum Bettungsmodulverfahren nach EB 102 (für den Arbeitskreis Baugruben, unveröffentlicht), 10.02.2009.
- [83] *Brand, T., Bastian, D., Storz, T.*: Ergebnisse Vergleichsrechnungen mit neuen Tabellenwerten nach EB 102 (für den Arbeitskreis Baugruben, unveröffentlicht), 2010.

## Literatur

---

- [84] *Geo- und Umwelttechnik Ingenieur-Gesellschaft MBH*: BV Erweiterung Heinemannspeicher Hafencity Hamburg. Geotechnisches Gutachten Teil s (vollständige Version), Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung, S. 1-21, Anlagen 1-8.
- [85] *Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR*: Desy, XFEL-Röntgenlaser von Hamburg-Bahrenfeld nach Schenefeld. Baugrundgutachten mit geotechnischen Bemessungsangaben, 11. September 2006.
- [86] *Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR*: U4, Hafencity Ausfädlung Jungfernstieg. 1. Bericht: Geotechnisches hydrogeologisches Gutachten sowie Schadstoffbeurteilung, 27. September 2006.
- [87] *GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH*: Baugrundgutachten einschließlich Gründungsberatung sowie Empfehlungen zur Baugrubensicherung für das Bauvorhaben Geschäftshaus Spreadreieck. Berlin, 22.05.2006.
- [88] *GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH*: Ergänzendes Baugrundgutachten zu den Ergebnissen der Bohrung B 1 a/06 für das Bauvorhaben Geschäftshaus Spreadreieck. Berlin, 07.09.2006.

## Anhang A Numerische Simulation der Triaxialversuche mit den kalibrierten Stoffparametern

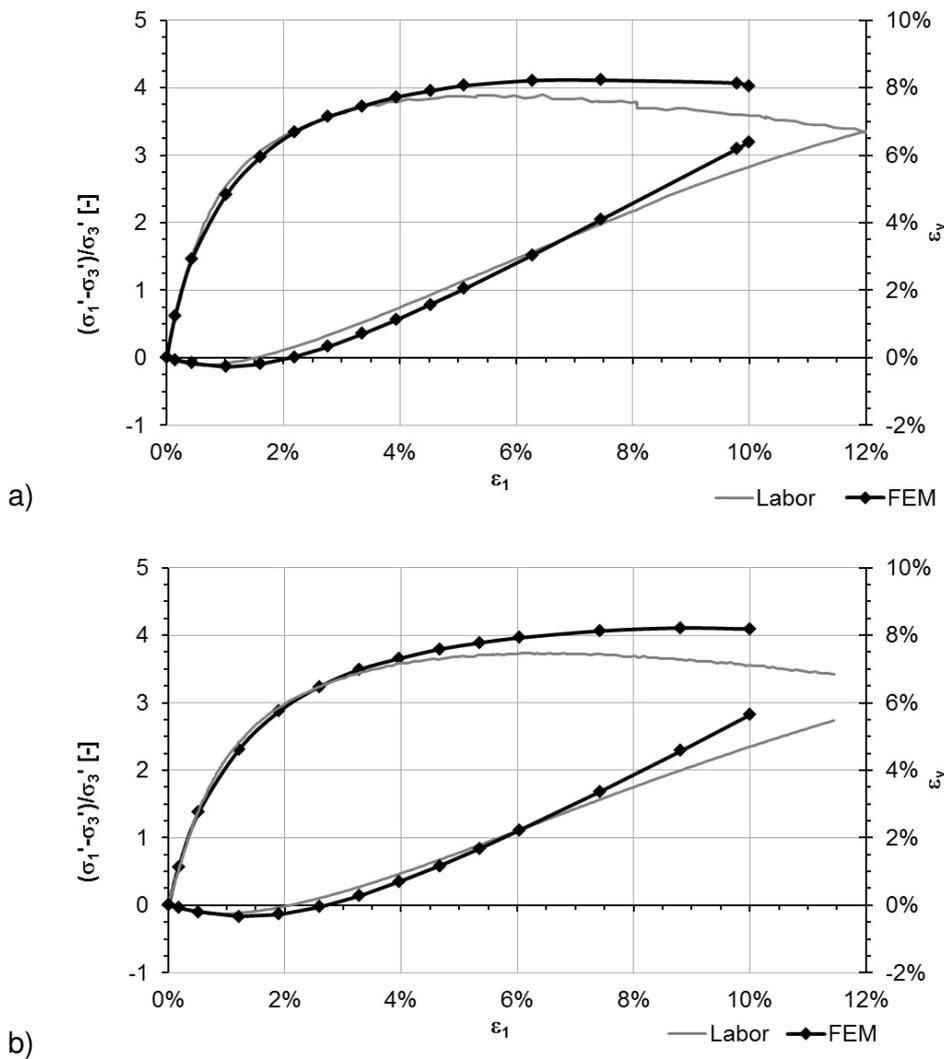


Bild A.1: Spannungs-Dehnungslinie, dicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $ID \sim 0,8$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern  
 a)  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

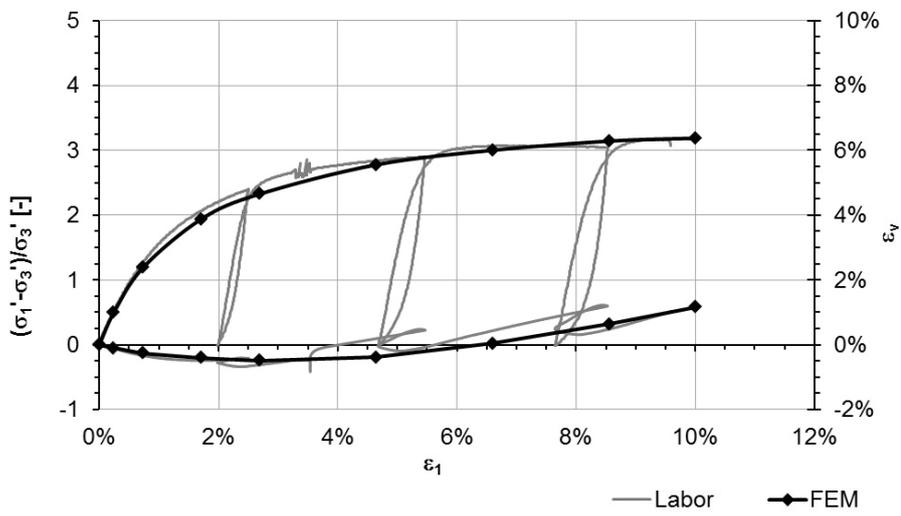
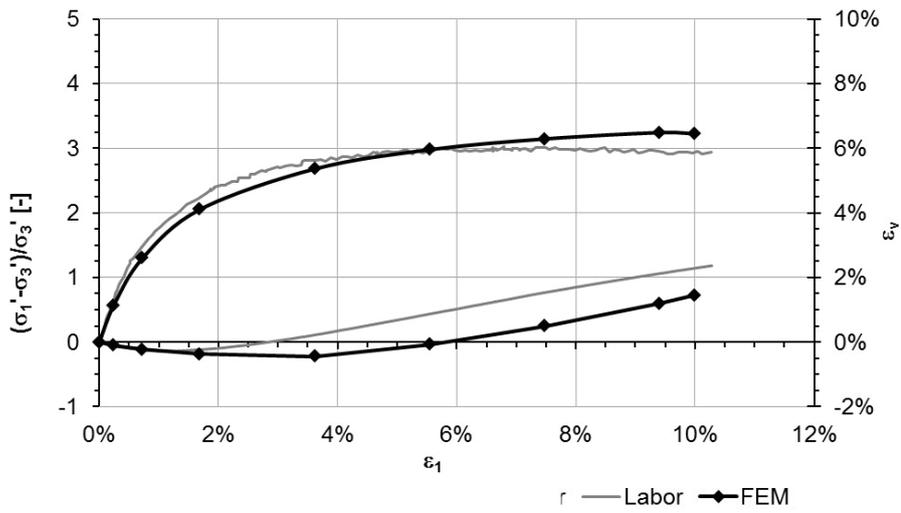


Bild A.2: Spannungs-Dehnungslinie, mitteldicht gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,5$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern  
 a)  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

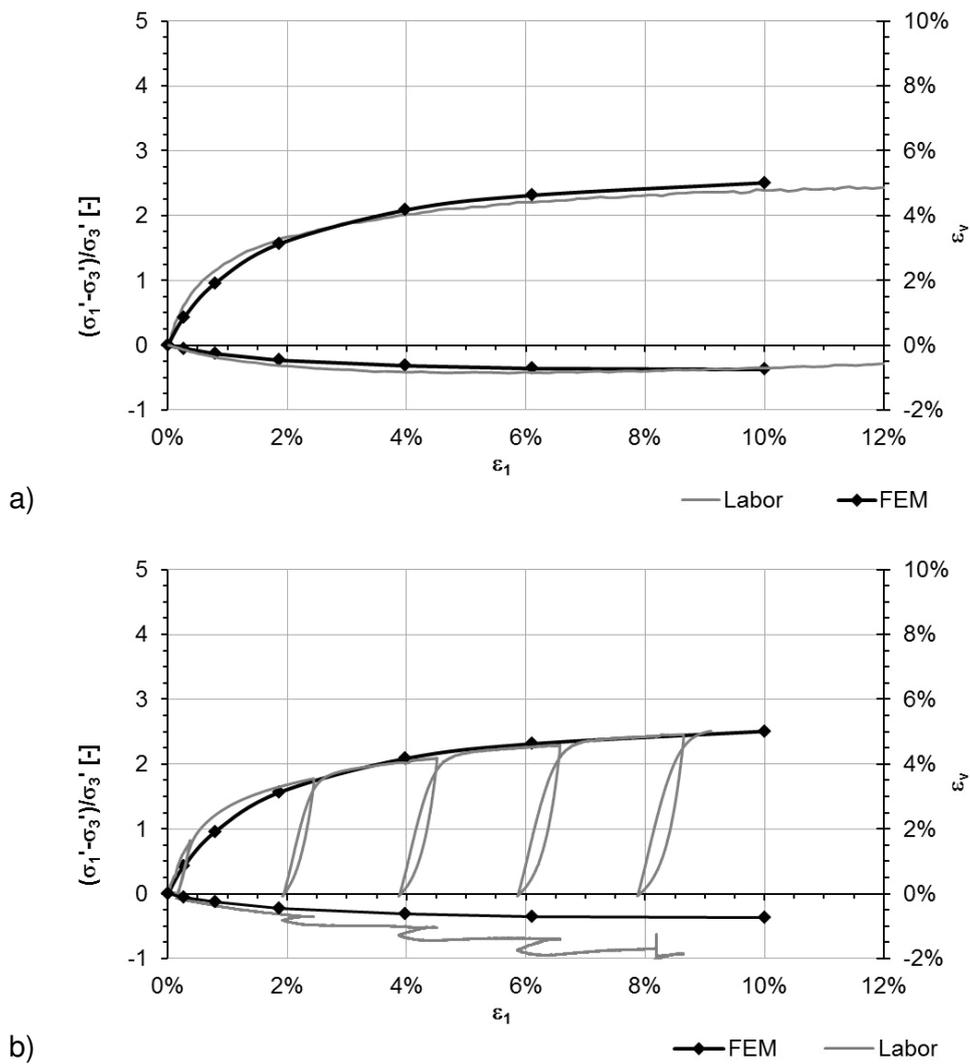


Bild A.3: Spannungs-Dehnungslinie, locker gelagerter „Dresdner Sand 98“ ( $I_D \sim 0,2$ ), Ergebnisse Laborversuch und FE-Berechnung mit optimierten Stoffparametern  
 a)  $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ , b)  $\sigma'_3 = 400 \text{ kN/m}^2$

## Anhang B Ergänzende Ergebnisse zu Kapitel 4

Parallelverschiebung:

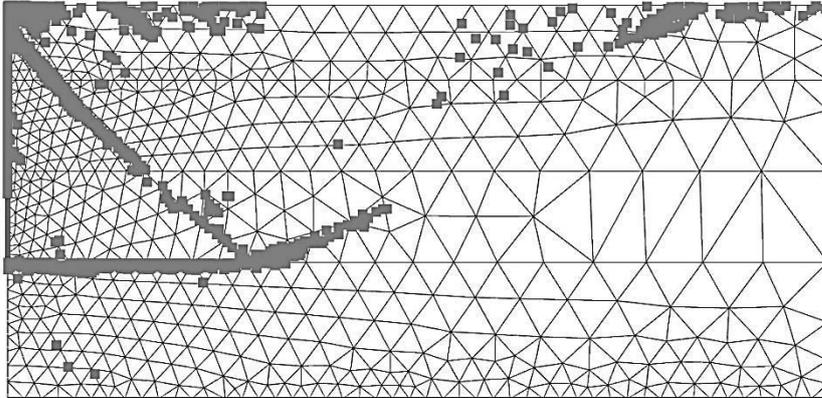


Bild B.1: failure points,  $s/h = 0,08$ , Parallelverschiebung,  $I_D \sim 0,5$

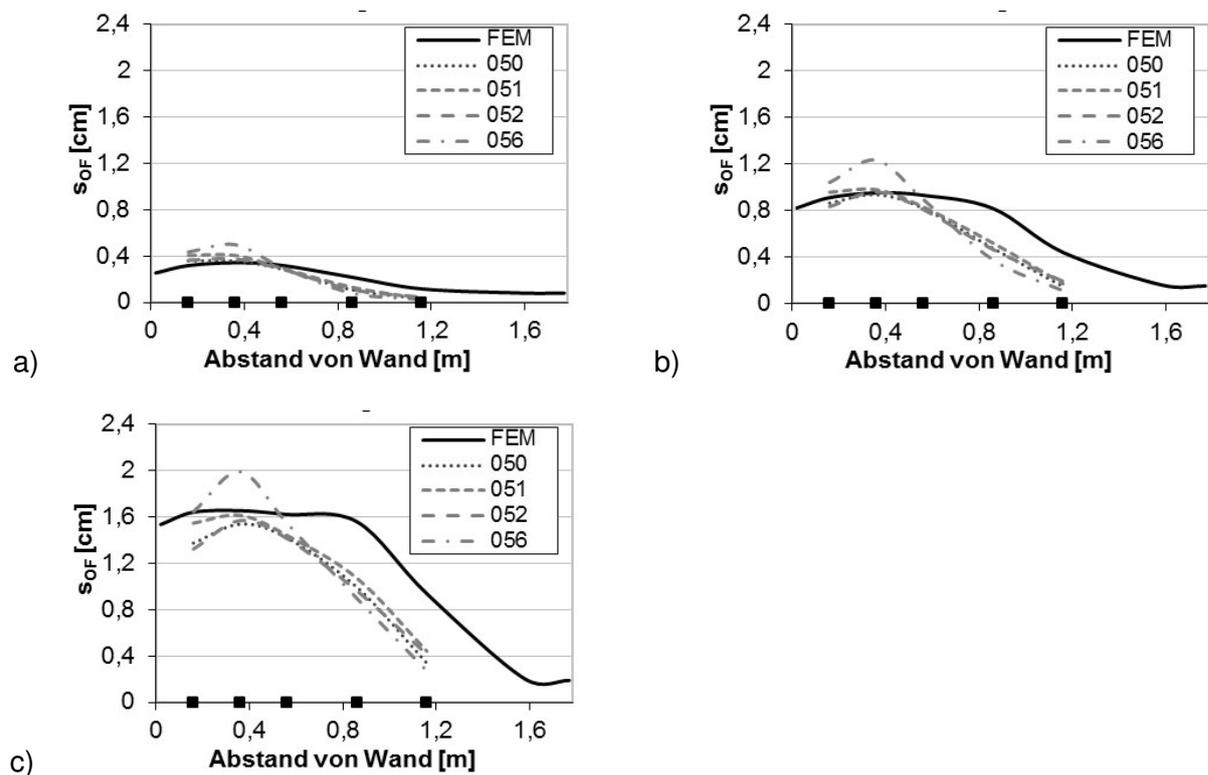


Bild B.2: Oberflächenverschiebung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5], a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

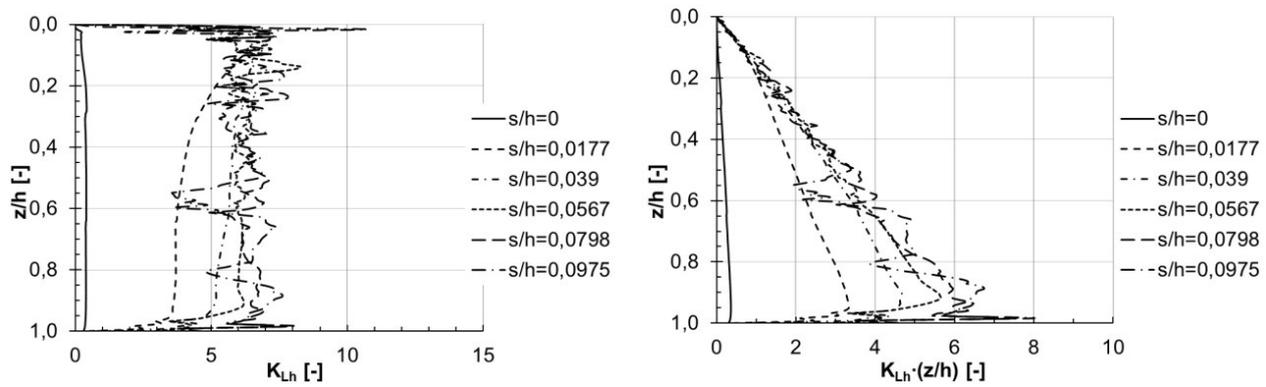


Bild B.3: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$

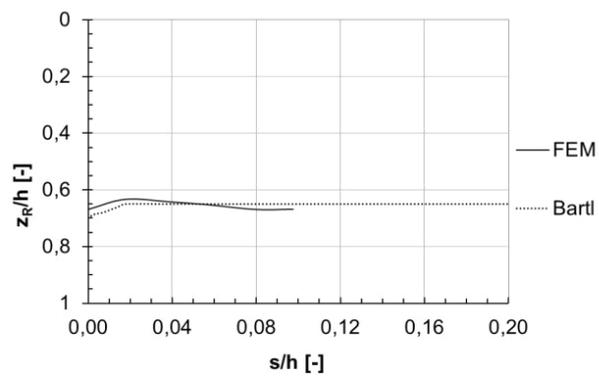


Bild B.4: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,5$

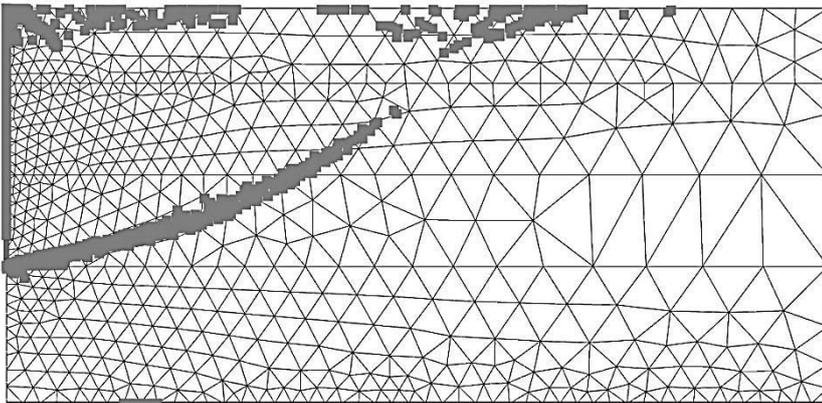


Bild B.5: failure points,  $s/h = 0,1$ , Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$

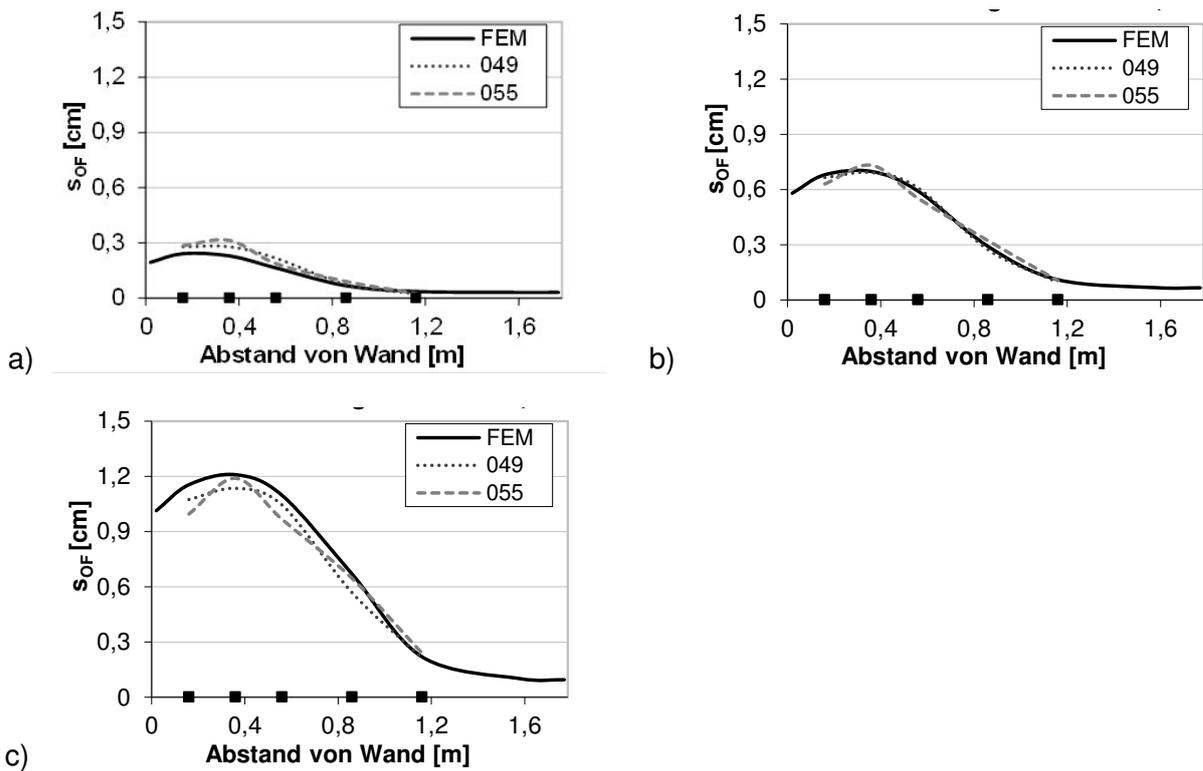


Bild B.6: Oberflächenverschiebung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5], a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

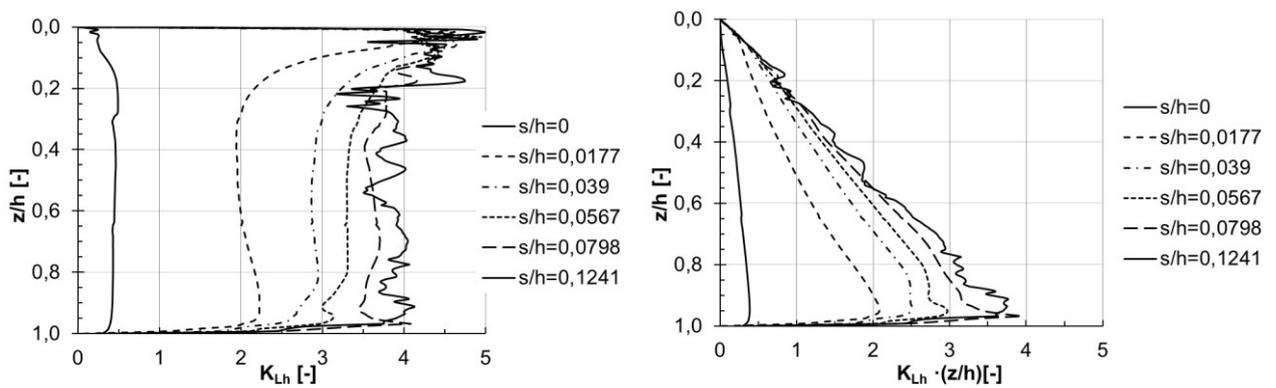


Bild B.7: Entwicklung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$

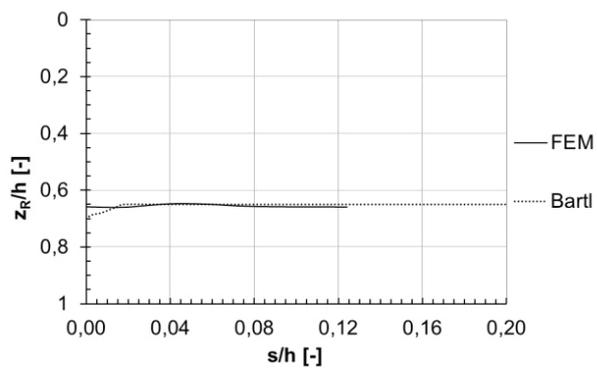


Bild B.8: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Parallelverschiebung,  $I_D = 0,2$

### Fußpunktdrehung:

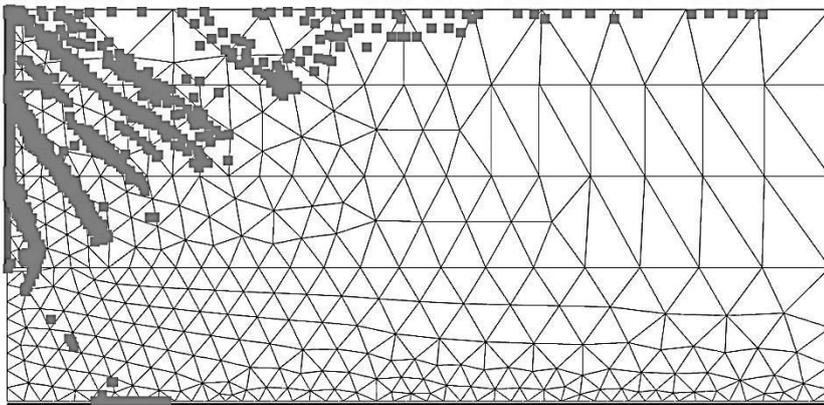


Bild B.9: failure points,  $s/h = 0,16$ , Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,5$

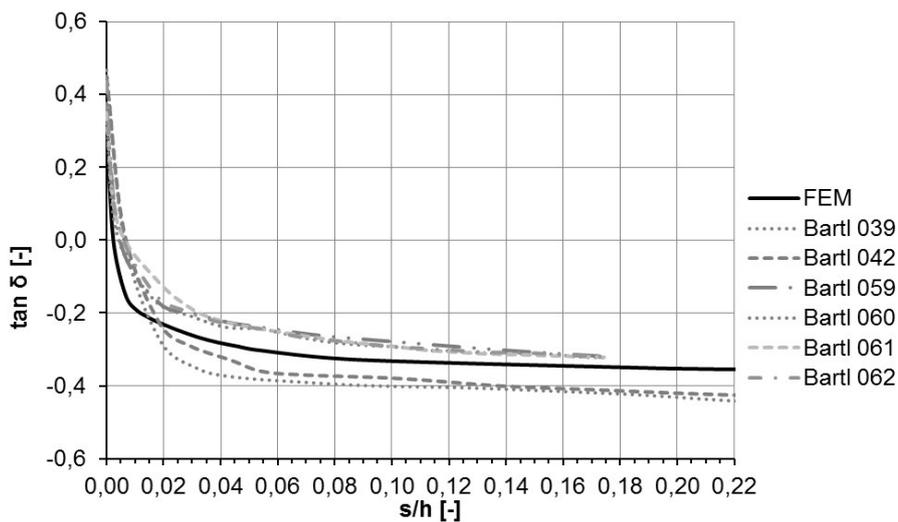


Bild B.10: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Fußpunktdrehung,  $I_D = 0,5$

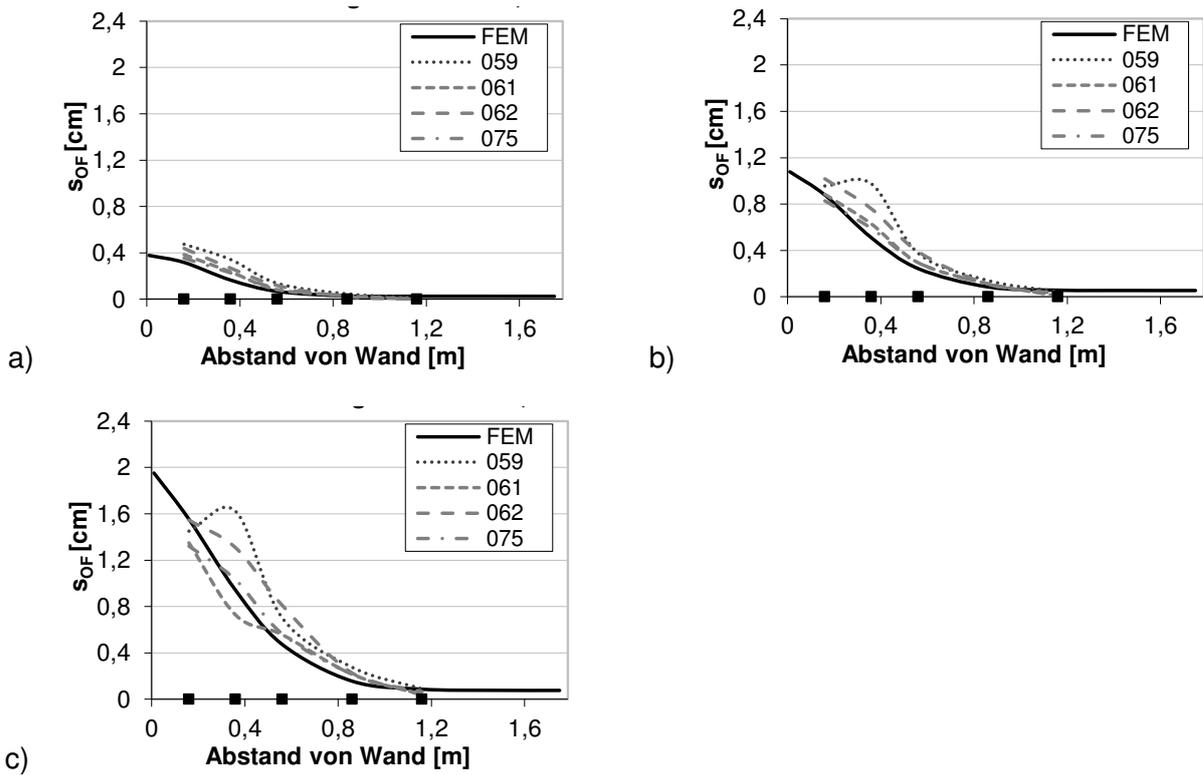


Bild B.11: Oberflächenverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,5$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5], a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

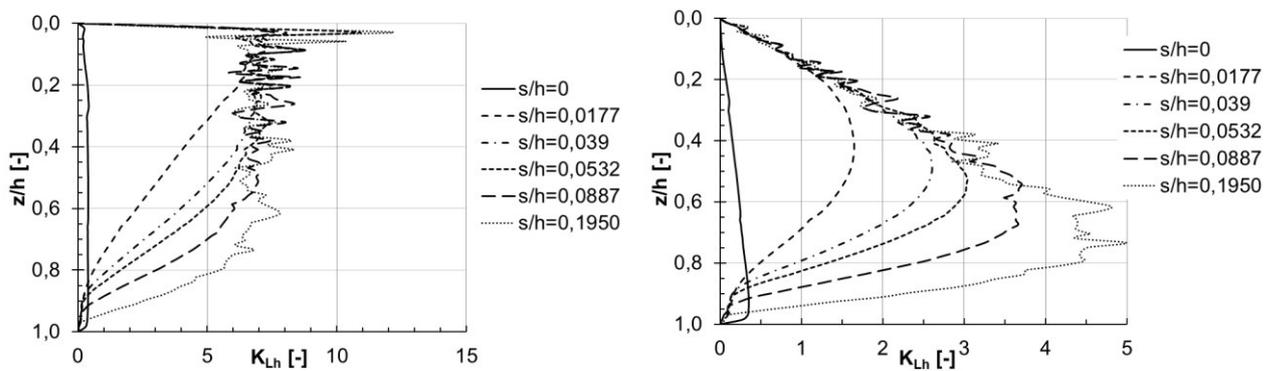


Bild B.12: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,5$

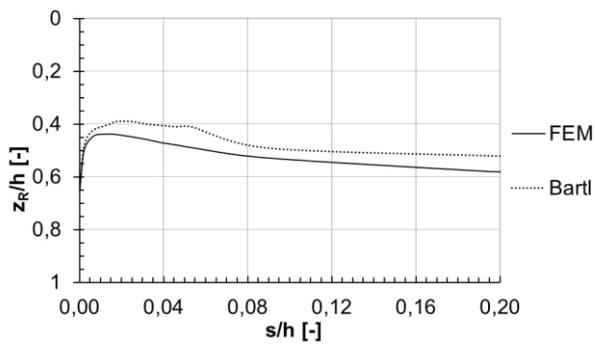


Bild B.13: Angriffshöhe der Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,5$

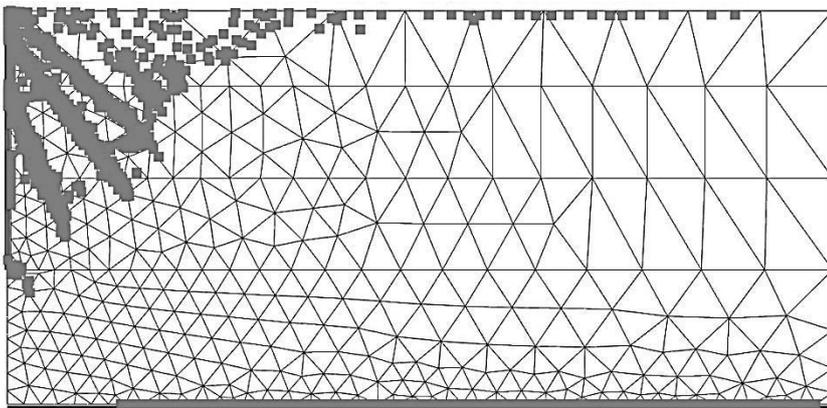


Bild B.14: failure points,  $s/h = 0,25$ , Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,2$

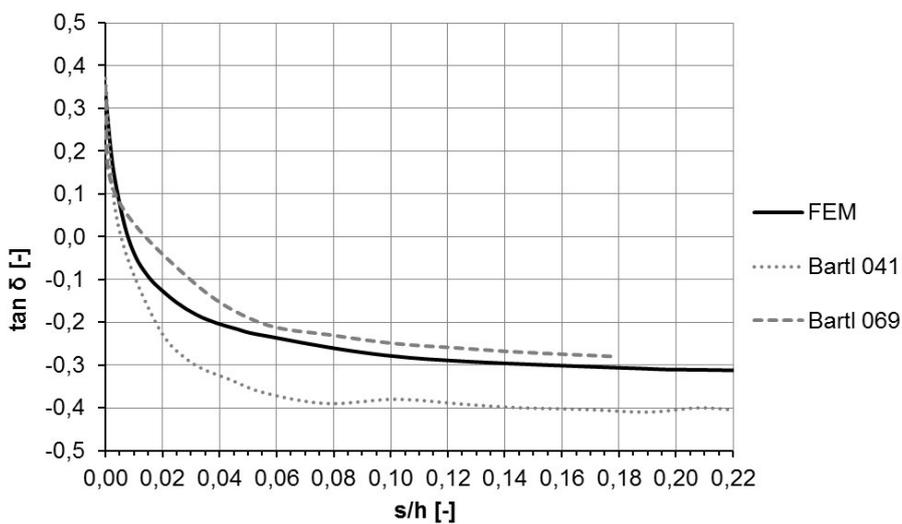


Bild B.15: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Fußpunktdrehung,  $I_D = 0,2$

Für Versuch 041 lagen keine Messergebnisse der Oberflächenverschiebungen als Vergleich vor.

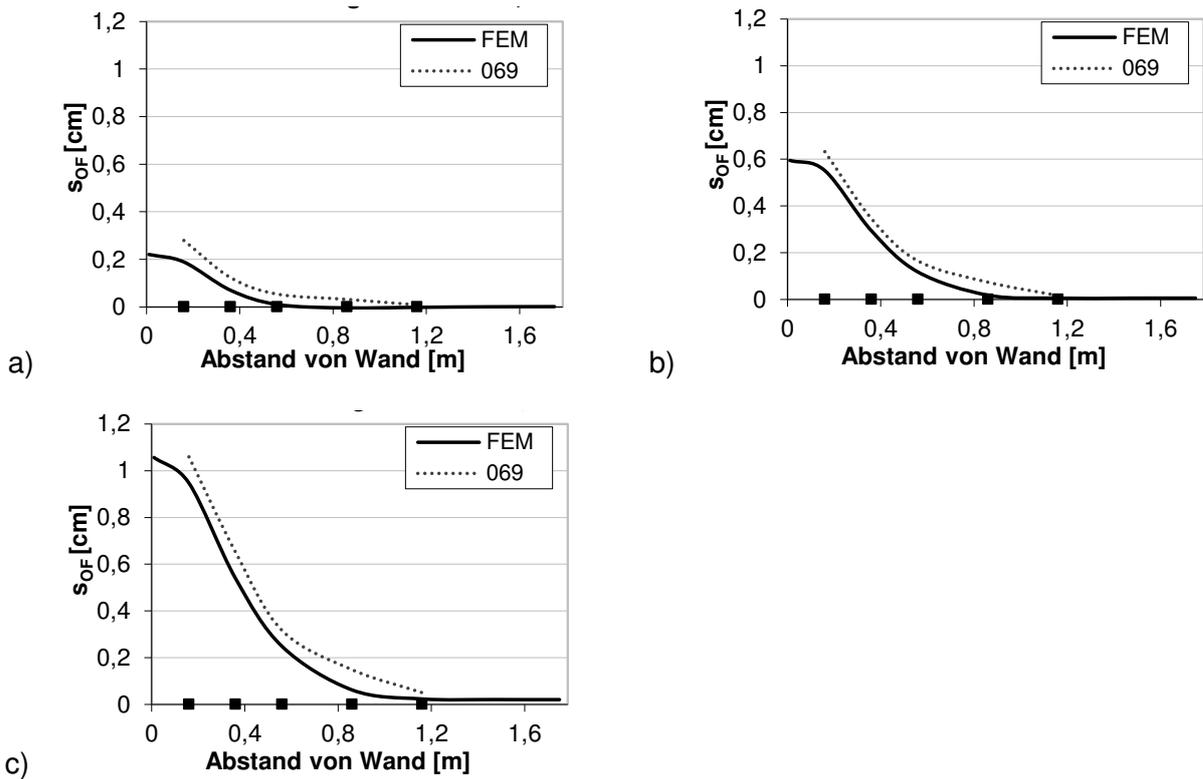


Bild B.16: Oberflächenverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,2$ , Vergleich mit Messergebnissen von Bartl [5], a)  $s/h = 0,02$ , b)  $s/h = 0,04$ , c)  $s/h = 0,06$

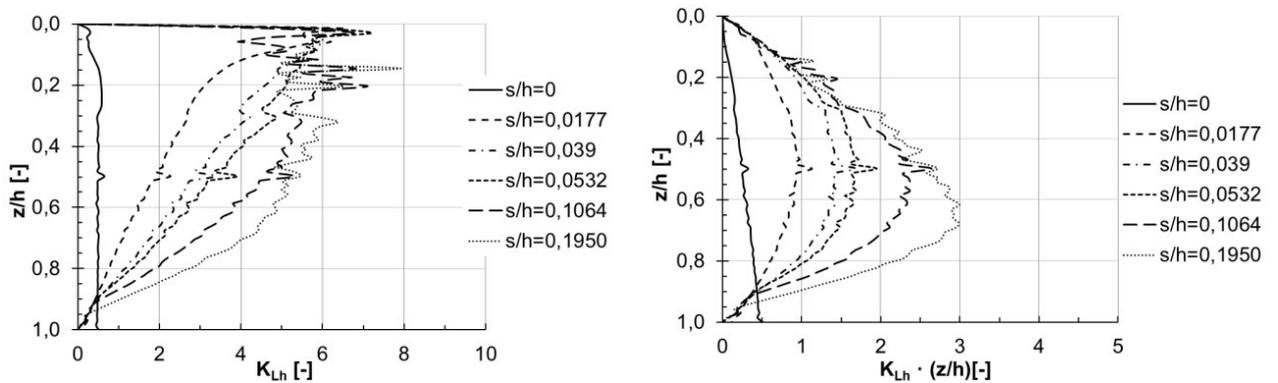


Bild B.17: Entwicklung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,2$

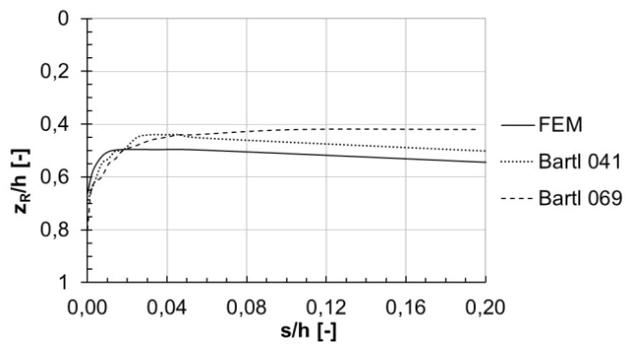


Bild B.18: Angriffshöhe der Erddruckkraft, Drehung um den Fußpunkt,  $I_D = 0,2$

### Kopfpunktdrehung:

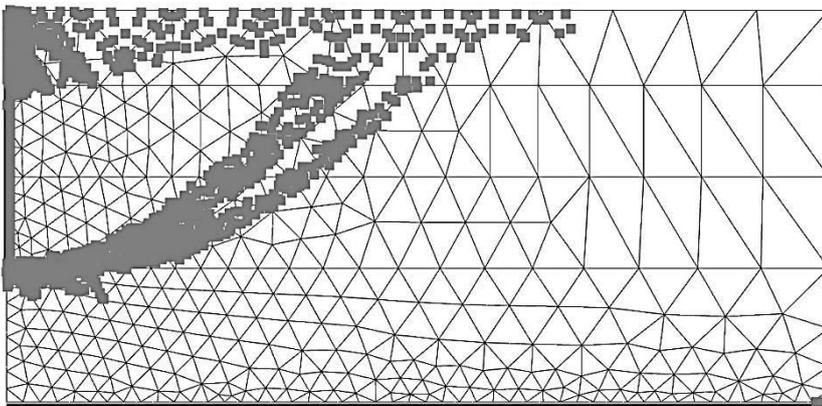


Bild B.19: failure points,  $s/h = 0,025$ , Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$

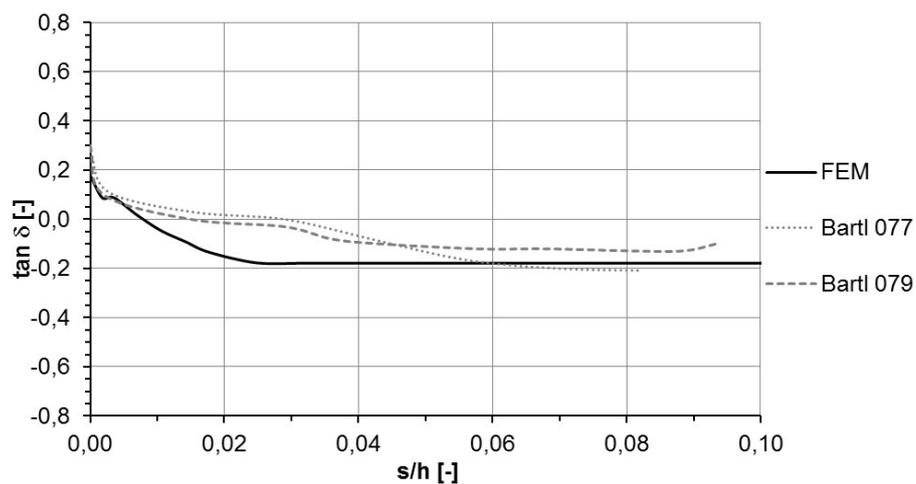


Bild B.20: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,8$

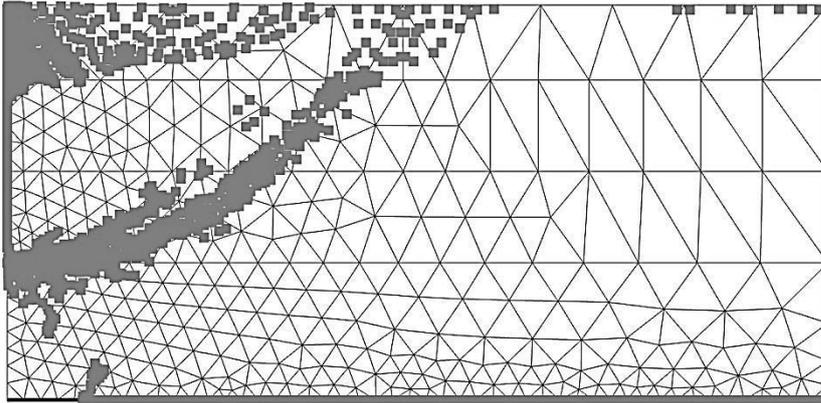


Bild B.21: *failure points,  $s/h = 0,07$ , Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,5$*

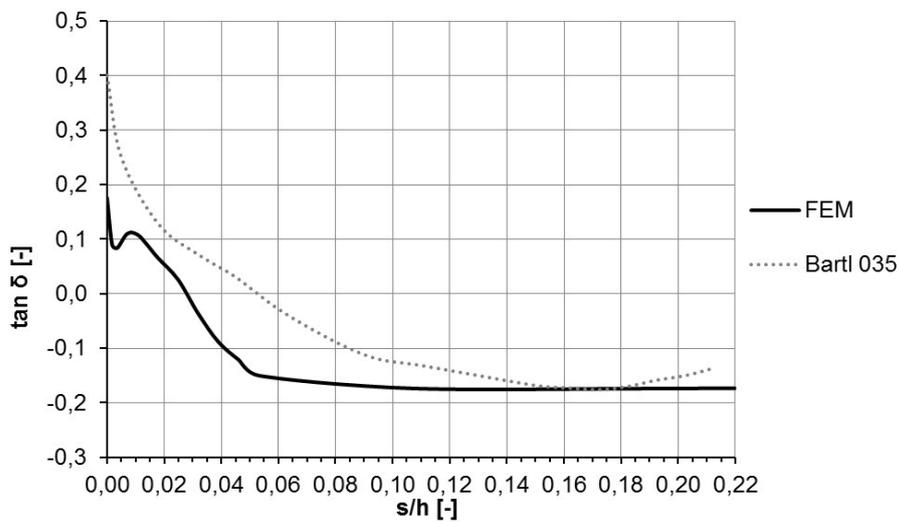


Bild B.22: *Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,5$*

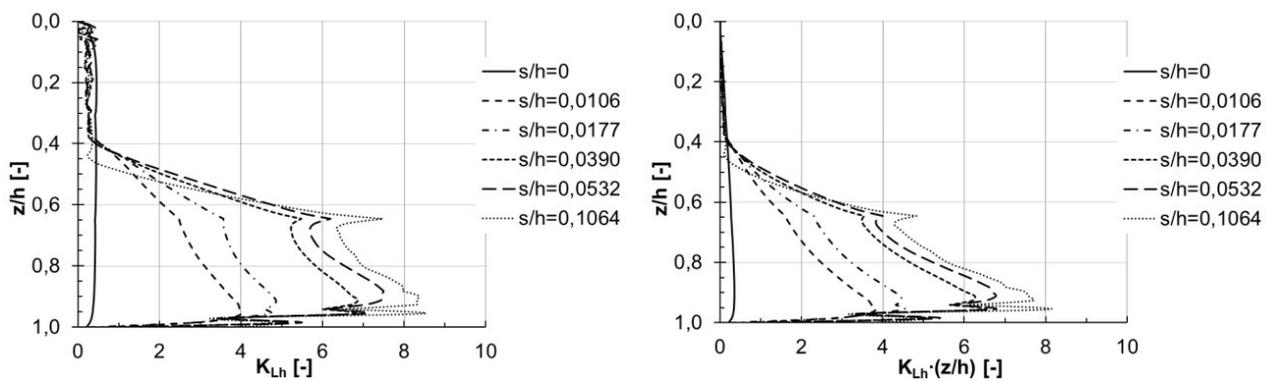


Bild B.23: *Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,5$*

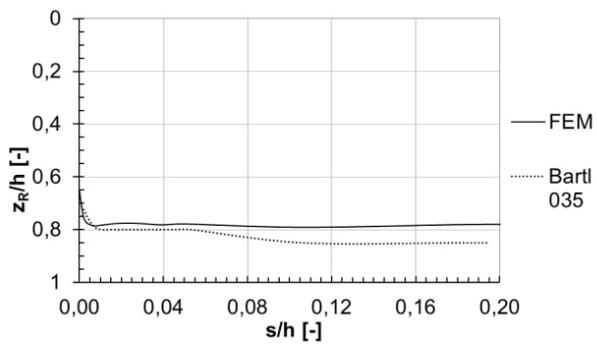


Bild B.24: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,5$

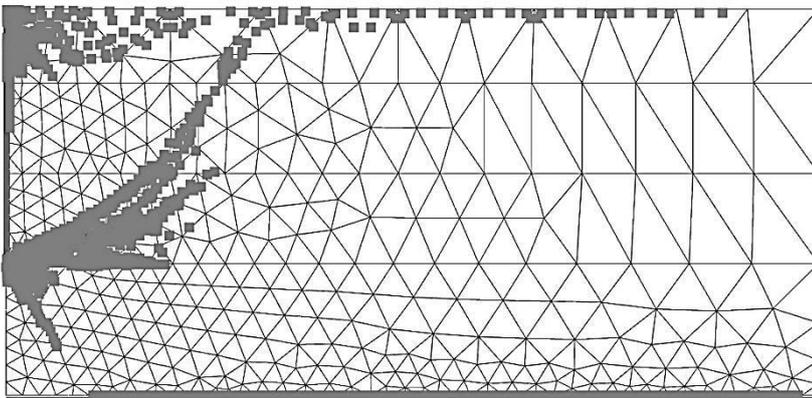


Bild B.25: failure points,  $s/h = 0,12$ , Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$

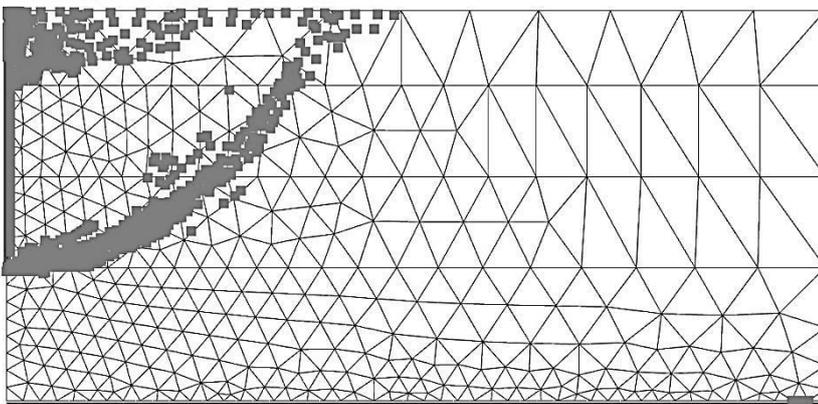


Bild B.26: failure points,  $s/h = 0,16$ , Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$

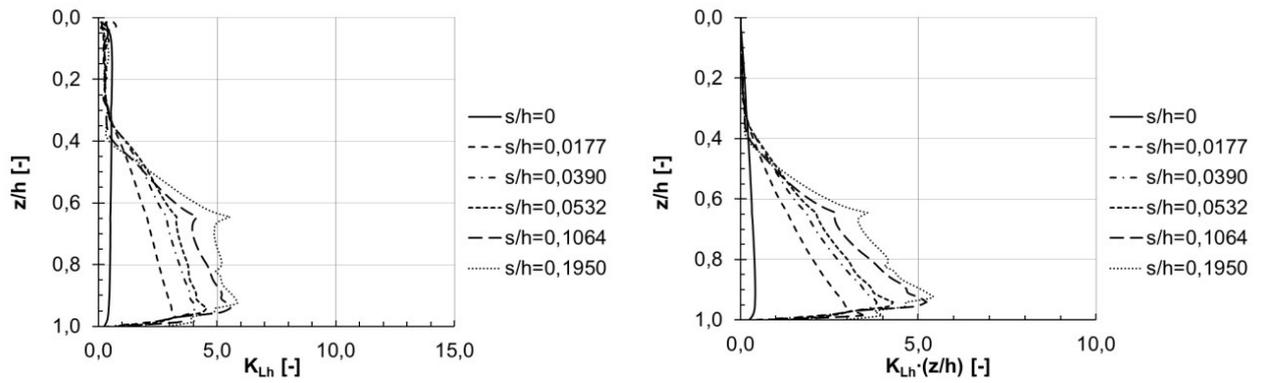


Bild B.27: Mobilisierung des horizontalen passiven Erddrucks mit steigender Wandverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$

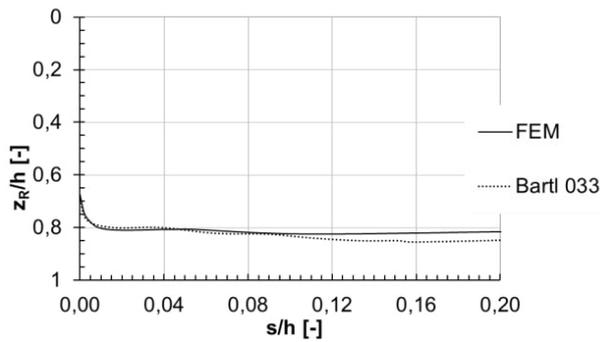


Bild B.28: Angriffshöhe Erddruckresultierende, Drehung um den Kopfpunkt,  $I_D = 0,2$

## Anhang C Faktoren des Mobilisierungsansatzes von Besler

Tabelle C.1: Faktor  $f_D$  zur Berücksichtigung des Einflusses der Lagerungsdichte [60]

| Lagerungsdichte |             |       |            |
|-----------------|-------------|-------|------------|
| locker          | mitteldicht | dicht | sehr dicht |
| 1,47            | 1,28        | 1,03  | 0,75       |

Tabelle C.2: Faktor  $f_6$  zur Berücksichtigung des Einflusses einer negativen Wandreibung [60]

| Bruchzustand: $E_{ph}$ | Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$ |
|------------------------|--|
| 1,57                   | 2,44                                   |

Tabelle C.3: Faktor  $f_5$  zur Berücksichtigung des Einflusses des Grundwassers [60]

| Grundwasser | Bruchzustand: $E_{ph}$ | Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$ |
|-------------|------------------------|--|
| oberhalb    | 1,00                   | 1,00                                   |
| unterhalb   | 1,58                   | 2,21                                   |

Tabelle C.4: Faktor  $f_B$  zur Ermittlung der relativen Wandverschiebung im Grundfall [60]

| Wandbewegungsart                   | Fußpunktdrehung | Parallelverschiebung | Kopfpunktdrehung |
|------------------------------------|-----------------|----------------------|------------------|
| Bruchzustand: $E_{ph}$             | 4,70 [%]        | 3,87 [%]             | 4,50 [%]         |
| Bruchzustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$ | 1,08 [%]        | 0,50 [%]             | 1,21 [%]         |

## Anhang D Ergänzende Ergebnisse zu Kapitel 6

Parallelverschiebung:

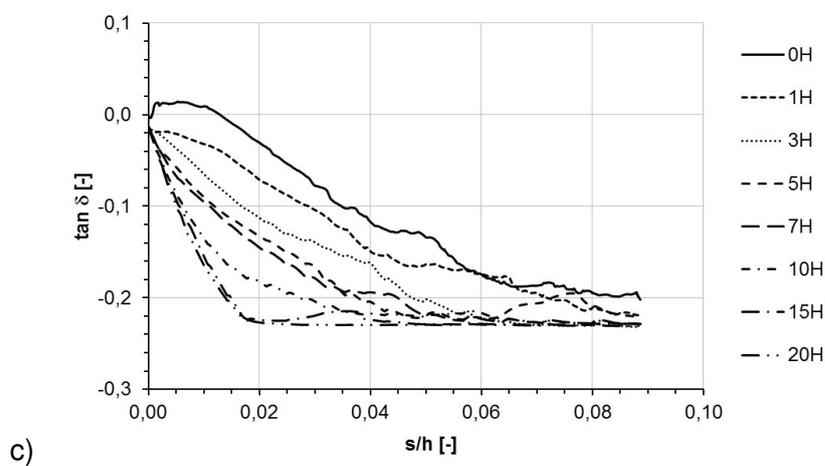
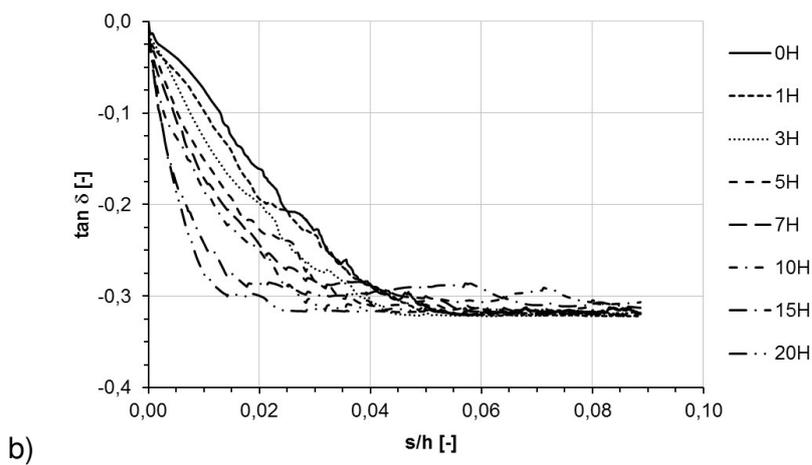
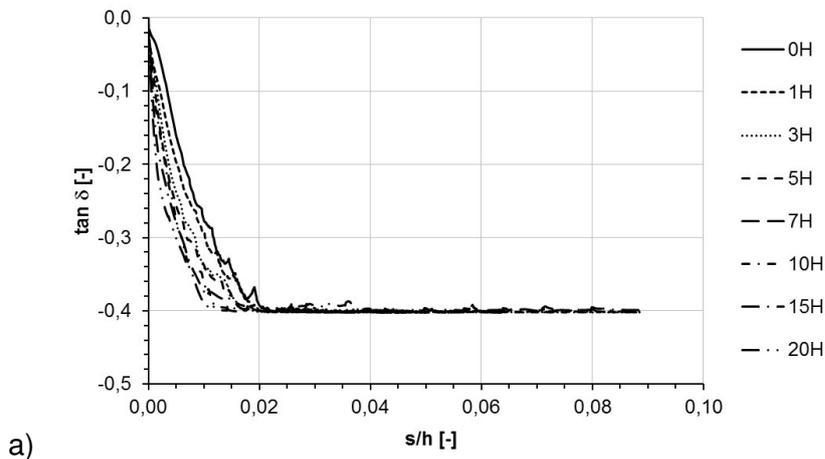
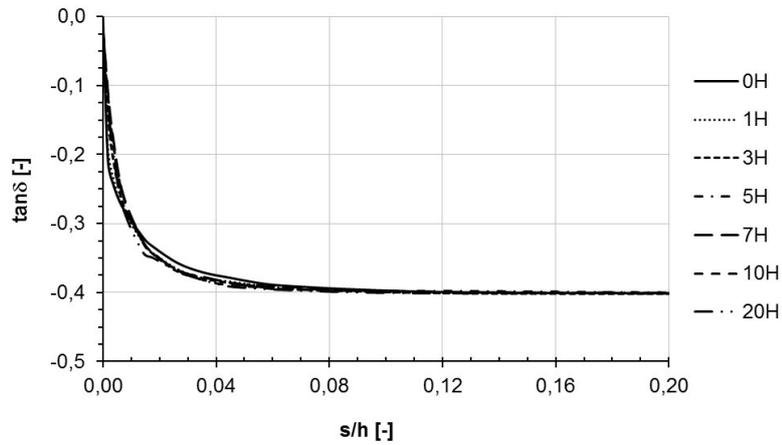
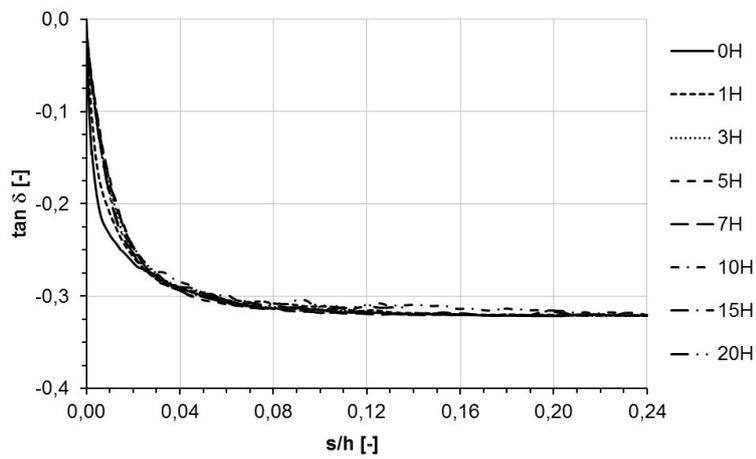


Bild D.1: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Parallelverschiebung, für verschiedene Vorbelastungen  
 a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

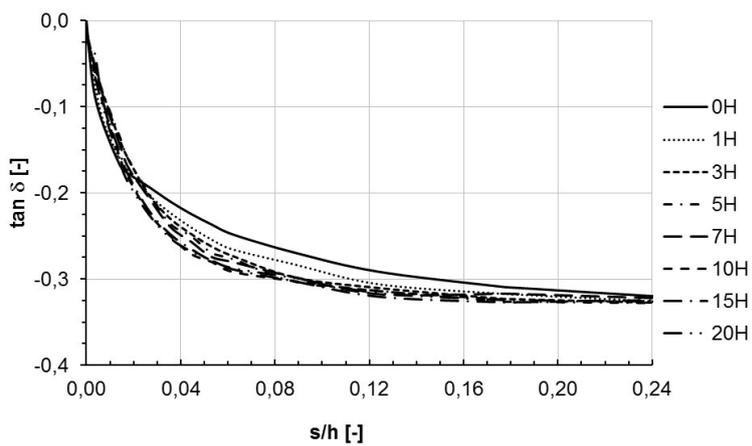
## Drehung um den Fußpunkt:



a)



b)



c)

Bild D.2: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Fußpunkt, für verschiedene Vorbelastungen a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

**Drehung um den Kopfpunkt:**

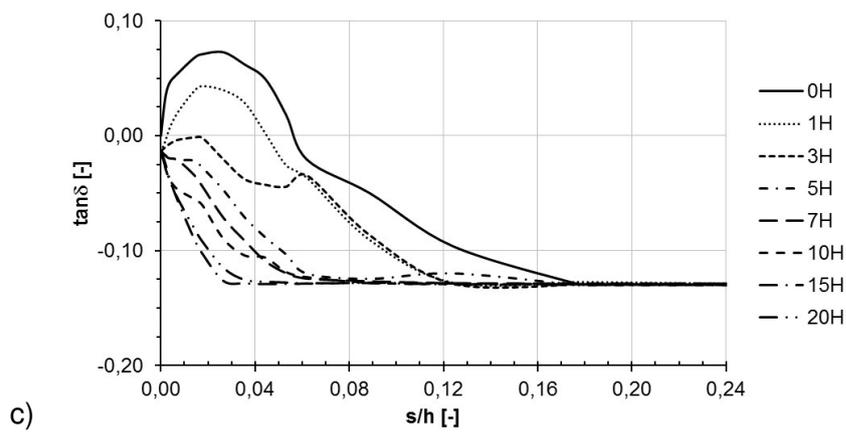
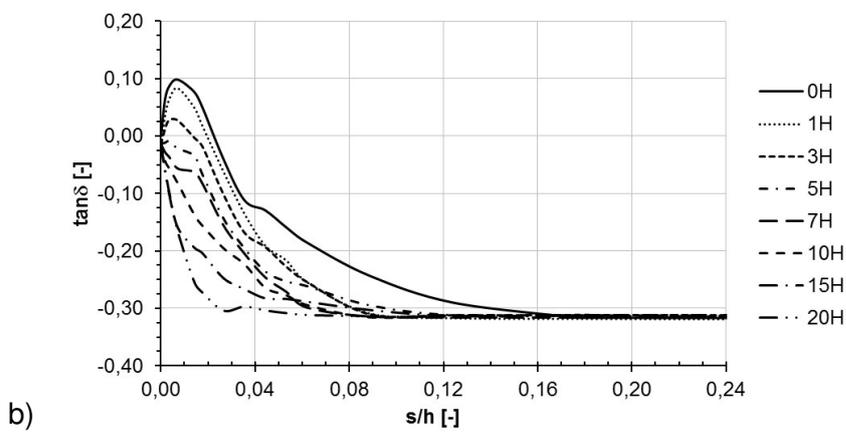
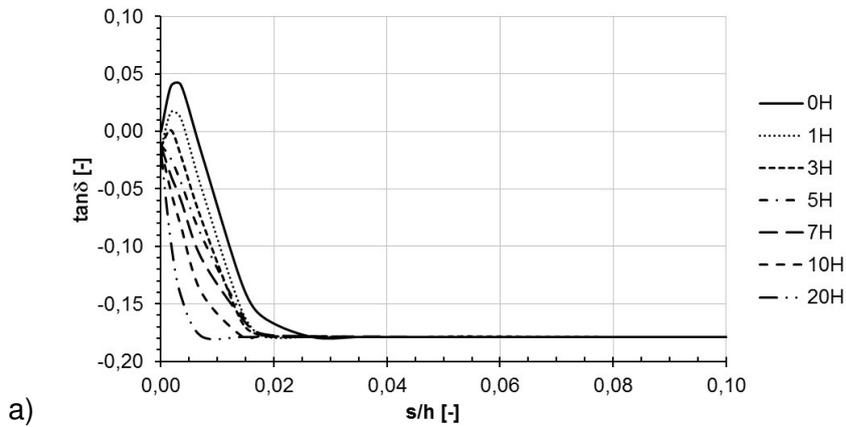


Bild D.3: Mobilisierung der globalen Erddruckneigung, Drehung um den Kopfpunkt, für verschiedene Vorbelastungen a)  $I_D = 0,8$ , b)  $I_D = 0,5$ , c)  $I_D = 0,2$

## Anhang E      Modifikation des Bettungsansatzes von Vogt

Auf Grund der schlechten Übereinstimmung hinsichtlich des Ausgangsspannungszustandes des Mobilisierungsansatzes von Vogt mit der Erweiterung von Pelz, wie sie in Kapitel 7.2 beschrieben wurde, wurde der Ansatz von Vogt unter Berücksichtigung des Ausgangsspannungszustand, wie ihn Weißenbach/Gollub für vorbelastete Böden empfehlen, modifiziert. Hierfür kann aus dem lokalen Erddruck im Ausgangsspannungszustand, Bild 7.2, über Formel ( 3.11 ) der lokale Erddruckbeiwert  $K_{v,l}$  bestimmt werden. Ersetzt man  $K_0$  aus Formel ( 5.18 ) durch  $K_{v,l}$  so ergibt sich folgender Mobilisierungsansatz:

$$K_h = K_{v,l} + (K_{ph} - K_{v,l}) \cdot \frac{\frac{v(z_i)}{z_i}}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \quad ( 11.1 )$$

In Bild E.1 ist die normierte Erddruckkraft  $K'_{ph}$  der FE-Berechnung (schwarze Kurven) und nach dem modifizierten Ansatz von Vogt in Abhängigkeit von der normierten Wandverschiebung  $s/h$  für Parallelverschiebung der Wand und dichte, mitteldichte und lockere Lagerung und 3 unterschiedliche Vorbelastungen dargestellt. Ein Vergleich mit Bild 7.9 zeigt, dass dieser modifizierte Ansatz unter Berücksichtigung des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach/Gollub die eigenen FE-Ergebnisse deutlich besser wiedergibt, als es der modifizierte Ansatz von Pelz tut.

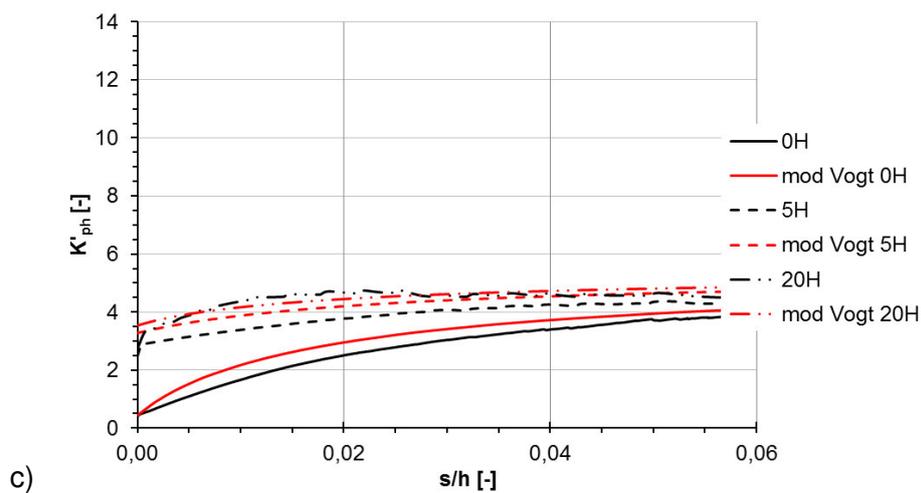
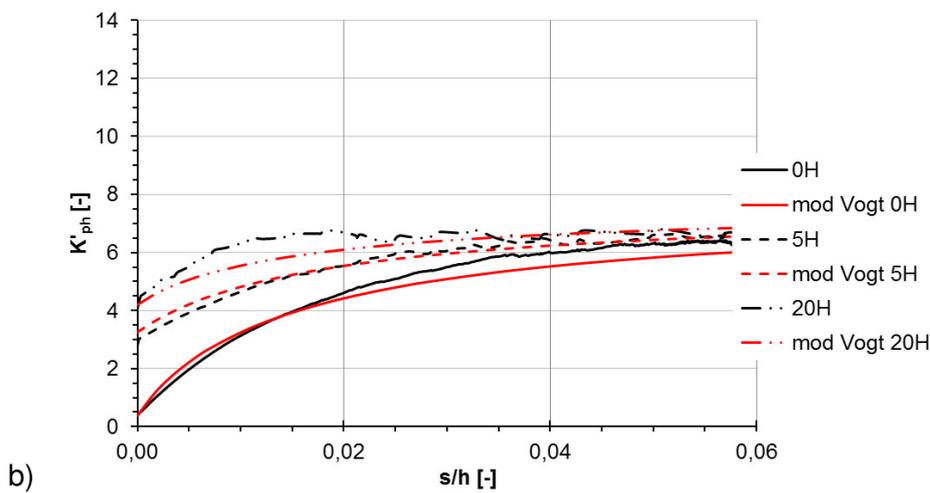
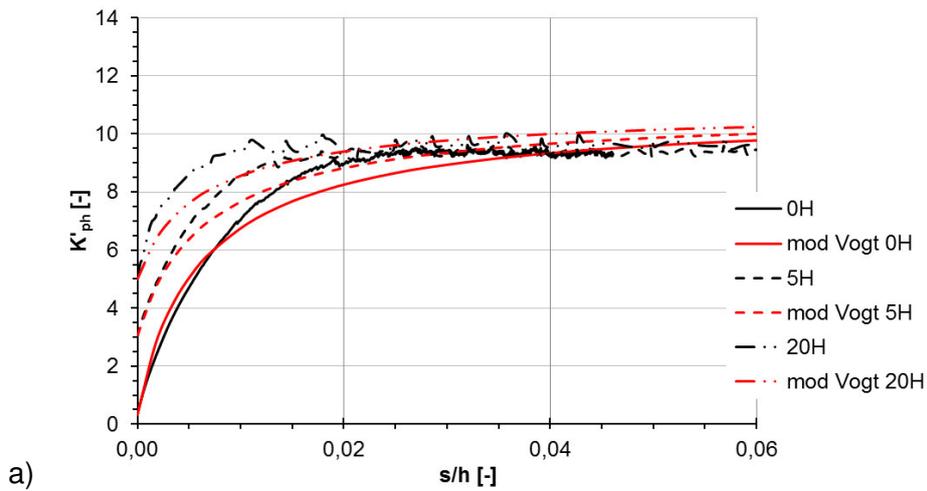


Bild E.1: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt mit Modifizierung des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach/Gollub mit FE-Lösung, Parallelverschiebung, für verschiedene Vorbelastungen mit  
 a)  $l_D = 0,8$  b)  $l_D = 0,5$  c)  $l_D = 0,2$

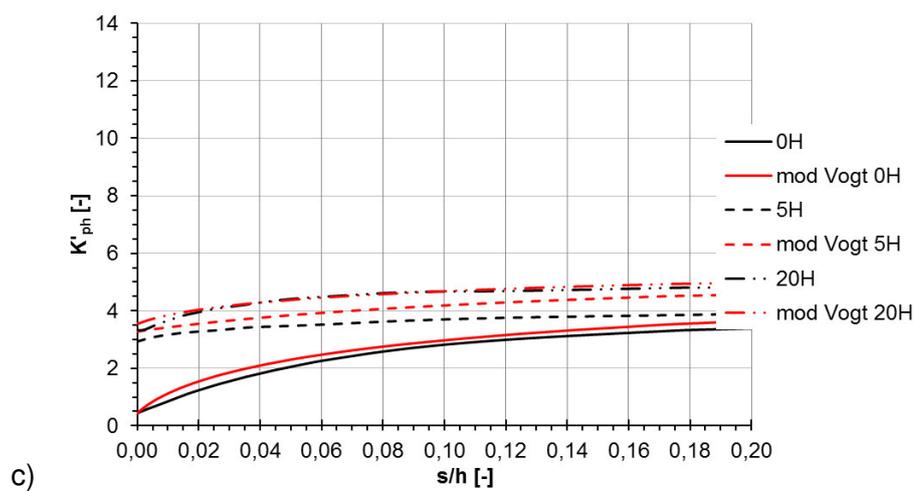
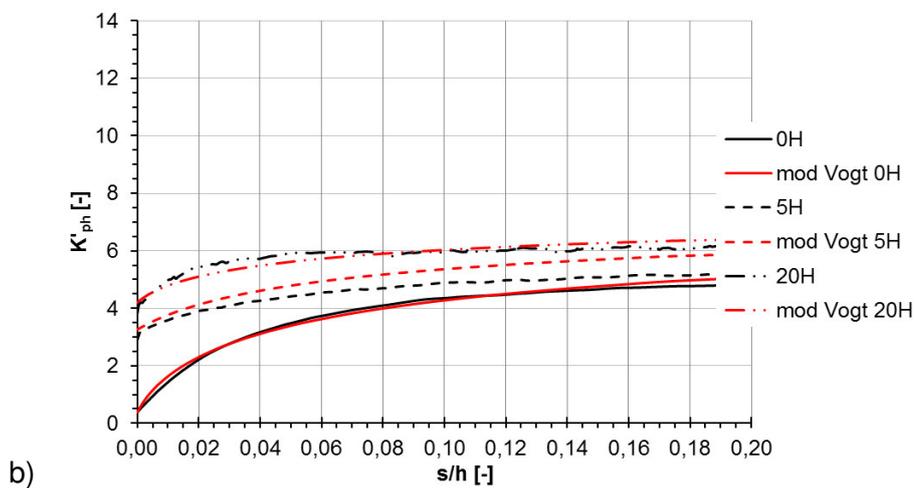
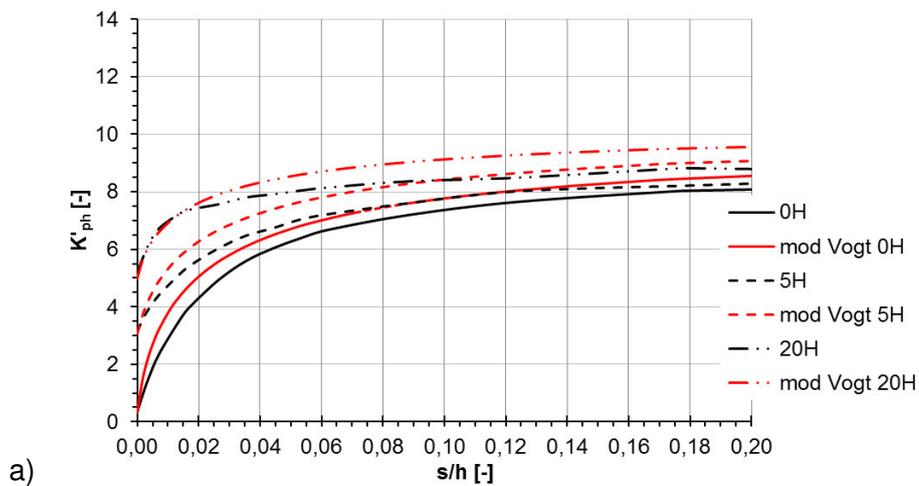


Bild E.2: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt mit Modifizierung des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach/Gollub mit FE-Lösung, Drehung um den Fußpunkt, für verschiedene Vorbelastungen mit  
a)  $I_D = 0,8$  b)  $I_D = 0,5$  c)  $I_D = 0,2$

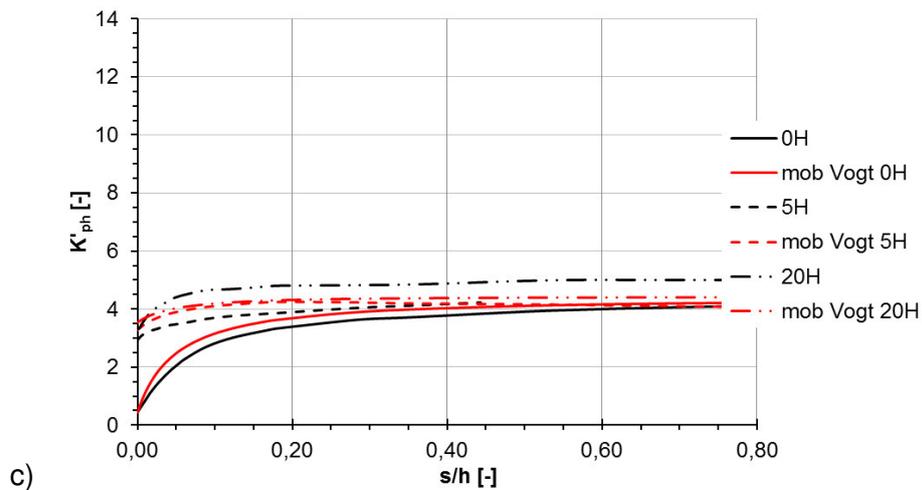
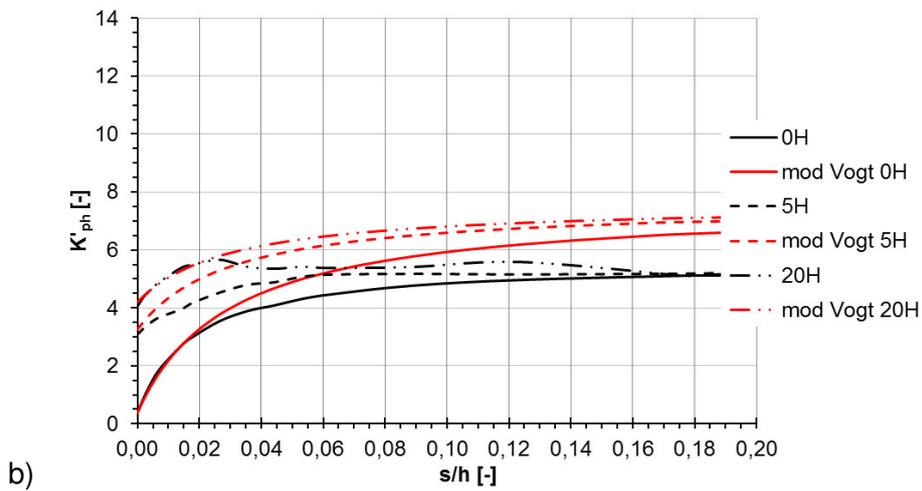
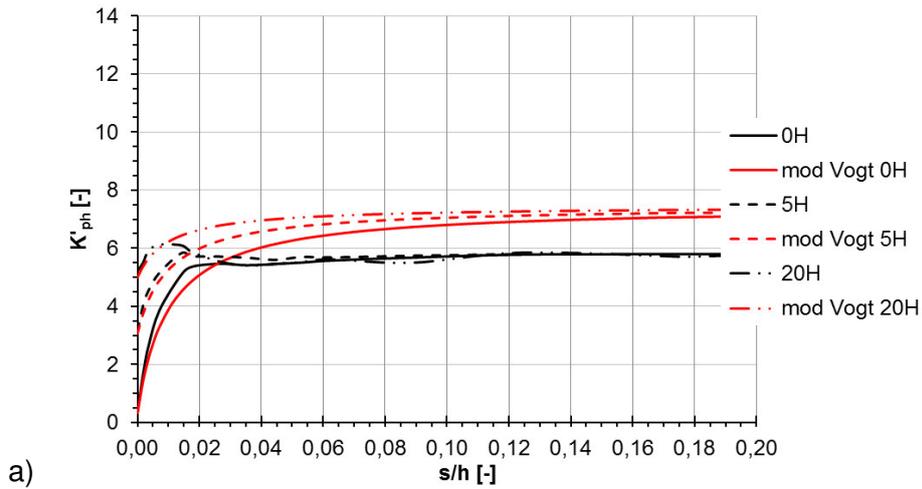


Bild E.3: Mobilisierung der normierten Erddruckkraft, Vergleich Mobilisierungsansatz von Vogt mit Modifizierung des Ausgangsspannungszustandes nach Weißenbach/Gollub mit FE-Lösung, Drehung um den Kopfpunkt, für verschiedene Vorbelastungen mit  
 a)  $l_D = 0,8$  b)  $l_D = 0,5$  c)  $l_D = 0,2$

## Anhang F Ermittlung der Lagerungsdichte und des Reibungswinkels an Druck- bzw. Rammsondierungen

In Bild F.1 ist der Zusammenhang zwischen Sondierspitzendruck und Lagerungsdichte oberhalb des Grundwasserspiegels für enggestufte Sande und weitgestufte Sand-Kies-Gemische nach DIN 4094 [70] dargestellt.

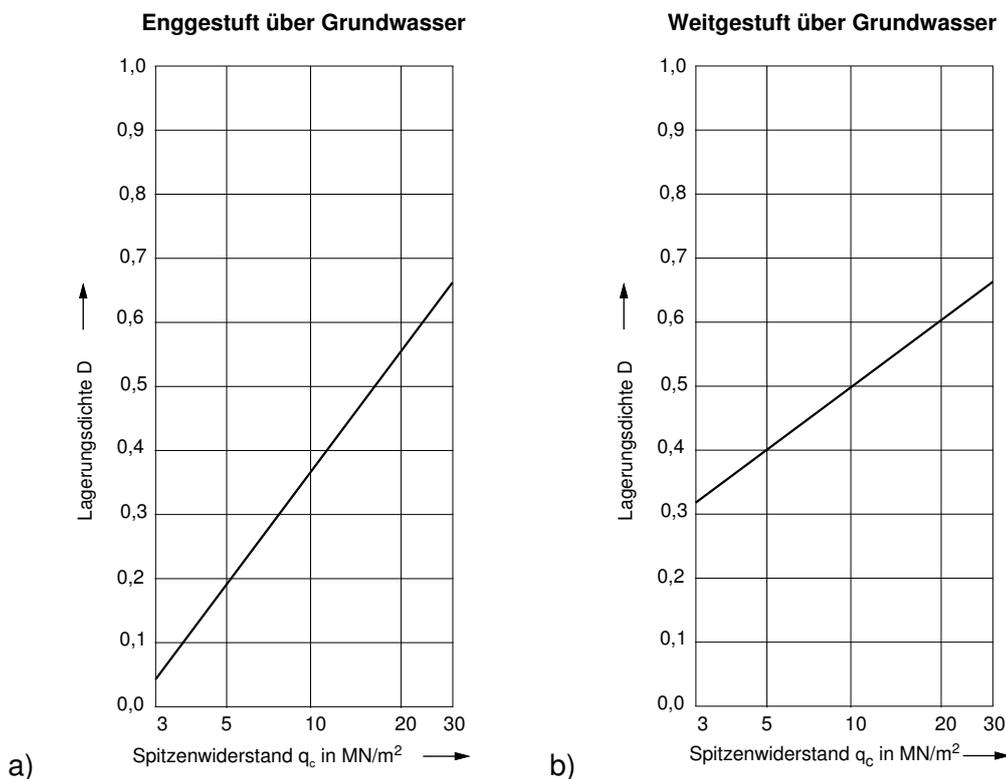


Bild F.1: Zusammenhang zwischen Sondierspitzendruck und Lagerungsdichte oberhalb des Grundwasserspiegels nach DIN 4094 [70] a) enggestufte Sande b) weitgestufte Sand-Kies-Gemische

Für enggestufte Sande lässt sich somit die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  aus dem Spitzenwiderstand nach folgender Formel bestimmen

$$I_D = -0,33 + 0,73 \lg q_c \quad (\text{F.1})$$

Die Lagerungsdichte  $D$  kann für enggestufte Sande über Grundwasser aus dem Spitzenwiderstand gemäß folgender Gleichung ermittelt werden

$$D = -0,23 + 0,60 \lg q_c \quad (\text{F.2})$$

Für weitgestufte Sand-Kies-Gemische ermittelt sich die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  entsprechend folgender Formel

$$I_D = 0,25 + 0,31 \lg q_c \quad (F.3)$$

und die Lagerungsdichte D gemäß

$$D = 0,16 + 0,33 \lg q_c \quad (F.4)$$

In der DIN 4094 gibt es keine Korrelation zwischen Spitzenwiderstand und Lagerungsdichte unterhalb des Grundwasserspiegels. Man kann jedoch näherungsweise nach DIN 4014 [68]

$$q_c \approx N_{10}(DPH) \quad (F.5)$$

ansetzen. Hiermit kann dann wie für die schwere Rammsonde unter Wasser ausgewertet werden, Bild F.2 a).

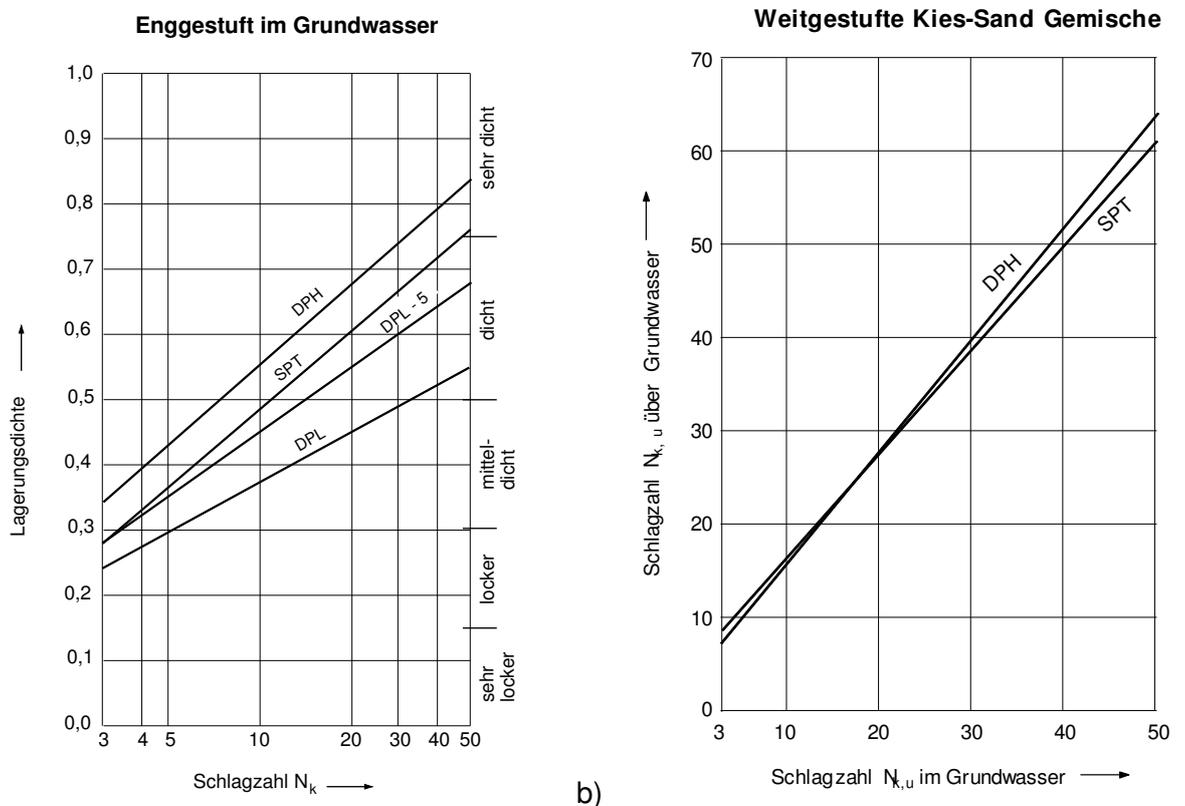


Bild F.2: Zusammenhang zwischen den Schlagzahlen von Rammsonden und der Lagerungsdichte für a) enggestufte Sande im Grundwasser b) weitgestufte Sand-Kies-Gemische ober- und unterhalb des Grundwasserspiegels nach DIN 4094 [70]

Für enggestufte Sande kann die Lagerungsdichte D für eine SPT somit folgendermaßen ausgerechnet werden

$$D = 0,1 + 0,390 \lg N_{30} \quad (F.6)$$

Der Zusammenhang zwischen den Schlagzahlen der Rammsonden und der Lagerungsdichte D ist für enggestufte Sande über Grundwasser in Bild F.3 dargestellt. Es gelten folgende Beziehungen für SPTs

$$D = 0,02 + 0,400 \lg N_{30} \quad (\text{F.7})$$

$$I_D = 0,10 + 0,385 \lg N_{30} \quad (\text{F.8})$$

und für DPHs

$$D = 0,02 + 0,455 \lg N_{10} \quad (\text{F.9})$$

$$I_D = 0,10 + 0,435 \lg N_{10} \quad (\text{F.10})$$

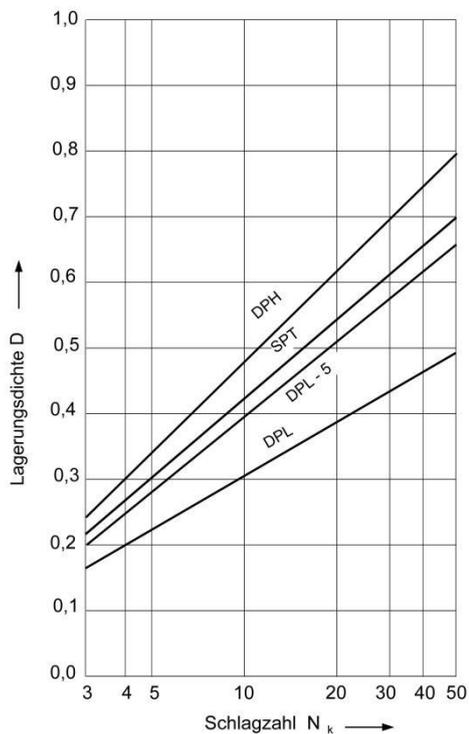


Bild F.3: Zusammenhang zwischen den Schlagzahlen von Rammsonden und der Lagerungsdichte für enggestufte Sande über Grundwasser nach DIN 4094 [70]

In Bild F.4 ist der Zusammenhang zwischen Spitzendruck und Reibungswinkel in nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers nach Weiß [57] dargestellt.

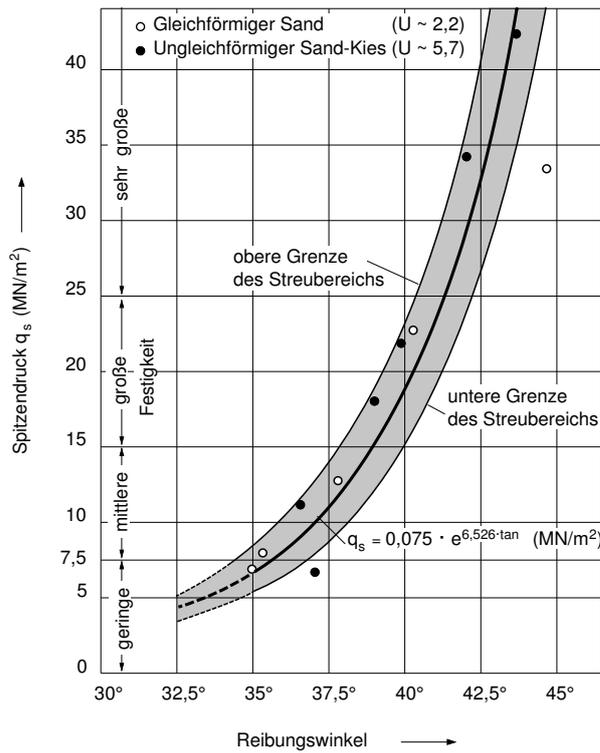


Bild F.4: Beziehung zwischen Spitzendruck und Reibungswinkel in nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwasserspiegels [57]

# Anhang G Fallbeispiel U4 Hamburg, Los 3, VS3

DS 24/05  
NN+5,18m

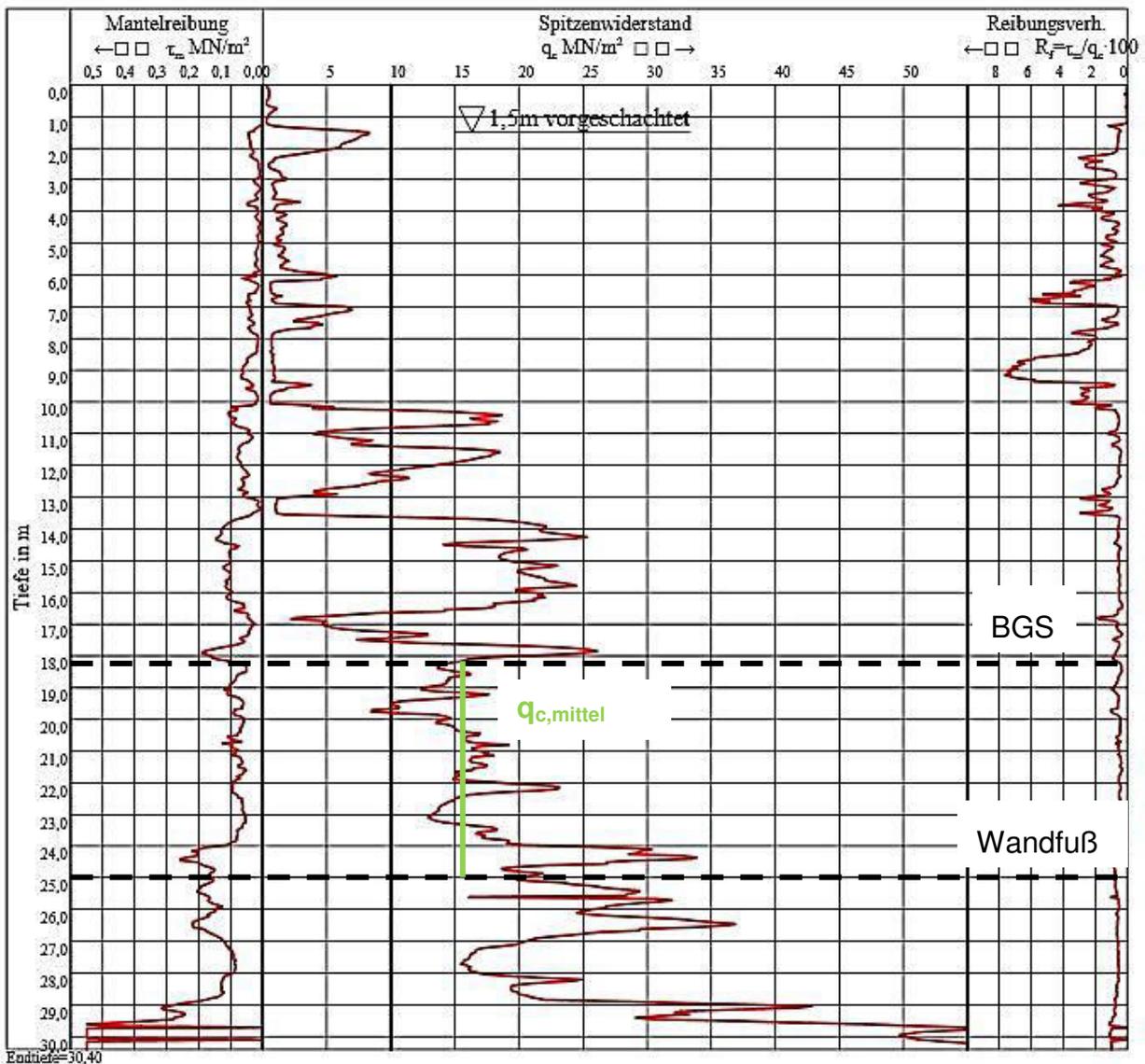


Bild G.1: Ergebnisse Drucksondierung DS 24/05 [86]

DS 25/05  
 NN+4,86m

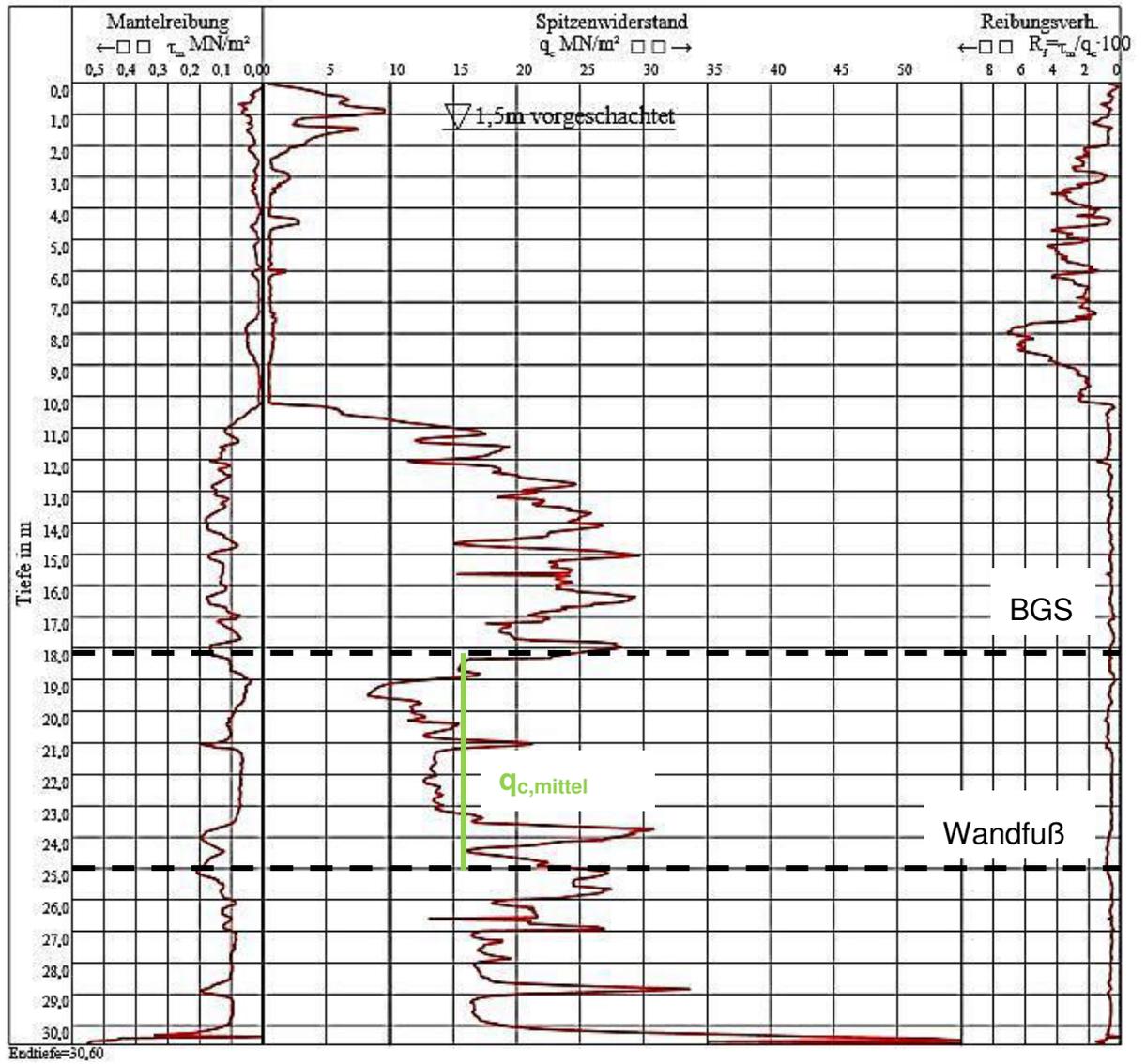


Bild G.2: Ergebnisse Drucksondierung DS 25/05 [86]

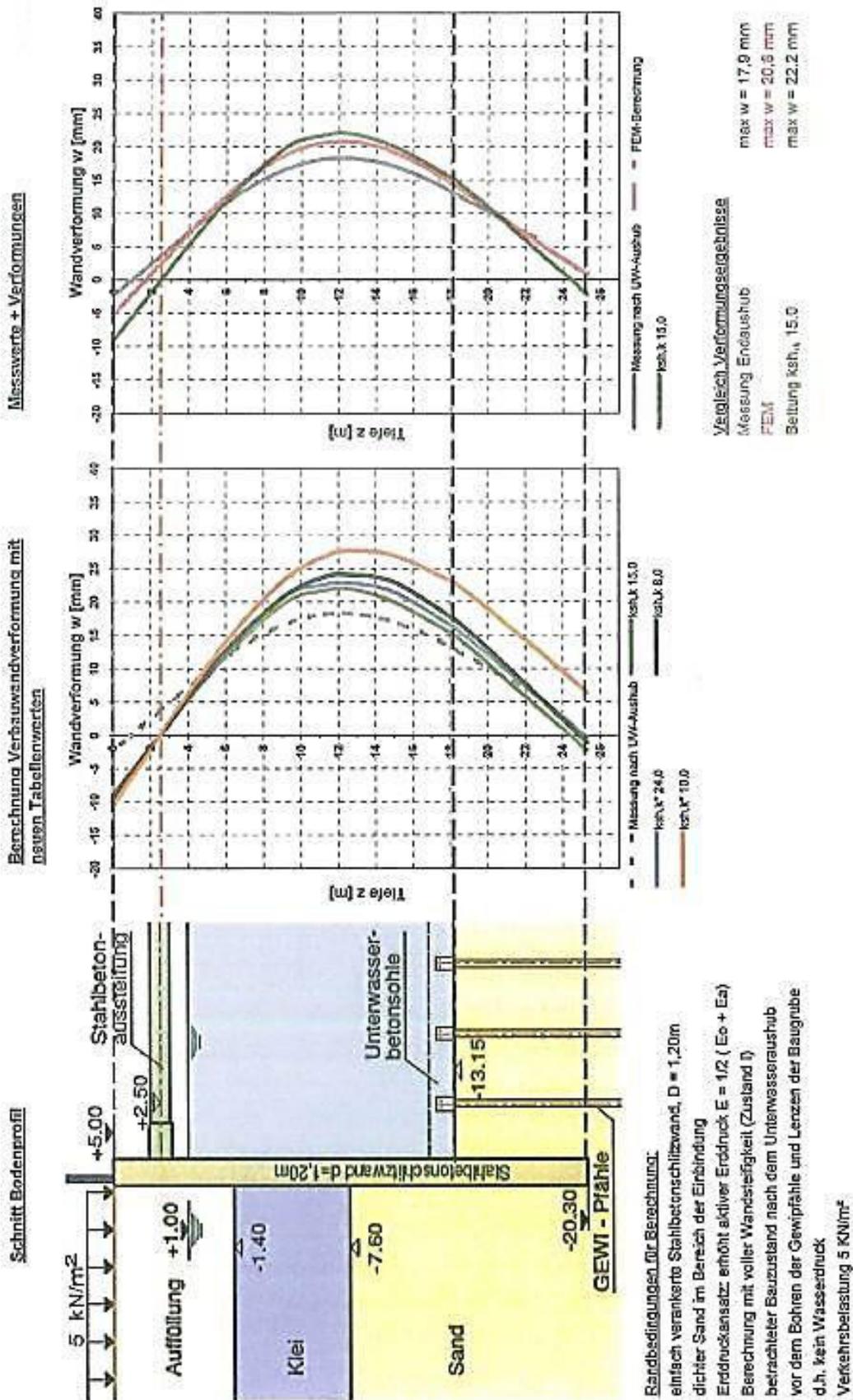


Bild G.3: Berechnete und gemessene Wandverformungen von Brand et al. zum Projekt Baugrube U4 Hafencity, Hamburg, Schnitt VS3 [83]

### Berechnung des Bettungsmoduls mit Hilfe von Tabellenwerten gemäß 4. Auflage der EAB Tabelle 2.1:

Bei einer Vorbelastung von  $p_v = 175,65 \text{ kN/m}^2$  ergibt sich ein Vorbelastungsgrad von

$$g_v = \frac{p_v}{\gamma_k \cdot t_g} = \frac{175,65 \text{ kN/m}^2}{11 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,15 \text{ m}} = 2,23 \sim 2,0$$

Die Tabellenwerte gemäß 4. Auflage der EAB [77], Tabelle 2.1 können somit für dieses Fallbeispiel angewendet werden.

Der maximal mögliche Erdwiderstand  $E_{ph,k}$  ergibt sich unter Ansatz von  $\varphi'_{red} = 37,5^\circ$  und eines Erdwiderstandsbeiwertes nach Pregl/Sokolowski von  $K_{ph}(\delta = \frac{1}{2}\varphi) = 7,58$  zu

$$E_{ph,k} = 1/2 \cdot K_{ph} \cdot \gamma' \cdot t_g^2 = 1/2 \cdot 7,58 \cdot 11,0 \text{ kN/m}^3 \cdot (7,15 \text{ m})^2 = 2131 \text{ kN/m}.$$

Bei einem mobilisierten Erdwiderstand von  $mob E_{ph,k} = B_{n,k} = 815 \text{ kN/m}$  ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von

$$\mu = 815 \text{ kN/m} \div 2131 \text{ kN/m} = 0,38 \triangleq 38\%$$

Bei Ansatz des in Kapitel 9.2.2 ermittelten wirklichkeitsnahen Reibungswinkels von  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  ergibt sich nach Pregl/Sokolowski ein Erdwiderstandsbeiwert von  $K_{ph}(\delta = \frac{1}{2}\varphi) = 10,71$  und die maximal mögliche Erdwiderstandskraft zu

$$E_{ph,k} = 1/2 \cdot K_{ph} \cdot \gamma' \cdot t_g^2 = 1/2 \cdot 10,71 \cdot 11,0 \text{ kN/m}^3 \cdot (7,15 \text{ m})^2 = 3011 \text{ kN/m}.$$

Der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = 815 \text{ kN/m} \div 3011 \text{ kN/m} = 0,27 \triangleq 27\%$$

Bei der Bestimmung des Bettungsmoduls anhand der Tabellenwerte gemäß Tabelle 5.1 der EAB, 4. Auflage [77] ist zu beachten, dass diese hier tabellierten Anhaltswerte für feuchte Böden gelten. Für Boden unter Auftrieb, wie er in diesem Fall vorliegt, müssen die Werte halbiert werden. Für einen Reibungswinkel  $\varphi'_{red} = 37,5^\circ$  ergibt sich somit ein Bettungsmodul von

$$k_{s,h}^*(mob E_{ph,k} : E_{ph,k} = 37,5\%) = 12,0 \text{ MN/m}^3 \cdot 1/2 = 6,0 \text{ MN/m}^3$$

und für einen Reibungswinkel  $\varphi'_{real} = 42^\circ$  ein Bettungsmodul von

$$k_{s,h}^*(mob E_{ph,k} : E_{ph,k} = 25\%) = 60,0 \text{ MN/m}^3 \cdot 1/2 = 30,0 \text{ MN/m}^3.$$

**Mobilisierungsansatz nach Besler für  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$** 

Wie bereits in Kapitel 5.2 erläutert ist es auch hier wichtig, die Vorbelastung zu berücksichtigen. Gemäß Gleichung ( 7.4 ) ergibt sich der Schnittpunkt zwischen Erdwiderstand unterhalb der Baugrubensohle und Erdruchdruck ab Geländeoberkante zu

$$z_e = \frac{K_0}{K_{\text{ph}, \delta_p=0} - K_0} \cdot \frac{p_v}{\gamma} = \frac{0,331}{5,04 - 0,331} \cdot \frac{175,65 \text{ kN/m}^2}{11 \text{ kN/m}^3} = 1,12 \text{ m}$$

Und gemäß Gleichung ( 7.5 ) die Erddruckresultierende aus Vorbelastung zu

$$E_v = K_0 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left( H - \frac{z_e}{2} \right) \right) = 0,331 \cdot \left( 11 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{(7,15 \text{ m})^2}{2} + 175,65 \cdot \left( 7,15 \text{ m} - \frac{1,12 \text{ m}}{2} \right) \right) \\ = 476,2 \text{ kN/m}$$

$$K_v = \frac{2E_v}{\gamma \cdot h^2} = \frac{2 \cdot 476,2 \text{ kN/m}}{11 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,15^2} = 1,69$$

Zur Bestimmung der Verschiebungen im Grenzzustand und im Gebrauchszustand werden folgende Faktoren angesetzt.

$$f_D = 1,03 \text{ (dichter Sand)}$$

$$f_{\delta, G} = 2,44$$

$$f_{\delta, B} = 1,57$$

$$f_{B, G} = 0,5\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{B, B} = 3,87\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{s, G} = f_{s, B} = 1,0$$

Die Faktoren zur Berechnung der Verschiebungen im Gebrauchs- und im Grenzzustand ergeben sich somit zu

$$f_1 = 1,03 \cdot 2,44 \cdot 1,0 \cdot 0,5\% = 1,25\% = 0,0125$$

$$f_2 = 1,03 \cdot 1,57 \cdot 1,0 \cdot 3,87\% = 6,26\% = 0,0626$$

Für  $\xi_G$  ergibt sich

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,0125}{0,0626} = 0,20$$

Unter Verwendung dieser Werte können die Parameter  $A_v$ ,  $B_v$  und  $C_v$  des Mobilisierungsansatzes ermittelt werden.

$$C = \frac{K_{\text{ph}} \xi_G}{2(K_{\text{ph}} - K_0) \xi_G + 2K_0 - K_{\text{ph}}} = \frac{-10,71 \cdot 0,20}{2(10,71 - 0,331)0,20 + 2 \cdot 0,331 - 10,71} = 0,36$$

$$A_v = A = K_{ph} + C(K_{ph} - K_0) = 10,71 + 0,36(10,71 - 0,331) = 14,44$$

$$B_v = B = -(C + C^2)(K_{ph} - K_0) = -(0,36 + 0,36^2)(10,71 - 0,331) = -5,08$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = \frac{-5,08}{1,08 - 14,44} = 0,38$$

Die Verschiebungen unter Berücksichtigung einer Vorbelastung errechnen sich zu

$$\Delta\xi = \frac{B}{K_v - A} - C = \frac{-5,08}{1,69 - 14,44} - 0,36 = 0,038$$

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta\xi = 0,2 - 0,038 = 0,162$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 1 - 0,038 = 0,962$$

Der Mobilisierungsansatz lautet für dieses Beispiel

$$K'_{ph} = 14,44 + \frac{-5,08}{0,38 + \xi}$$

oder

$$E'_{ph} = \left( 14,44 + \frac{-5,08}{0,38 + \xi} \right) \cdot \gamma \cdot h^2$$

Für einen mobilisierten Erdwiderstand gemäß Vergleichsberechnungen von Brand et al. von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 815 \text{ kN/m}$  lassen sich folgende Bettungsmodule errechnen:

$$k_{sh} = \frac{815 \text{ kN/m} - 476 \text{ kN/m}}{0,019 \text{ m} \cdot (7,15 \text{ m} - 1,12 \text{ m})} = 3 \text{ MN/m}^3$$

und

$$k_{sh}^* = \frac{815 \text{ kN/m}}{0,019 \text{ m} \cdot 7,15 \text{ m}} = 6,0 \text{ MN/m}^3$$

Für den modifizierten Lastansatz und einen mobilisierten Erdwiderstand von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 706 \text{ kN/m}$  ergeben sich Bettungsmodule von:

$$k_{sh} = \frac{706 \text{ kN/m} - 476 \text{ kN/m}}{0,012 \text{ m} \cdot (7,15 \text{ m} - 1,12 \text{ m})} = 3,8 \text{ MN/m}^3$$

und

$$k_{sh}^* = \frac{706 \text{ kN/m}}{0,012 \text{ m} \cdot 7,15 \text{ m}} = 8,2 \text{ MN/m}^3$$

**Mobilisierungsansatz nach Besler für  $\varphi'_{\text{red}} = 37,5^\circ$** 

Durch die Änderung des Reibungswinkels ändern sich ebenfalls die Erddrücke aus Vorbelastung. Gemäß Gleichung ( 7.4 ) ergibt sich der Schnittpunkt zwischen Erdwiderstand unterhalb der Baugrubensohle und Erdruhedruck ab Geländeoberkante zu

$$z_e = \frac{K_0}{K_{\text{ph}, \delta_p=0} - K_0} \cdot \frac{p_v}{\gamma} = \frac{0,391}{4,11 - 0,391} \cdot \frac{175,65 \text{ kN/m}^2}{11 \text{ kN/m}^3} = 1,68 \text{ m}$$

Und gemäß Gleichung ( 7.5 ) die Erddruckresultierende aus Vorbelastung zu

$$E_v = K_0 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left( H - \frac{z_e}{2} \right) \right) = 0,391 \cdot \left( 11 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{(7,15 \text{ m})^2}{2} + 175,65 \cdot \left( 7,15 \text{ m} - \frac{1,68 \text{ m}}{2} \right) \right)$$

$$= 543,34 \text{ kN/m}$$

$$K_v = \frac{2E_v}{\gamma \cdot h^2} = \frac{2 \cdot 543,34 \text{ kN/m}}{11 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,15^2} = 1,93$$

Die Faktoren  $f_1$  und  $f_2$  zur Bestimmung der Grenzverschiebungen sind unabhängig vom Reibungswinkel und können somit der Berechnung für  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$  entnommen werden.

Unter Verwendung dieser Werte können die Parameter  $A_v$ ,  $B_v$  und  $C_v$  des Mobilisierungsansatzes ermittelt werden.

$$C = \frac{K_{\text{ph}} \xi_G}{2(K_{\text{ph}} - K_0) \xi_G + 2K_0 - K_{\text{ph}}} = \frac{-7,58 \cdot 0,20}{2(7,58 - 0,391)0,20 + 2 \cdot 0,391 - 7,58} = 0,389$$

$$A_v = A = K_{\text{ph}} + C(K_{\text{ph}} - K_0) = 7,58 + 0,389(7,58 - 0,391) = 10,38$$

$$B_v = B = -(C + C^2)(K_{\text{ph}} - K_0) = -(0,389 + 0,389^2)(7,58 - 0,391) = -3,88$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = \frac{-3,88}{1,93 - 10,38} = 0,46$$

Die Verschiebungen unter Berücksichtigung einer Vorbelastung errechnen sich zu

$$\Delta \xi = \frac{B}{K_v - A} - C = \frac{-3,88}{1,93 - 10,38} - 0,389 = 0,07$$

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta \xi = 0,2 - 0,07 = 0,13$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta \xi = 1 - 0,07 = 0,93$$

Der Mobilisierungsansatz lautet für dieses Beispiel

$$K'_{\text{ph}} = 10,38 + \frac{-3,88}{0,46 + \xi}$$

oder

$$E'_{\text{ph}} = \left( 10,38 + \frac{-3,88}{0,46 + \xi} \right) \cdot \gamma \cdot h^2$$

# Anhang H Fallbeispiel U4 Hamburg, Los 3, VS1

## DS 16

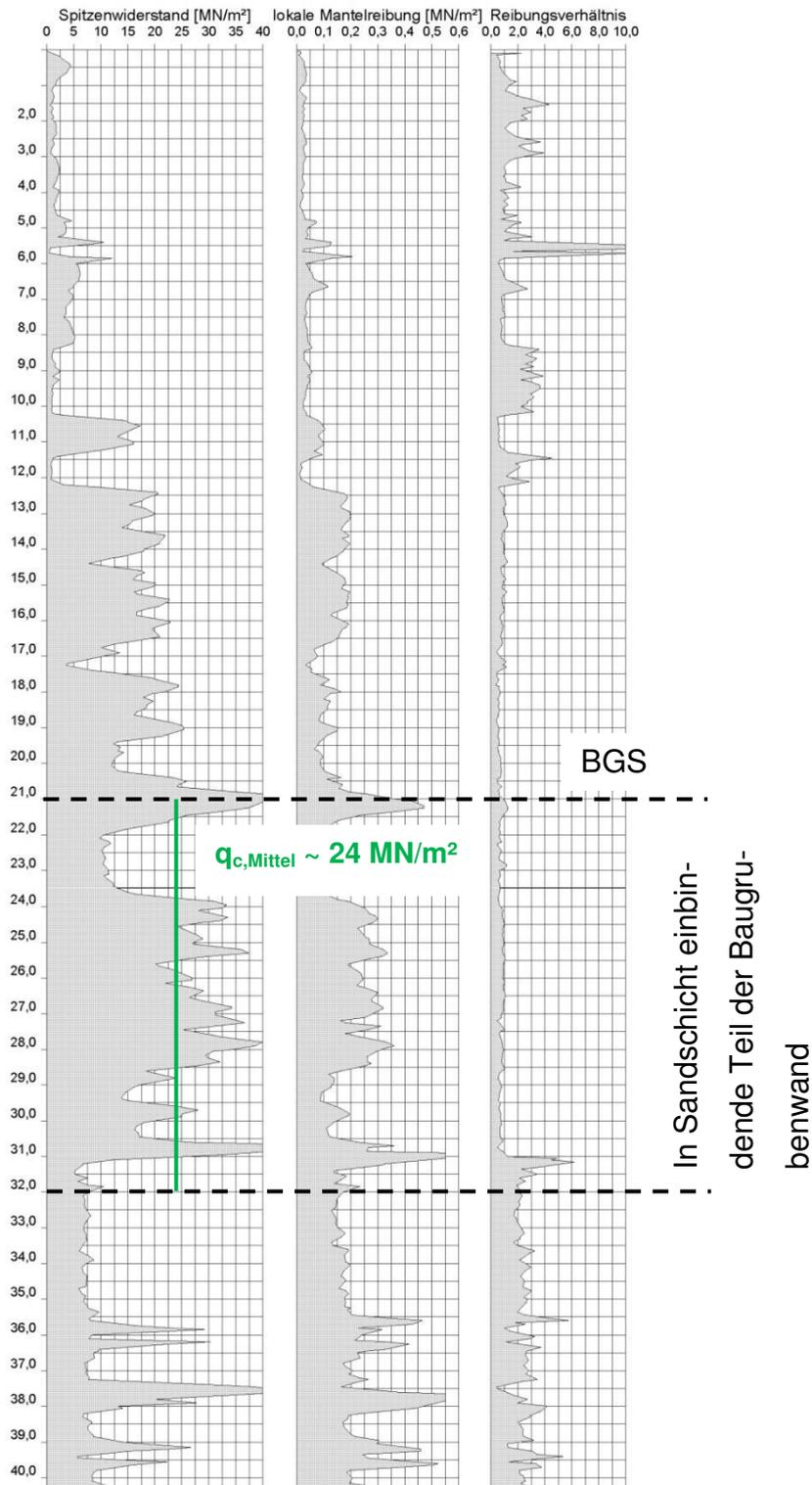


Bild H.1: Drucksondierung DS16 [86]

DS 21/05  
 NN+6,05m

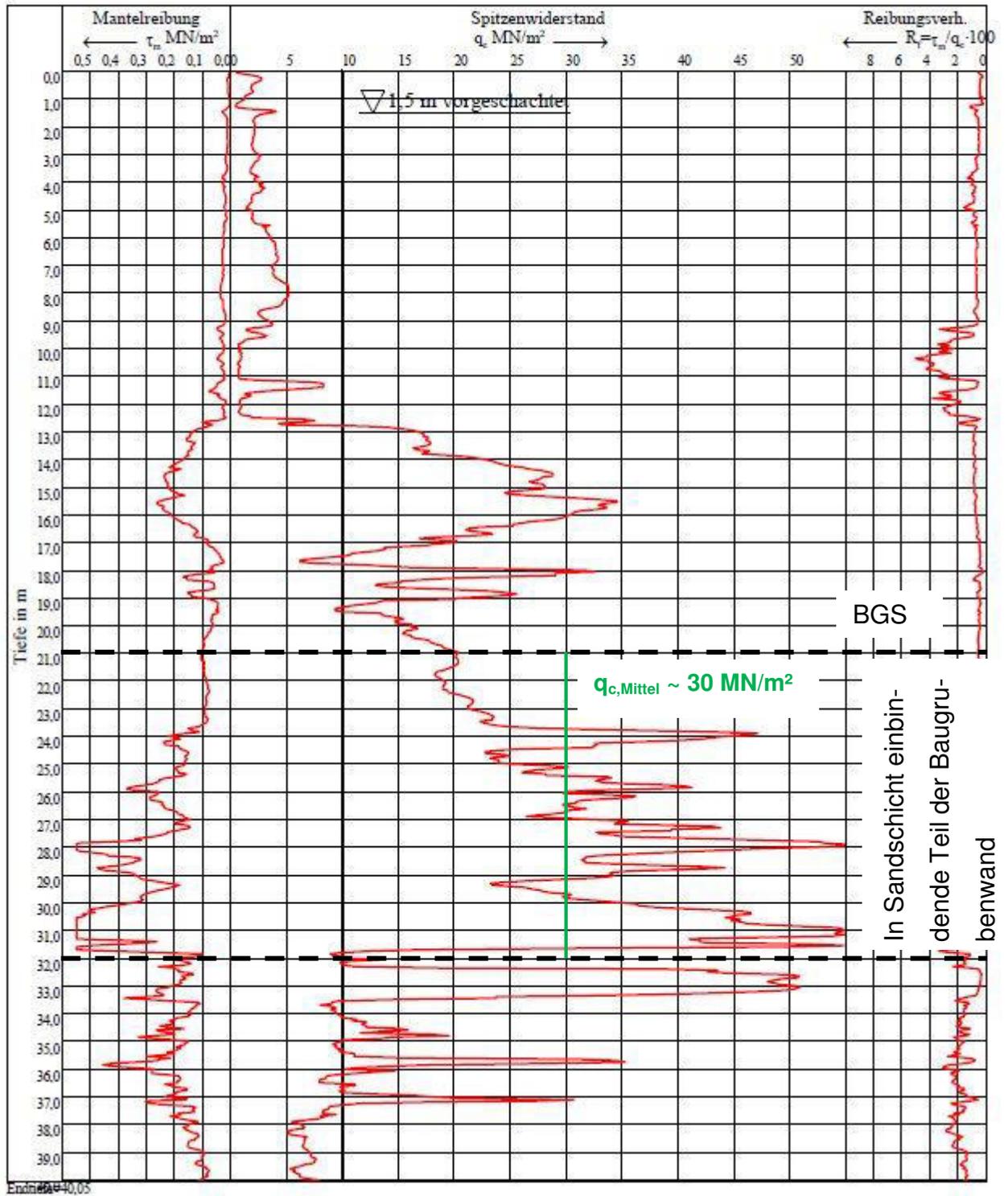


Bild H.2: Ergebnisse Drucksondierung DS 21/05 [86]

DS 22/05  
 NN+5,11m

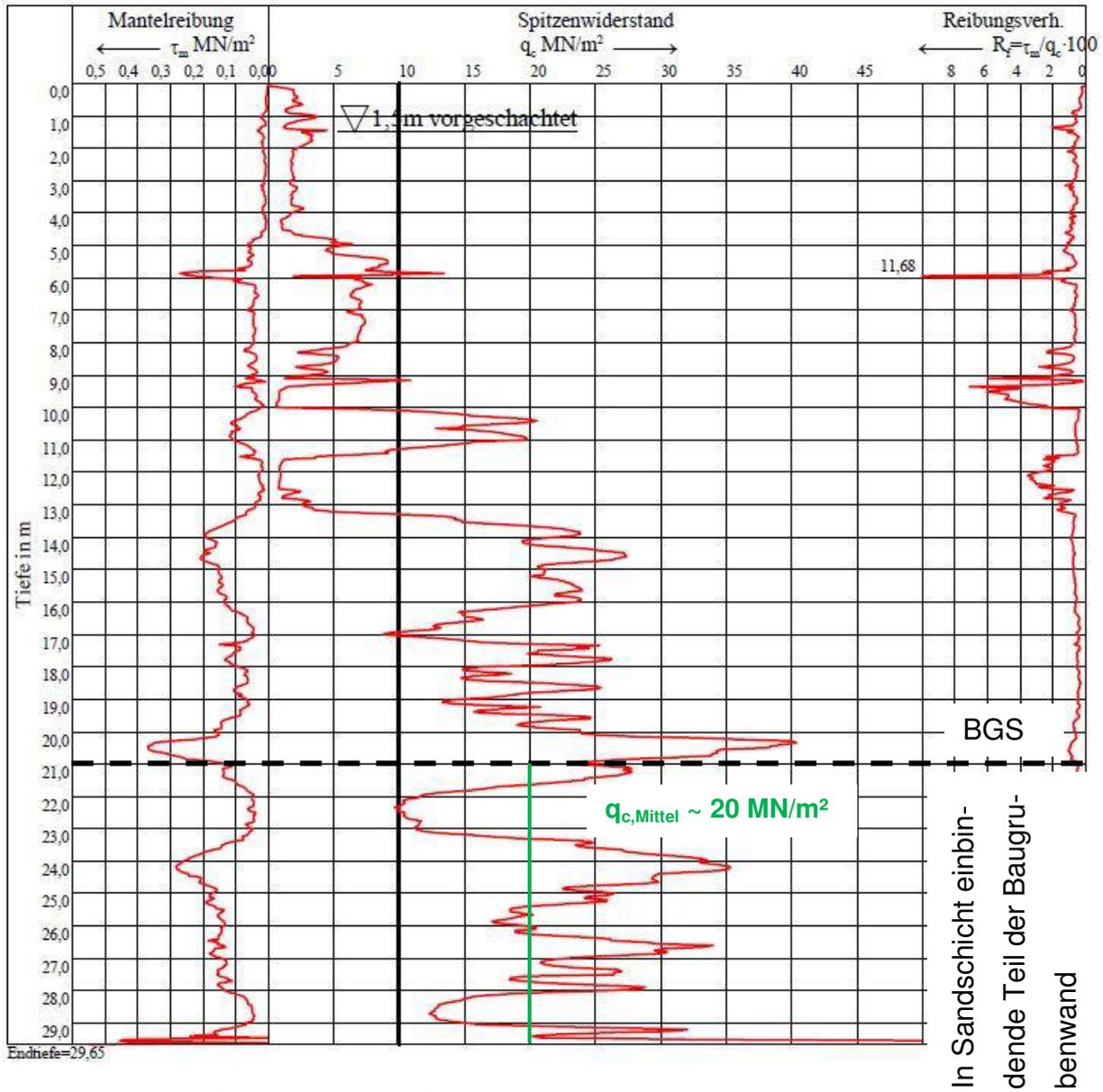


Bild H.3: Ergebnisse Drucksondierung DS 22/05 [86]

DS 23/05  
 NN+5,18m

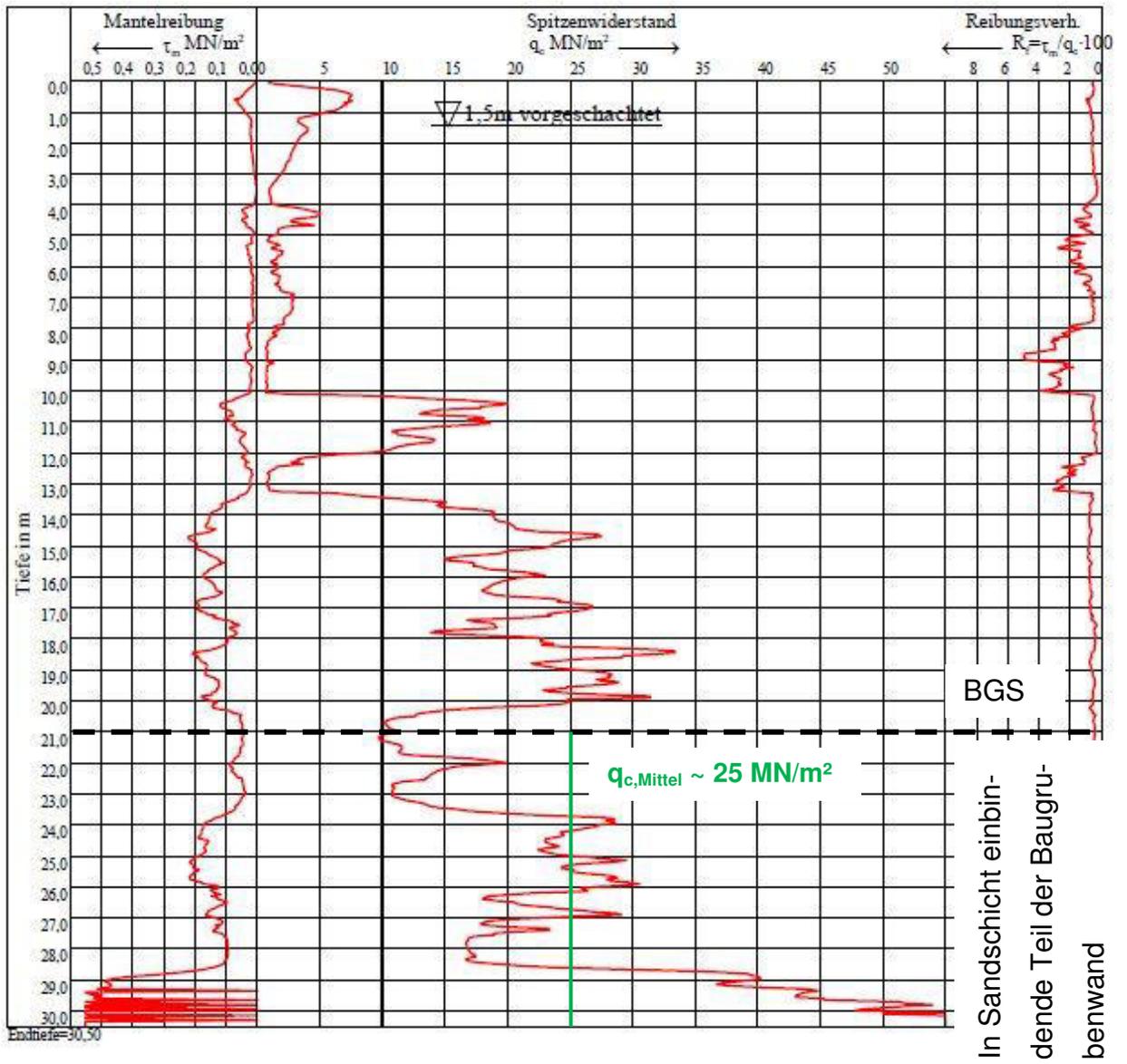


Bild H.4: Ergebnisse Drucksondierung DS 23/05 [86]

# Anhang I Fallbeispiel Spreedreieck, Berlin, I2

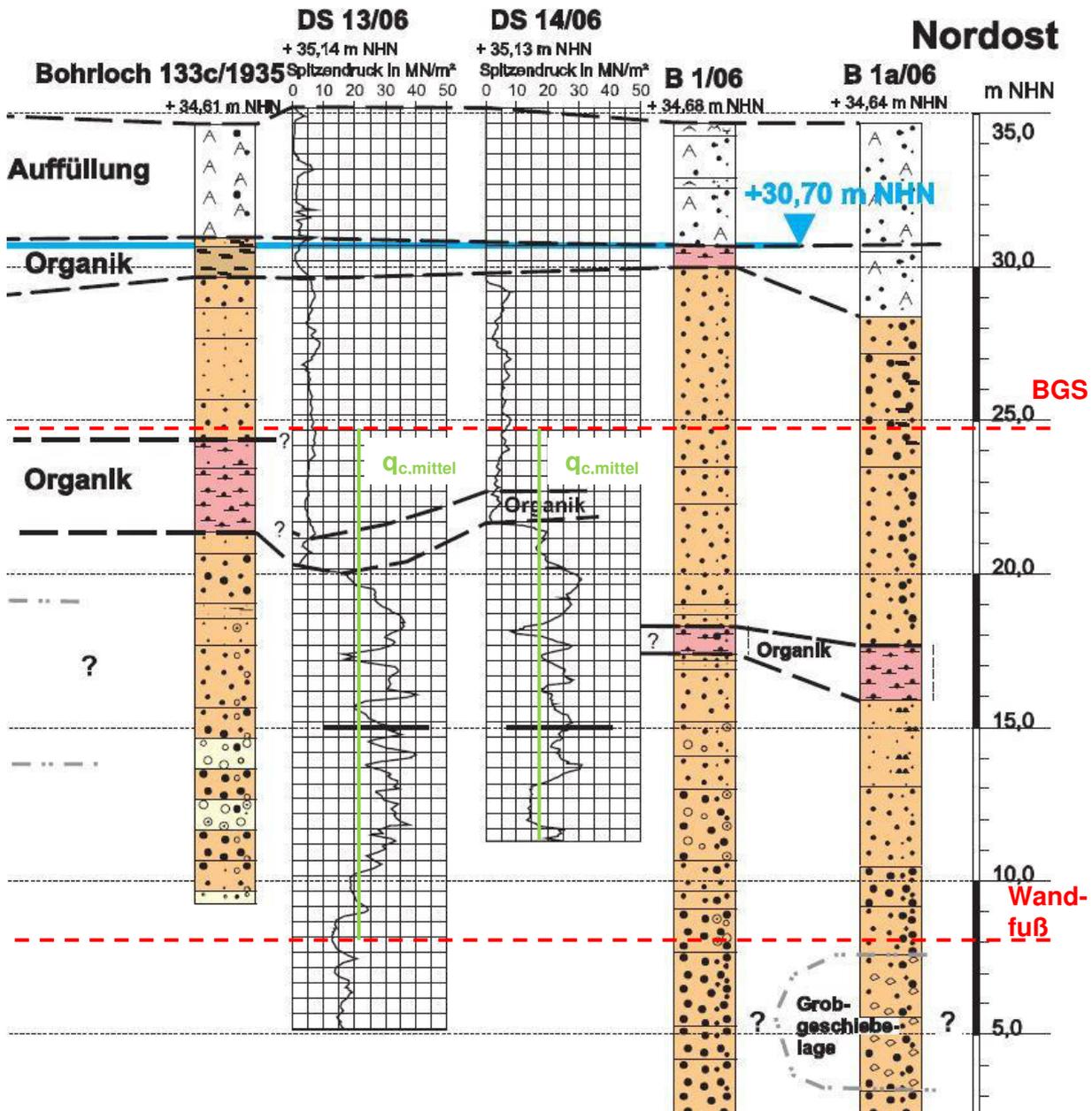


Bild I.1: Ergebnisse der Drucksondierungen DS 13/06 und DS 14/06 [88]

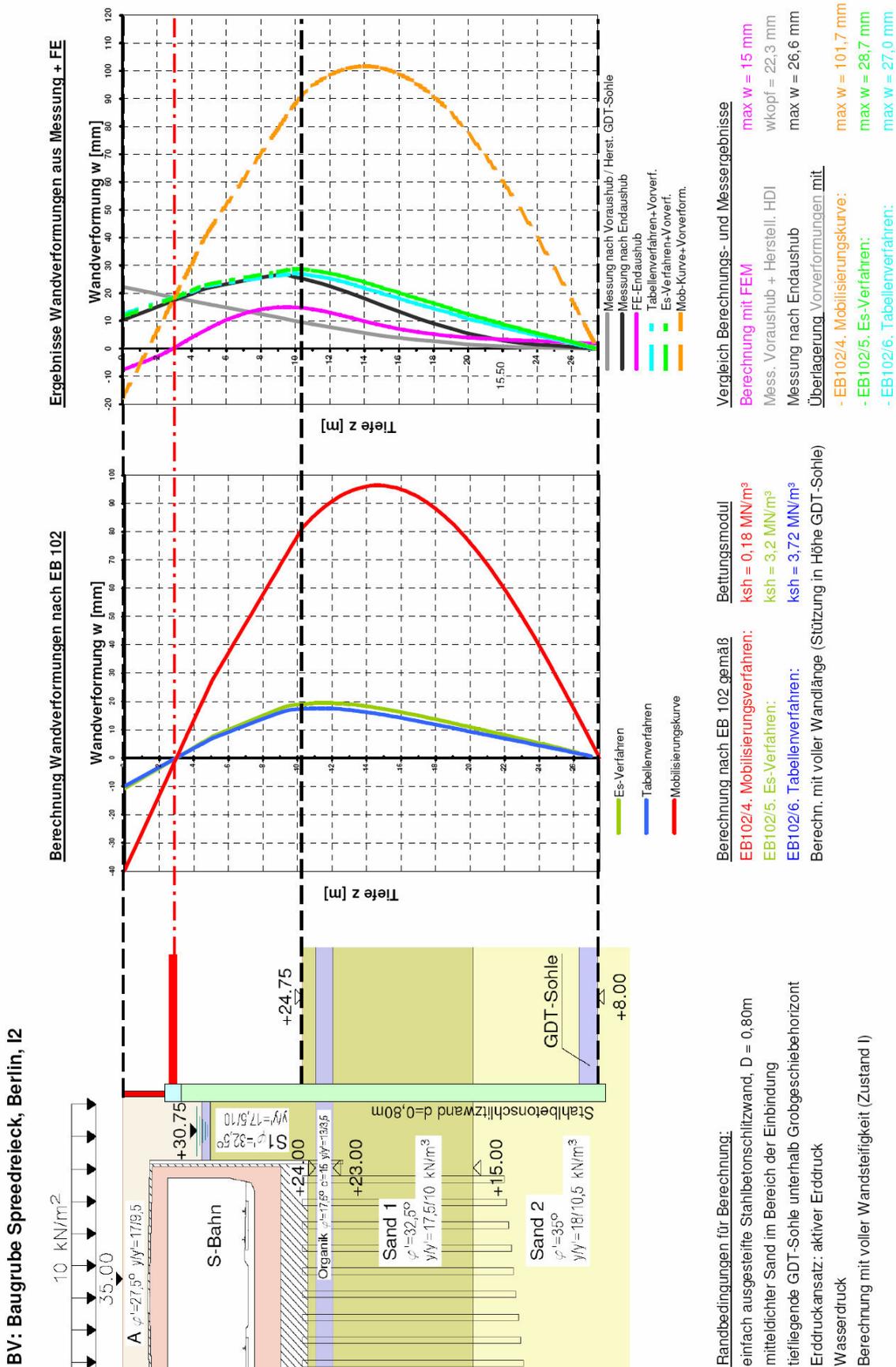


Bild I.2: Berechnete und gemessene Wandverformungen von Brand et al. zum Projekt Spreedreieck Berlin [82]

**Mobilisierungsansatz nach Besler für  $\varphi'_{\text{real}} = 42^\circ$** 

Bei einer Vorbelastung in Höhe der Baugrubensohle von  $p_v = 132,25$  ergibt sich gemäß Gleichung ( 7.4 ) der Schnittpunkt zwischen Erdwiderstand unterhalb der Baugrubensohle und Erdruchdruck ab Geländeoberkante zu

$$z_e = \frac{K_0}{K_{\text{ph}, \delta_p=0} - K_0} \cdot \frac{p_v}{\gamma} = \frac{0,331}{5,04 - 0,331} \cdot \frac{132,25 \text{ kN/m}^2}{10 \text{ kN/m}^3} = 0,93 \text{ m}$$

$$t_B = 17,25 \text{ m} - 0,93 \text{ m} = 16,32 \text{ m}$$

Und gemäß Gleichung ( 7.5 ) die Erddruckresultierende aus Vorbelastung zu

$$\begin{aligned} E_v &= K_0 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left( H - \frac{z_e}{2} \right) \right) \\ &= 0,331 \cdot \left( 10 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{(17,25 \text{ m})^2}{2} + 132,25 \cdot \left( 17,25 \text{ m} - \frac{0,93 \text{ m}}{2} \right) \right) = 1227,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$K_v = \frac{2E_v}{\gamma \cdot h^2} = \frac{2 \cdot 1227,2 \text{ kN/m}}{10 \text{ kN/m}^3 \cdot 17,25^2} = 0,82$$

Zur Bestimmung der Verschiebungen im Grenzzustand und im Gebrauchszustand werden folgende Faktoren angesetzt.

$$f_D = 1,03 \text{ (dichter Sand)}$$

$$f_{\delta, G} = 2,44$$

$$f_{\delta, B} = 1,57$$

$$f_{B, G} = 0,5\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{B, B} = 3,87\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{s, G} = f_{s, B} = 1,0$$

Es ergeben sich nach Besler folgende Faktoren zur Berechnung der Verschiebungen im Gebrauchs- und Bruchzustand:

$$f_1 = 1,03 \cdot 2,44 \cdot 1,0 \cdot 0,5\% = 1,25\% = 0,0125$$

$$f_2 = 1,03 \cdot 1,57 \cdot 1,0 \cdot 3,87\% = 6,26\% = 0,0626$$

Für  $\xi_G$  ergibt sich

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,0125}{0,0626} = 0,20$$

Unter Verwendung dieser Werte können die Parameter  $A_v$ ,  $B_v$  und  $C_v$  des Mobilisierungsansatzes ermittelt werden.

$$C = \frac{K_{ph} \xi_G}{2(K_{ph} - K_0) \xi_G + 2K_0 - K_{ph}} = \frac{-10,71 \cdot 0,20}{2(10,71 - 0,331)0,20 + 2 \cdot 0,331 - 10,71} = 0,36$$

$$A_v = A = K_{ph} + C(K_{ph} - K_0) = 10,71 + 0,36(10,71 - 0,331) = 14,44$$

$$B_v = B = -(C + C^2)(K_{ph} - K_0) = -(0,36 + 0,36^2)(10,71 - 0,331) = -5,08$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = \frac{-5,08}{1,08 - 14,44} = 0,38$$

Die Verschiebungen unter Berücksichtigung einer Vorbelastung errechnen sich zu

$$\Delta \xi = \frac{B}{K_v - A} - C = \frac{-5,08}{0,82 - 14,44} - 0,36 = 0,013$$

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta \xi = 0,2 - 0,013 = 0,187$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta \xi = 1 - 0,013 = 0,987$$

Es ergibt sich folgender Mobilisierungsansatz

$$E'_{ph} = \left( 14,44 + \frac{-5,08}{0,38 + \xi} \right) \cdot \gamma \cdot h^2$$

Für einen mobilisierten Erdwiderstand gemäß Vergleichsberechnungen von Brand et al. von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 2200 \text{ kN/m}$  lassen sich folgende Bettungsmodule errechnen:

$$k_{sh} = \frac{2200 \text{ kN/m} - 1227 \text{ kN/m}}{0,021 \text{ m} \cdot 16,32 \text{ m}} = 2,8 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{sh}^* = \frac{2200 \text{ kN/m}}{0,021 \text{ m} \cdot 17,25 \text{ m}} = 6,0 \text{ MN/m}^3$$

Für den modifizierte Erddruckansatz und einem mobilisierten Erdwiderstand von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 1741 \text{ kN/m}$  ergeben sich folgende Bettungsmodule.

$$k_{sh} = \frac{1741 \text{ kN/m} - 1227 \text{ kN/m}}{0,01 \text{ m} \cdot 16,32 \text{ m}} = 3,2 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{sh}^* = \frac{1741 \text{ kN/m}}{0,01 \text{ m} \cdot 17,25 \text{ m}} = 10,1 \text{ MN/m}^3$$

# Anhang J Fallbeispiel Desy, Hamburg

BK 65/05

Standard-Penetration-Tests

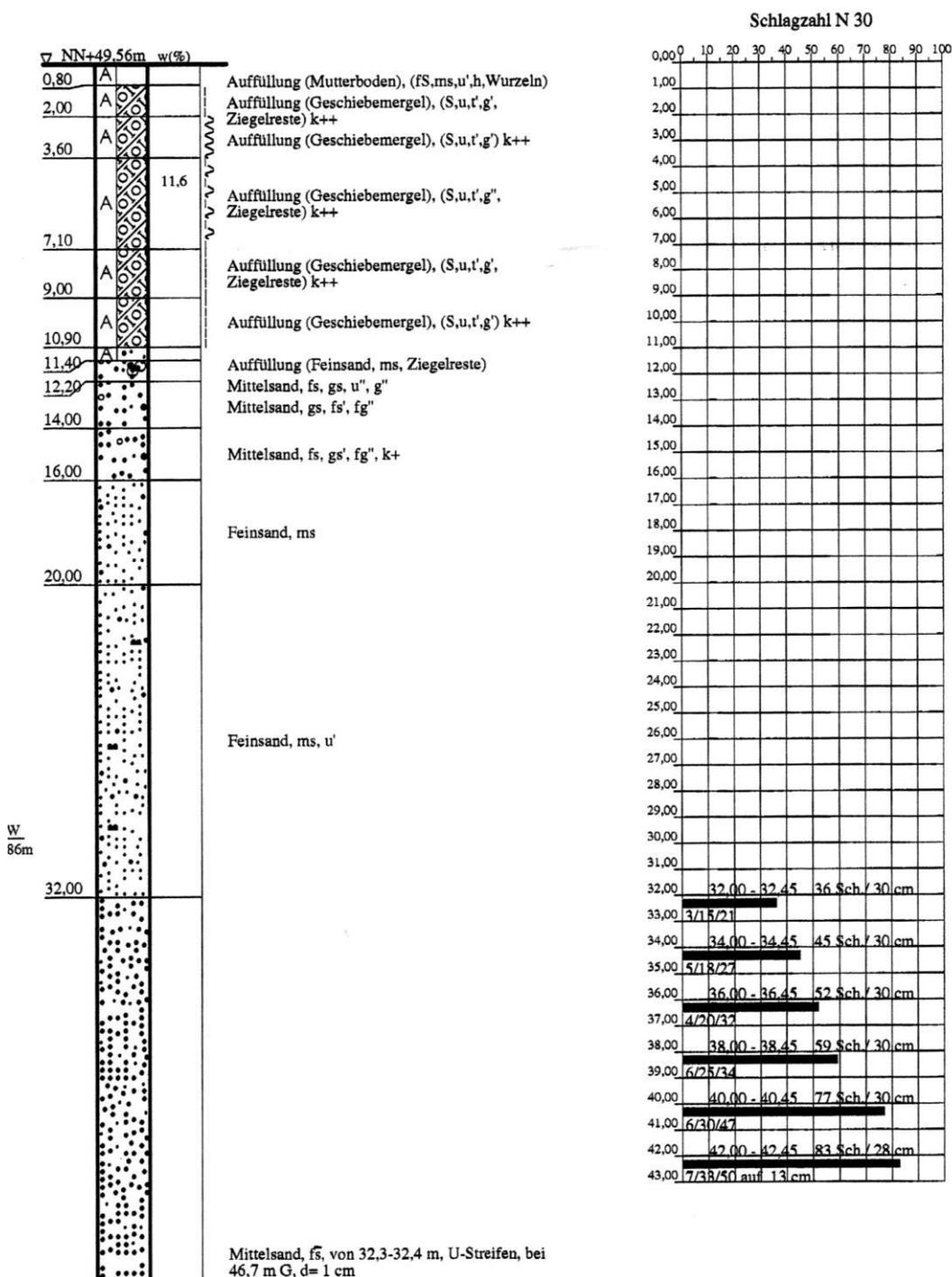


Bild J.1: Ergebnisse der Rammsondierungen zur Bohrung BK 65/05 [85]

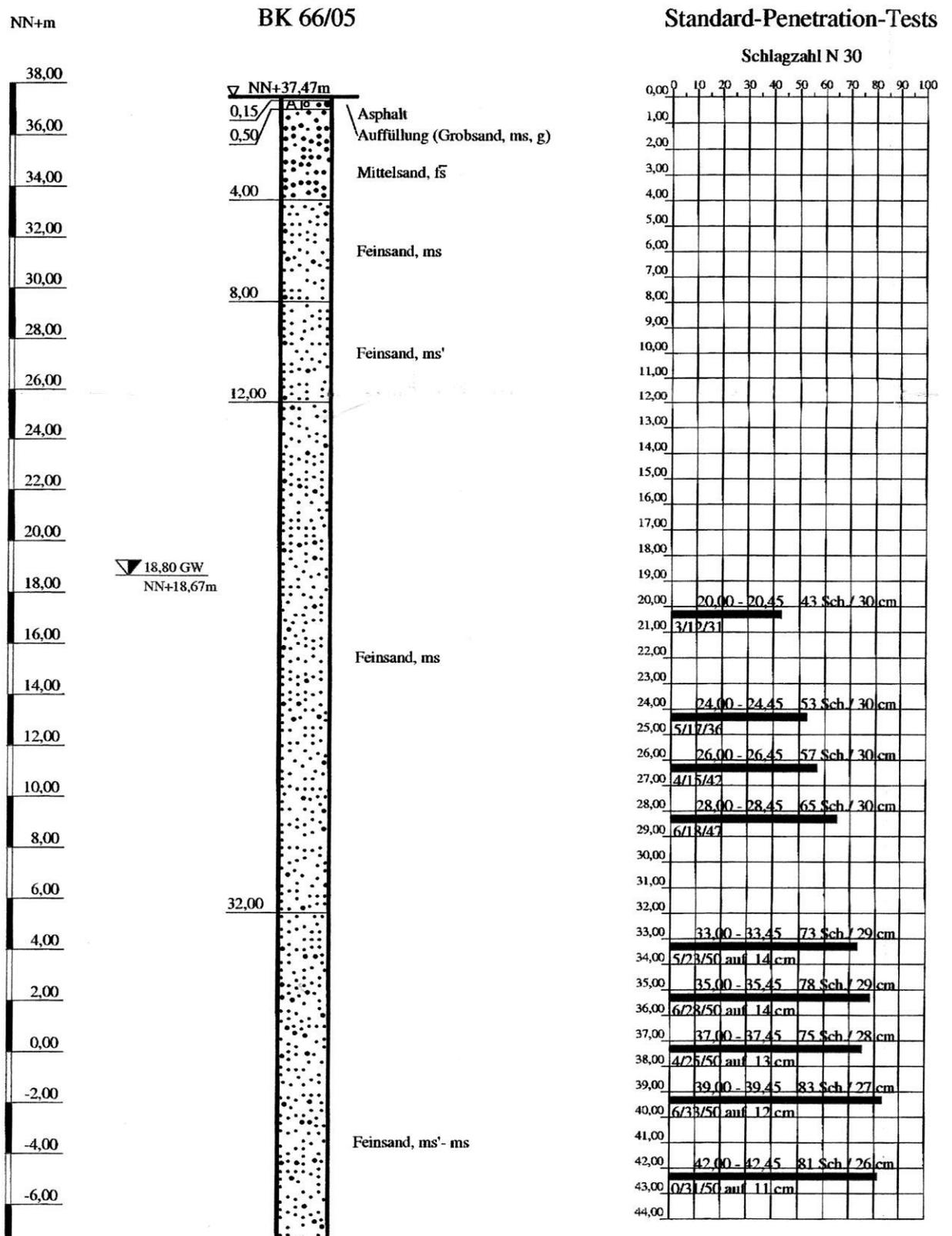


Bild J.2: Ergebnisse der Rammsondierungen zur Bohrung BK 66/05 [85]

BK 69/05

Standard-Penetration-Tests

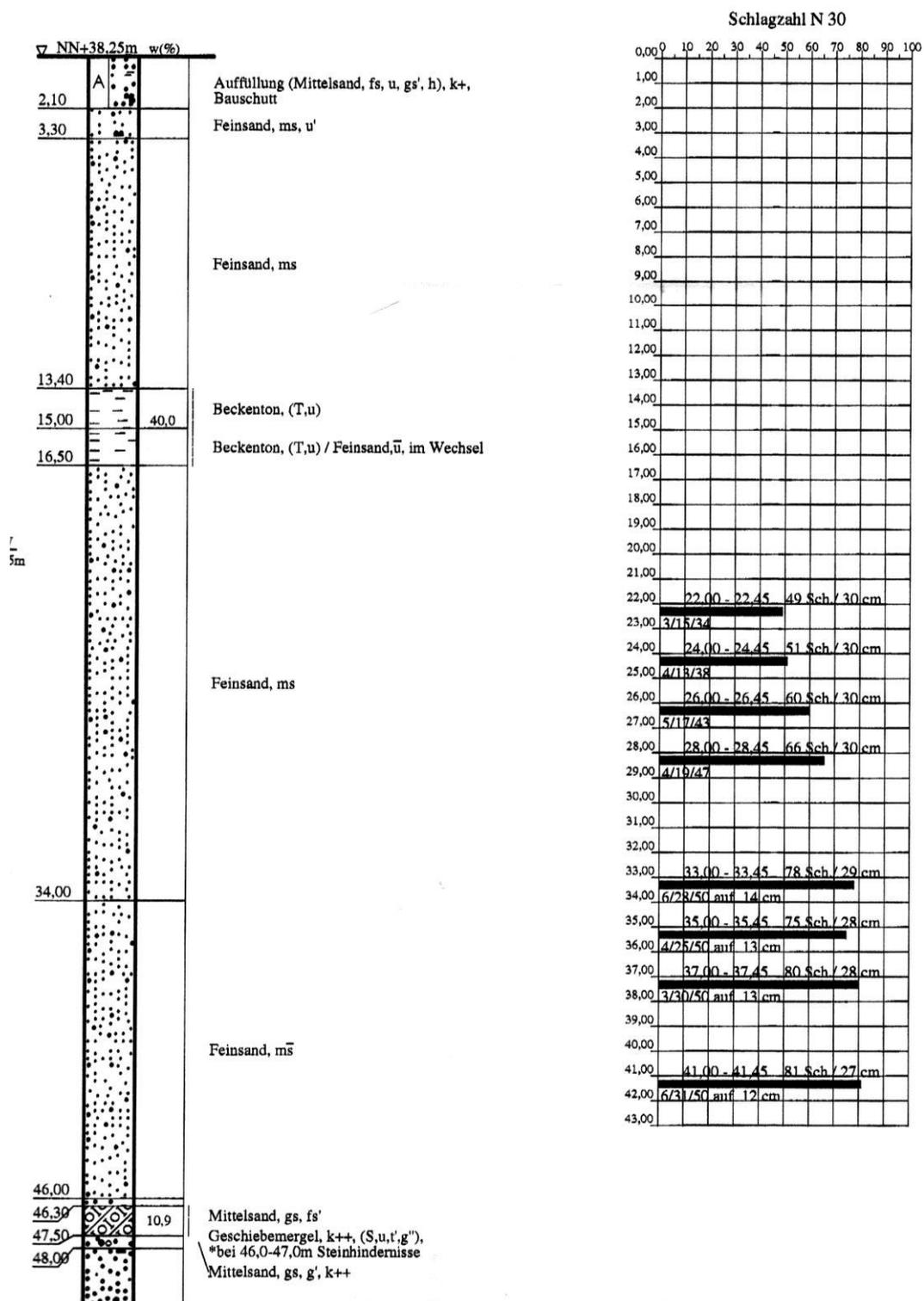


Bild J.3: Ergebnisse der Rammsondierungen zur Bohrung BK 69/05 [85]

**Mobilisierungsansatz nach Besler für  $\varphi'_{\text{real}} = 44^\circ$** 

Bei einer Vorbelastung in Höhe der Baugrubensohle von  $p_v = 425,2 \text{ kN/m}^2$  ergibt sich gemäß Gleichung ( 7.4 ) der Schnittpunkt zwischen Erdwiderstand unterhalb der Baugrubensohle und Erdruhedruck ab Geländeoberkante zu

$$z_e = \frac{K_0}{K_{\text{ph},\delta_p=0} - K_0} \cdot \frac{p_v}{\gamma} = \frac{0,305}{5,55 - 0,305} \cdot \frac{425,2 \text{ kN/m}^2}{11 \text{ kN/m}^3} = 2,25 \text{ m}$$

$$t_B = 8,9 \text{ m} - 2,25 \text{ m} = 6,65 \text{ m}$$

Und gemäß Gleichung ( 7.5 ) die Erddruckresultierende aus Vorbelastung zu

$$E_v = K_0 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left( H - \frac{z_e}{2} \right) \right) = 0,305 \cdot \left( 11 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{(8,9 \text{ m})^2}{2} + 425,2 \cdot \left( 8,9 \text{ m} - \frac{2,25 \text{ m}}{2} \right) \right) \\ = 1141,33 \text{ kN/m}$$

$$K_v = \frac{2E_v}{\gamma \cdot h^2} = \frac{2 \cdot 1141,33 \text{ N/m}}{11 \text{ kN/m}^3 \cdot 8,9^2} = 2,62$$

Zur Bestimmung der Verschiebungen im Grenzzustand und im Gebrauchszustand werden folgende Faktoren angesetzt.

$$f_D = 0,75 \text{ (sehr dichter Sand)}$$

$$f_{\delta,G} = 2,44$$

$$f_{\delta,B} = 1,57$$

$$f_{B,G} = 0,5\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{B,B} = 3,87\% \text{ (Parallelverschiebung)}$$

$$f_{s,G} = f_{s,B} = 1,0$$

Es ergeben sich nach Besler folgende Faktoren zur Berechnung der Verschiebungen im Gebrauchs- und Bruchzustand:

$$f_1 = 0,75 \cdot 2,44 \cdot 1,0 \cdot 0,5\% = 0,915\% = 0,00915$$

$$f_2 = 10,75 \cdot 1,57 \cdot 1,0 \cdot 3,87\% = 4,56\% = 0,0456$$

Für  $\xi_G$  ergibt sich

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,00915}{0,0456} = 0,20$$

Unter Verwendung dieser Werte können die Parameter  $A_v$ ,  $B_v$  und  $C_v$  des Mobilisierungsansatzes ermittelt werden.

$$C = \frac{K_{\text{ph}} \xi_G}{2(K_{\text{ph}} - K_0) \xi_G + 2K_0 - K_{\text{ph}}} = \frac{-12,61 \cdot 0,20}{2(12,61 - 0,305)0,20 + 2 \cdot 0,305 - 12,61} = 0,36$$

$$A_v = A = K_{ph} + C(K_{ph} - K_0) = 12,61 + 0,36(12,61 - 0,305) = 17,02$$

$$B_v = B = -(C + C^2)(K_{ph} - K_0) = -(0,36 + 0,36^2)(12,61 - 0,305) = -6,00$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = \frac{-6,00}{2,62 - 17,02} = 0,42$$

Die Verschiebungen unter Berücksichtigung einer Vorbelastung errechnen sich zu

$$\Delta\xi = \frac{B}{K_v - A} - C = \frac{-6,00}{2,62 - 17,02} - 0,36 = 0,058$$

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta\xi = 0,2 - 0,058 = 0,142$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 1 - 0,058 = 0,942$$

Es ergibt sich folgender Mobilisierungsansatz

$$E'_{ph} = \left( 17,02 + \frac{-6,00}{0,42 + \xi} \right) \cdot \gamma \cdot h^2$$

Für einen mobilisierten Erdwiderstand gemäß Vergleichsberechnungen von Brand et al. von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 1644 \text{ kN/m}$  lassen sich folgende Bettungsmodule errechnen:

$$k_{sh} = \frac{1644 \text{ kN/m} - 1141 \text{ kN/m}}{0,015 \text{ m} \cdot 6,65 \text{ m}} = 5,0 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{sh}^* = \frac{1644 \text{ kN/m}}{0,015 \text{ m} \cdot 8,9 \text{ m}} = 12,3 \text{ MN/m}^3$$

Für den modifizierten Erddruckansatz und einem mobilisierten Erdwiderstand von  $\text{mob } E_{ph,k} = B_{h,k} = 1156 \text{ kN/m}$  ergeben sich folgende Bettungsmodule.

$$k_{sh} = \frac{1156 \text{ kN/m} - 1141 \text{ kN/m}}{0,00036 \text{ m} \cdot 6,65 \text{ m}} = 6,27 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{sh}^* = \frac{1156 \text{ kN/m}}{0,00036 \text{ m} \cdot 8,9 \text{ m}} = 360,8 \text{ MN/m}^3$$

**Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau  
der Technischen Universität Dortmund**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Weißenbach

- Heft 1: Kempfert, H.-G. (1987):  
Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche
- Heft 2: Schäfer, J. (1990):  
Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff.
- Heft 3: Weißenbach, A. (1991):  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 4: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an einmal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 5: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an zweimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 6: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an dreimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 7: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an viermal oder öfter ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 8: Weißenbach, A. (1993):  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden
- Heft 9: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Borgfelder Straße"
- Heft 10: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Burgstraße" und "Elise-Averdieck-Straße"
- Heft 11: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Hammer Kirche" und "Horner Rennbahn"
- Heft 12: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Lutterothstraße"

- Heft 13: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Rauhes Haus"
- Heft 14: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Steinfurths Diek"
- Heft 15: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den Baulosen der U-Bahn nach Wandsbek
- Heft 16: Mao, P. (1993):  
Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad.
- Heft 17: Weißenbach, A. (1994):  
Auswertung der Berichte über Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen
- Heft 18: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in nichtbindigem Boden
- Heft 19: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in bindigem Boden
- Heft 20: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in geschichtetem Boden
- Heft 21: Weißenbach, A. (1994):  
Festschrift des Arbeitskreises "Baugruben" zum 65. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Anton Weißenbach

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

- Heft 22: Besler, D. (1998):  
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden
- Heft 23: Abdel-Rahman, K. (1999):  
Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand
- Heft 24: Maier, T. (2002):  
Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität

- Heft 25: Gutjahr, St. (2003):  
Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand
- Heft 26: Weißenbach, A.:  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in geschichtetem Boden
- Heft 27: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der Schichtfolge: oben nichtbindiger Boden, unten bindiger Boden
- Heft 28: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der Schichtfolge: oben bindiger Boden, unten nichtbindiger Boden
- Heft 29: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit wechselnder Folge von nichtbindigen und bindigen Bodenschichten
- Heft 30: diverse Autoren:  
Eurocode 7 – Einführung in Deutschland  
RuhrGeo-Tag am 24.03.2011 in Dortmund
- Heft 31: diverse Autoren:  
Herausforderung Baugrund: Vom Vorentwurf bis zur Ausführung  
RuhrGeo-Tag am 19.03.2015 in Dortmund
- Heft 32: Hegert, H. (2016):  
Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen