

VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos

Heft 20

ERFASSUNG VON GRENZZUSTÄNDEN UND
NACHWEISFÜHRUNG GEOTECHNISCHER BAUWERKE MITTELS
DER FINITE-ELEMENTE-METHODE

von

Elisabeth Seibel

KAISERSLAUTERN 2023

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität

zur
Verleihung des akademischen Grades
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

D 386

Tag der Einreichung: 20. Januar 2023

Tag der mündlichen Prüfung: 2. März 2023

Dekan: Prof. Dr.-Ing. Karsten Körkemeyer

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos
Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler
Prof. Dr.-Ing. Markus Herten

Autorin dieses Heftes ist

Elisabeth Seibel

Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik und
Grundbau der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität

Vorwort des Herausgebers

Die Bemessung und Nachweisführung von Gründungen und Stützkonstruktion in der Geotechnik erfolgt traditionell mittels bewährter und mehrfach validierter analytischer Verfahren, die in Normen, Richtlinien und Empfehlungen verankert sind. Die Entwicklung und Implementierung moderner geotechnischer Software in Verbindung mit verfügbarer leistungsstarker Hardware hat dazu geführt, dass inzwischen 2D- und 3D-Finite-Elemente-Methoden (FEM) eine breite Anwendung im Bereich der Geotechnik finden. Darüber hinaus hat die Entwicklung höherwertiger konstitutiver Modelle, die eine genauere Simulation des Bodenverhaltens ermöglichen, dazu geführt, dass die FEM routinemäßig zur realistischen Prognose von Verformungen eingesetzt wird. Die Erfassung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit dagegen, ist stark von der Natur des Randwertproblems und der Formulierung sowie den Implementierungsdetails des gewählten Stoffmodells abhängig. Diese Thematik ist Gegenstand der aktuellen Forschung. Insbesondere die Kompatibilität der mittels der FEM erzielten Ergebnisse mit den auf Erfahrungen oder Großversuchen basierenden analytischen Verfahren wird oft in Frage gestellt. Typische Beispiele hierfür sind der Grundbruch und der Erdwiderstand.

Diese Thematik wird in der Arbeit im Rahmen einer detaillierten Untersuchung behandelt. Die klassischen Formeln zum Grundbruch einschließlich der zahlreichen Einflussfaktoren konnten bestätigt und um eine seismische Komponente erweitert werden. Für den Durchstanznachweis von Fundamenten auf geschichtetem Baugrund werden Defizite in den Regelwerken identifiziert. Betreffend die Nachweise von mehrfach ausgesteiften Baugrubenwänden werden unterschiedliche Sicherheitskonzepte gegenübergestellt. Abschließend werden der ebene und räumliche Erdwiderstand untersucht und die Anwendung bei Brückenwiderlagern mit Flügelwänden aufgezeigt.

Die angewandten Simulationstechniken und die daraus gewonnenen Erkenntnisse zu den komplexen Wechselwirkungen zwischen Boden und Struktur macht die vorliegende Arbeit zu einer wertvollen Referenz für zukünftige numerische Studien sowie für diverse Normen und Empfehlungen im Bereich der Geotechnik.

Christos Vrettos

Vorwort der Verfasserin

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität in Kaiserslautern. Die Arbeit behandelt die Erfassung von Grenzzuständen verschiedener geotechnischer Bauwerke mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode sowie die Nachweisführung mittels numerischer Berechnungen.

Meinen besonderen Dank möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Christos Vrettos aussprechen, der mir den nötigen Rahmen zur Durchführung der Arbeit geboten und mich stets unterstützt und ermutigt hat.

Ebenfalls danken möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler und Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Herten für die Übernahme des Korreferats. Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Allen Kollegen am Fachgebiet danke ich für die vielen Diskussionen, Anregungen, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben. Vor allem Herrn apl. Prof. Dr.-Ing. Andreas Becker danke ich für die stete Unterstützung durch viele fachliche Diskussionen.

Nicht zuletzt danke ich meiner Familie, die mich in meinem Vorhaben immer wieder bestärkte und unterstützte.

Elisabeth Seibel

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Vorwort des Herausgebers	i
Vorwort der Verfasserin	iii
Inhaltsverzeichnis	v
Formelzeichen	ix
Lateinische Buchstaben.....	ix
Griechische Buchstaben	xi
Abkürzungen	xii
Kurzfassung.....	xiii
Abstract	xv
1 Einführung.....	1
2 Stand der Forschung.....	4
2.1 Grundbruch von Fundamenten.....	4
2.1.1 Allgemeines.....	4
2.1.2 Statische Grundbruchgleichung	4
2.1.3 Quasi-statische 3D-Grenzflächen.....	17
2.1.4 Durchstanzen bei geschichtetem Boden	18
2.2 Dimensionierung von Baugrubenwänden	23
2.2.1 Allgemeines.....	23
2.2.2 Berechnungsansätze im Eurocode 7	24
2.2.3 Ermittlung der Einbindelänge	28
2.2.4 Nachweis des Fußauflagers.....	30

2.3	Ermittlung des Erdwiderstands	32
2.3.1	Allgemeines.....	32
2.3.2	Analytische Ansätze	33
2.3.3	Numerische Untersuchungen	35
3	Numerische Untersuchungen zum Grundbruch.....	37
3.1	Modell und Vorgehensweise	37
3.1.1	Modellbeschreibung	37
3.1.2	Vorgehensweise	40
3.2	Klassische Grundbruchgleichung.....	43
3.2.1	Tragfähigkeitsbeiwerte.....	43
3.2.2	Lastexzentrizität	47
3.2.3	Lastneigung	49
3.2.4	Bodenträgheitsbeiwerte	50
3.2.5	Formbeiwerte	52
3.2.6	Einfluss der Superposition	56
3.2.7	Einfluss der Dilatanz	57
3.3	Durchstanzen	60
3.3.1	Bruchfigur	69
3.4	Quasi-statische 3D-Grenzflächen.....	70
3.4.1	DIN-basierte Grundbruchgleichung.....	70
3.4.2	Vergleich der 2D-Interaktionskurven	74
3.5	Fazit	77
4	Numerische Untersuchungen zur Dimensionierung von Baugrubenwänden	78
4.1	Modell und Vorgehensweise	78

4.1.1	Modellbeschreibung	78
4.1.2	Vorgehensweise	82
4.2	Ermittlung der Mindesteinbindelänge.....	83
4.2.1	Vorgehensweise in der analytischen Berechnung nach EAB ...	83
4.2.2	Vorgehensweise bei EFA/RFA	87
4.2.3	Vorgehensweise bei MFA.....	87
4.2.4	Vorgehen am Beispiel von System 1	88
4.3	Bewertung der Berechnungsergebnisse	90
4.3.1	System 1	93
4.3.2	System 2	96
4.3.3	System 3 und System 4	99
4.3.4	System 5	104
4.3.5	System 6	107
4.4	Fazit	110
5	Numerische Untersuchungen zum Erdwiderstand.....	112
5.1	Modell und Vorgehensweise.....	112
5.1.1	Modellbeschreibung	112
5.1.2	Vorgehensweise	115
5.2	Ebener Zustand.....	116
5.3	Räumlicher Erdwiderstand.....	117
5.3.1	Einfluss der Netzfeinheit.....	117
5.3.2	Einfluss des Stoffmodells.....	118
5.3.3	Vergleich der Ergebnisse	119
5.4	Erdwiderstand bei Brückenwiderlagern.....	122
5.4.1	Einfluss der Netzfeinheit.....	122

5.4.2	Einfluss der Wandsteifigkeit der Flügelwände	122
5.4.3	Verformungsfigur und Bewertung der Ergebnisse	125
5.5	Fazit	128
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	129
	Literaturverzeichnis	135
	Anhang	147
A	Vergleich EFA/RFA und MFA für $\varphi = 30^\circ$	147

Formelzeichen

Lateinische Buchstaben

a	Fundamentlänge
a'	Länge der rechnerischen Grundfläche des ausmittig belasteten Fundaments
b	Fundamentbreite
b'	Breite der rechnerischen Grundfläche des ausmittig belasteten Fundaments
B'	Effektive Lastbreite in 2.1.4
B_h	Bodenreaktionskraft
c	Kohäsion des Bodens
c^*	Reduzierte Ersatzkohäsion zur Berücksichtigung der Dilatanz
c_u	Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens
C_h	Ersatzkraft im theoretischen Fußpunkt einer Wand
d	Einbindetiefe des Fundaments
e_a	Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden in Richtung der längeren Seite
e_b	Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden in Richtung der kürzeren Seite
$e_{b,E}, e_{d,E}, e_{c,E}$	Grundbruchnachweis: Bodenträgheitsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Gründungstiefe, Kohäsion
E_{ph}	Erdwiderstand
E_{pch}	Erdwiderstand aus Kohäsion
E_{pgh}	Erdwiderstand aus Bodeneigengewicht
E_{pph}	Erdwiderstand aus Einwirkungen
E_{ph}^r	Räumlicher Erdwiderstand
E_{pch}^r	Räumlicher Erdwiderstand aus Kohäsion
E_{pgh}^r	Räumlicher Erdwiderstand aus Bodeneigengewicht
E_{pph}^r	Räumlicher Erdwiderstand aus Einwirkungen
F_x	System-Erddruckkraft aus den FEM-Berechnungen
\overline{F}	Dimensionslose Boden-Trägheitskraft

h	Abstand der Gründungsunterkante zur Tonschicht in 2.1.4
h	Wandhöhe
\overline{H}	Auf V_{\max} bezogene Horizontalkraft
i_b, i_d, i_c	Grundbruchnachweis: Lastneigungsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Einbindetiefe, Kohäsion
$i_{b,E}, i_{d,E}, i_{c,E}$	Grundbruchnachweis: Lastneigungsbeiwerte inklusive Berücksichtigung der Bodenträgheitsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Gründungstiefe, Kohäsion
k	Beiwert der Bodenreaktion
K_{agh}	Aktiver Erddruckbeiwert
K_{pgh}	Passiver Erddruckbeiwert
K_p	Passiver Erddruckbeiwert nach Caquot und Kerisel
K_{pghC}	Passiver Erddruckbeiwert zur Ermittlung der Ersatzkraft C_h
K_s	Koeffizient für den Durchstanz-Widerstand in der vertikalen Ebene unterhalb der Fundamentkante
k_h, k_v	Horizontale und vertikale Komponente des seismischen Koeffizienten
l	Länge des Fundaments
m	Exponent zur Berechnung der Lastneigungsbeiwerte
\overline{M}	Auf V_{\max} bezogenes Momenteneinwirkung
N_b, N_d, N_c	Grundbruchnachweis: Tragfähigkeitsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Gründungstiefe, Kohäsion
N_{b0}, N_{d0}, N_{c0}	Grundbruchnachweis: Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte für den Anteil der Fundamentbreite, Gründungstiefe, Kohäsion
N_γ, N_q, N_c	Grundbruchnachweis: Tragfähigkeitsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Gründungstiefe, Kohäsion; internationale Schreibweise
$N_{bE}^S, N_{dE}^S, N_{cE}^S$	Grundbruchnachweis: Tragfähigkeitsbeiwerte inkl. Effekte der Bodenträgheitskräfte
$N_{bE}^{SS}, N_{dE}^{SS}, N_{cE}^{SS}$	Grundbruchnachweis: Tragfähigkeitsbeiwerte inkl. Effekte der Trägheitskräfte im Überbau
p	Belastung des Fundaments in den FEM-Berechnungen
p_u	Grundbruchlast des Fundaments in den FEM-Berechnungen

P_p	Äquivalenter passiver Erddruck beim Durchstanzversagen, Kapitel 2.1.4
q	Seitliche Auflast auf der Geländeoberfläche
q_b	Durchstanznachweis: Tragfähigkeit der unteren Tonschicht
q_t	Durchstanznachweis: Tragfähigkeit der oberen Sandschicht
q_u	Durchstanznachweis: Maximal aufnehmbare Spannung normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstandes
R_n	
S	Bodenparameter
t	Einbindelänge einer Wand
t_0	Minimale Einbindelänge einer Wand bei freier Auflagerung
t_1	Einbindelänge bei bodenmechanischer Einspannung nach Blum
t_1^*	Einbindelänge inklusive Zuschlag zur Aufnahme der Ersatzkraft C_h
Δt	Zuschlag auf die Einbindelänge t_1
V_{\max}	Maximale Grundbruchlast bei mittiger, vertikaler Belastung
\bar{V}	Auf V_{\max} bezogene Vertikalkraft

Griechische Buchstaben

α	Verhältnis aus dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A und der Erdbeschleunigung
β	Lastausbreitungswinkel
γ	Wichte des Bodens
γ_1	Wichte des Bodens oberhalb der Gründungsebene
γ_2	Wichte des Bodens unterhalb der Gründungsebene
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert auf die Materialeigenschaften des Bodens
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert auf ständige Einwirkungen
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert auf veränderliche Einwirkungen
$\gamma_{R,e}$	Teilsicherheitsbeiwert auf Widerstände
δ	Wandreibungswinkel
$\delta_{C,k}$	Erddruckneigungswinkel zur Ermittlung von K_{pghC}

δ_L	Lastneigungswinkel
δ_S	Sohltreibungswinkel
$\zeta_b, \zeta_d, \zeta_c$	Grundbruchnachweis: Sohlneigungsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Einbindetiefe, Kohäsion
$\lambda_b, \lambda_d, \lambda_c$	Grundbruchnachweis: Geländeneigungsbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Einbindetiefe, Kohäsion
μ	Grundbruchnachweis: Verhältnis zwischen der gekoppelten Lösung und der klassischen, überlagerten Lösung
μ_{pch}^{res}	Formbeiwert für räumlichen Erddruck aus Kohäsion
μ_{pgh}^{res}	Formbeiwert für räumlichen Erddruck aus Bodeneigengewicht
μ_{pph}^{res}	Formbeiwert für räumlichen Erddruck aus Einwirkungen
ν	Querdehnzahl des Bodens
ν_{ur}	Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung
ν_b, ν_d, ν_c	Grundbruchnachweis: Formbeiwerte für den Einfluss der Fundamentbreite, Einbindetiefe, Kohäsion
ν_{cu}	Grundbruchnachweis: Formbeiwerte für den Einfluss der undrainierten Kohäsion
$\sigma_{ph,k}$	Bodenreaktion auf der Baugrubenseite
φ	Reibungswinkel des Bodens
φ^*	Reduzierter Ersatzreibungswinkel zur Berücksichtigung der Dilatanz
ψ	Dilatanzwinkel des Bodens

Abkürzungen

EFA	Effect Factor Approach
MFA	Material Factor Approach
MFA-1	MFA mit einer Abminderung in den maßgebenden Bauphasen
MFA-2	MFA mit einer Abminderung von Beginn an
RFA	Resistance Factor Approach
VC	Verification Case

Kurzfassung

Numerische Berechnungsmodelle wurden in den letzten Jahren zunehmend für geotechnische Nachweise eingesetzt, da sie die Möglichkeit bieten, komplizierte Systemgeometrien und realistische, nichtlineare Materialmodelle für den Boden zu verwenden. In den geltenden Europäischen Normen gibt es hierzu kaum Vorgaben, weshalb deren Neufassung numerische Verfahren als Nachweismöglichkeit enthalten wird. Motiviert durch diese Entwicklung beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit der Implementierung und Modellierung verschiedener geotechnischer Randwertprobleme mittels der Finite-Elemente-Methode.

Die Grundbruchsicherheit von Fundamenten kann mit numerischen Methoden gut abgebildet werden. Trotz Modellierungsschwierigkeiten lässt sich der Einfluss der Fundamentform über 3D-Modelle abschätzen und etablierte Vorschläge zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Lastexzentrizität konnten verifiziert werden. Die Ergebnisse bestätigten außerdem, dass der Ansatz, die Anteile des Grundbruchwiderstands getrennt zu berechnen und dann zu überlagern, auf der sicheren Seite liegt. Zur Berücksichtigung seismischer Belastungen wurde die klassische Grundbruchformel um seismische Trägheitsfaktoren erweitert. Für Gründungen auf geschichteten Böden konnten Werte aus früheren analytischen und numerischen Untersuchungen gut reproduziert werden.

Gestützte Baugrubenwände wurden mit zwei verschiedenen Nachweisalternativen numerisch analysiert: dem Material Factor Approach und dem Effect Factor Approach. Für beide Varianten wurden die Schnittkräfte in der Wand verglichen. Während an den Auflagern und entlang der Wandbettung beide Methoden ähnliche Ergebnisse liefern, zeigen sich in den Feldmomenten Unterschiede. Auch der Einfluss des Grundwassers wurde untersucht.

Die Umsetzung des räumlichen Erdwiderstands in numerischen Modellen ist noch immer eine Herausforderung. Für den ebenen Zustand stimmen die numerischen Ergebnisse sehr gut mit den analytischen Lösungen der Normen überein. Einflussfaktoren auf die numerische Umsetzung von Brückenwiderlagern wurden identifiziert. Dazu gehören die Netzfeinheit und die Nachgiebigkeit der Flügelwände.

Die Ergebnisse der Untersuchungen und die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen können in der Praxis und für die weitergehende Analyse von geotechnischen Bauwerken verwendet werden.

Abstract

Numerical calculation models have increasingly been used for geotechnical verifications in recent years. They offer the possibility of capturing complicated system geometries and realistic, non-linear material models for the soil. In the applicable design standards there are only sparse specifications. The upcoming editions of European design standards will include numerical methods for verification. Motivated by this development, the present thesis deals with implementing and modelling various geotechnical boundary value problems via the finite element method.

The investigations carried out show that the safety of foundations against bearing failure can be assessed using numerical methods. Despite some modelling difficulties, the influence of the foundation shape can be estimated via 3D models. Available, well-established proposals for considering the effects of load eccentricity could be verified. The results also confirmed that the approach of calculating the individual parts of the bearing capacity and then superimposing them is on the safe side. To take seismic loads into account, the classical bearing capacity formula has been enhanced by appropriate seismic inertia factors. For foundations on stratified soils, values from previous analytical and numerical studies could be reproduced well.

Propped excavation walls were analysed numerically using two different verification alternatives: the material factor approach and the effect factor approach. Sectional forces in the wall were compared for the two options. While for the sectional forces at the various supports and along the wall embedment both methods yield essentially similar results, differences appear in the values of the field moment. The influence of groundwater was also investigated.

Implementing spatially distributed passive earth pressure in numerical models is still challenging. For plane strain, the numerical results agree very well with rigorous analytical solutions reproduced in the respective design codes. Factors influencing the numerical implementation of bridge abutments were identified, including the mesh fineness and the compliance of the wing walls.

The findings of the investigations and conclusions may be used in design practice and for analysing other types of geotechnical structures.

1 Einführung

Mit der Einführung der Eurocodes sollte eine Vereinheitlichung der verschiedenen, teils länderspezifischen, Nachweisverfahren erreicht werden. Hierfür wurde das Teilsicherheitskonzept eingeführt sowie verschiedene Grenzzustände definiert: i) Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – Serviceability Limit State (SLS); ii) Grenzzustand der Tragfähigkeit – Ultimate Limit State (ULS). In den Eurocodes werden verschiedene Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwerten festgelegt, die sich danach richten, ob die Materialkennwerte oder die Widerstände abgemindert werden. Ersteres wird entsprechend als Material Factor Approach (kurz: MFA) bezeichnet, während letzteres als Resistance Factor Approach (kurz: RFA) bezeichnet wird.

Neben den in der Praxis weit verbreiteten analytischen Verfahren wird auch die Finite-Elemente-Methode (FEM) immer wichtiger für geotechnische Berechnungen. Ein großer Vorteil der FEM ist die Möglichkeit auch umfangreichere Systeme mit komplizierten Geometrien oder geschichteten Böden einfach abbilden zu können. Ein weiterer Vorteil ist die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze, die das Verhalten des Bodens oft realistischer abbilden können. Die Nutzung hat sich zwar mittlerweile für Berechnungen im Grenzzustand SLS etabliert, dennoch ist die rechnerische Erfassung von Grenzzuständen mittels der FEM und dabei v. a. auch die Verwendung von höherwertigen Stoffmodellen noch nicht gängige Praxis. Die Umsetzung erfordert Geschick bei der Modellierung und ein gutes geotechnisches Verständnis. In der vorliegenden Arbeit sollen deshalb verschiedene, ausgewählte Grenzzustände und geotechnische Problemstellungen mit Hilfe der FEM modelliert und genauer untersucht sowie mögliche Schwierigkeiten erläutert werden.

Grenzzustandsbetrachtungen betreffen die Berechnung von Pfählen, Böschungen, Fundamenten und Baugruben. Bei Pfählen hat jedoch stets eine Prüfung im Einzelfall zu erfolgen (Pfahlprobebelastung, etc.).

Nachweise und Berechnungen von Böschungen mit Hilfe der FEM sind inzwischen etabliert und werden auch in der Praxis erfolgreich angewandt. Dabei wird mit dem Material Factor Approach gerechnet. Dies kann sowohl in einer analytischen Berechnung als auch in numerischen Programmen problemlos umgesetzt werden.

Für einfache Fundamentgeometrien kann die Grundbruchlast aus Lösungen der Plastizitätstheorie ermittelt werden. Zusätzlich wurden in Deutschland in den 1960er und 1970er Jahren von der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) zahlreiche großmaßstäbliche Versuche zum Grundbruchversagen durchgeführt und daraus Gleichungen abgeleitet. Eine neuartige Methode zur Ermittlung von Grenztragfähigkeiten sind Interaktionsdiagramme, die eine direkte Beziehung zwischen den angreifenden Vertikallasten, Horizontallasten und Momenten herstellen. Sie bieten die Möglichkeit, Schnittgrößen aus dem Hochbau direkt zu beurteilen und erlauben damit eine schnelle Bemessung der Gründungen. Die Fähigkeit der FE-Programme, analytische Lösungen für ein Grundbruchversagen zu reproduzieren, ist eines der Ziele dieser Arbeit. Neben 2D-Modellen sollen auch 3D-Geometrien betrachtet werden, um den Einfluss der Fundamentform abzubilden. Ist ein Fundament auf einer tragfähigen Schicht gegründet, die über einer weicheren liegt, kann es zum Durchstanzen des Fundaments kommen. Für diese Situation gibt es bisher noch keine explizite Lösung, weshalb das Durchstanzversagen von Fundamenten in dieser Arbeit mit Hilfe der FEM weiter untersucht werden soll.

Ein wesentlicher Punkt der Arbeit ist der Einfluss des Dilatanzverhaltens. Analytische Lösungen gehen i. d. R. von einer assoziierten Fließregel aus, d. h., dass Reibungswinkel und Dilatanzwinkel gleich groß sind. Dies entspricht jedoch nicht der Realität. Wird dieser Effekt in FE-Programmen berücksichtigt, führt das oft zu numerischen Schwierigkeiten mit erhöhten Rechenzeiten. Der Einfluss auf die Ergebnisse, der sich dadurch ergibt, wird deshalb an verschiedenen Systemen gesondert betrachtet.

Bei der Dimensionierung von Baugruben ist die Interaktion zwischen dem Stützbauwerk und dem Boden besonders wichtig und muss berücksichtigt werden. Bei einer analytischen Berechnung, wie sie nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) durchgeführt wird, werden einzelne relevante Bruchmechanismen getrennt voneinander untersucht und nach dem Resistance Factor Approach nachgewiesen. Für numerische Untersuchungen wird als Anlehnung an den RFA der Effect Factor Approach (EFA) eingeführt, bei dem die Teilsicherheitsbeiwerte auf die aus den Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen angewendet werden. Es bleibt allerdings unklar, wie mit den Widerständen zu verfahren ist, die im Gegensatz zum Material Factor Approach getrennt ermittelt werden müssen. Die Beurteilung der Vor- und Nachteile des MFA und des EFA/RFA bilden einen weiteren Schwerpunkt der Arbeit.

Eng verbunden mit Stützbauwerken ist die Berechnung des passiven Erddrucks. Dieser ist stark abhängig von der angesetzten Rauheit der Wand bzw. der Interaktion zwischen Wandfläche und Boden. Während der aktive Erddruck gut durch analytische Formeln abgebildet werden kann, gibt es für den passiven Erddruck verschiedene Ansätze. Ein weiterer Schwerpunkt der Arbeit stellt deswegen die numerische Berechnung und Abbildung des Erdwiderstands dar, u. a. auch im Hinblick auf das räumliche Verhalten bei Brückenwiderlagern.

Die vorliegende Dissertation ist in die drei Themenschwerpunkte „Grundbruch von Fundamenten“, „Dimensionierung von Baugrubenwänden“ und „Ermittlung des passiven Erddrucks“ gegliedert. Nach dieser Einführung, werden im zweiten Kapitel zunächst die Grundlagen sowie der Stand der Forschung zu den einzelnen Themen vorgestellt.

Kapitel 3 behandelt dann die numerischen Untersuchungen zum Grundbruch von Fundamenten. Hier werden umfangreiche Berechnungen gezeigt, die den Einfluss der verschiedenen Geometrie- und Systemaspekte in einem Vergleich analytischer und numerischer Ergebnisse untersuchen. Auf den Einfluss der Dilatanz sowie der Superposition einzelner Komponenten wird gesondert eingegangen. Außerdem werden 3D-Grenzflächen und 2D-Interaktionsdiagramme hergeleitet.

In Kapitel 4 werden die numerischen Untersuchungen zu Stützwänden erläutert. Im Vordergrund steht der Vergleich der verschiedenen Berechnungsmethoden MFA und EFA/RFA zur Ermittlung der Schnittgrößen bei einfach und mehrfach verankerten Baugrubenwänden. Zusätzlich wird die Vorgehensweise beim Nachweis des Fußauflagers anhand der numerischen Ergebnisse im Vergleich zum analytischen Vorgehen erläutert.

Der dritte Themenschwerpunkt wird in Kapitel 5 behandelt, und betrifft die numerischen Untersuchungen zur Ermittlung des passiven Erddrucks. Dabei werden sowohl einfache Stützwände im ebenen und räumlichen Zustand, also auch das Verhalten von Brückenwiderlagern mit Flügelwänden betrachtet. Auf den Einfluss der Modellierung und der Netzfeinheit wird gesondert eingegangen.

Das letzte Kapitel fasst die gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit nochmals zusammen und gibt einen Ausblick auf mögliche zukünftige Forschungsthemen.

2 Stand der Forschung

2.1 Grundbruch von Fundamenten

2.1.1 Allgemeines

Das Grundbruchversagen stellt ein Versagen des Untergrunds dar, bei dem im Boden ein plastischer Grenzzustand erreicht wird und sich Gründung und Boden seitlich wegbewegen. Die Grundlagen für die Beschreibung dieses Versagensmechanismus gehen auf die Untersuchungen von Prandtl (1920) zurück. Terzaghi (1943, 1954) Prandtls Theorie anschließend auf Streifenfundamente an. Die Grundbruchlast R_n ist die maximale Vertikallast, die der Boden bis zum Grundbruchversagen aufnehmen kann. Bild 2.1 zeigt die idealisierte Gleitfläche nach Prandtl bzw. Terzaghi.

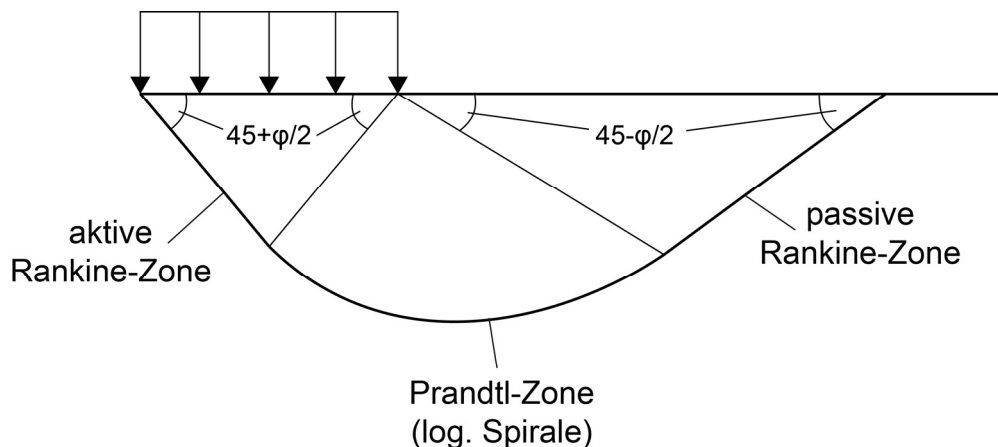


Bild 2.1: Versagensmechanismus beim Grundbruch

2.1.2 Statische Grundbruchgleichung

Für den statischen Fall kann die Bruchlast R_n als eine dreigliedrige Gleichung ausgedrückt werden. Die drei Hauptkomponenten sind die Kohäsion, eine seitliche Auflast, die die Einbindetiefe eines Fundaments abbildet, sowie die Fundamentbreite. Alle drei Komponenten können zunächst getrennt erfasst und anschließend überlagert werden. Die klassische Grundbruchgleichung nach Terzaghi (1954) ist auch in DIN 4017:2006 enthalten und wird zunächst komplett als charakteristische Größe berechnet:

$$R_n = l \cdot b \cdot (\gamma_2 \cdot b \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (2.1)$$

wobei $l \geq b$ die Abmessungen des rechteckigen Fundaments, N_b , N_d , N_c Tragfähigkeitsbeiwerte, c die Kohäsion, γ_1 die Wichte des Bodens oberhalb und γ_2 die Wichte des Bodens unterhalb der Gründungsebene sind. Bei der Analyse mittels totaler Spannungen für undrainierte Zustände wird c durch die undrainierte Scherfestigkeit c_u ersetzt. Im Unterschied zum deutschsprachigen Raum werden in internationalen Veröffentlichungen (und somit auch in DIN EN 1997) für den Anteil der Fundamentbreite als Index γ statt b und für den Anteil der Einbindetiefe des Fundaments als Index q statt d verwendet. Der Anteil der Kohäsion wird immer mit dem Index c versehen.

Gl. (2.1) ist in einer älteren Form in das europäische Regelwerk DIN EN 1997-1:2014-03 übernommen worden:

$$R_n = l \cdot b \cdot (0,5 \cdot \gamma_2 \cdot b \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c) \quad (2.2)$$

mit $q = \gamma_1 \cdot d$.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass gilt:

$$2 \cdot N_b = N_\gamma \quad (2.3)$$

und somit Gl. (2.1) und Gl. (2.2) für senkrecht belastete Fundamente gleiche Ergebnisse liefern.

N_b , N_d und N_c setzen sich aus dem Produkt der folgenden Werte zusammen: N_{b0} , N_{d0} , N_{c0} Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte; v_b , v_d , v_c Formbeiwerte; i_b , i_d , i_c Lastneigungsbeiwerte; λ_b , λ_d , λ_c Geländeneigungsbeiwerte; ζ_b , ζ_d , ζ_c Sohlneigungsbeiwerte.

Smith (2005) untersuchte die Auswirkung der Superposition der drei Tragfähigkeitskomponenten für den statischen Fall. Werden die Effekte der seitlichen Auflast und des Bodeneigengewichts miteinander gekoppelt, führt dies zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit im Vergleich zur entkoppelten Betrachtung. Das Verhältnis zwischen der gekoppelten Lösung und der klassischen, überlagerten Lösung wird als μ bezeichnet und ist abhängig vom Verhältnis $\gamma b/q$,

vom Reibungswinkel φ sowie vom Sohlreibungswinkel δ_s . Smith konnte zeigen, dass immer gilt: $\mu \geq 1$.

- **Tragfähigkeitsbeiwerte**

Die statischen Tragfähigkeitsbeiwerte N_{d0} nach Reissner (1924) und N_{c0} nach Prandtl (1920) sind vollständige Lösungen, siehe Shield (1954):

$$N_{d0} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan(\varphi)} \quad (2.4)$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot(\varphi) \quad (2.5)$$

Bei rein kohäsivem Boden vereinfacht sich Gl. (2.5) zu:

$$N_{c0} = 2 + \pi \quad (2.6)$$

Einige ältere Lösungen und Verfahren sind in (Naujoks, 1963) erläutert, werden hier allerdings nicht aufgeführt, da Gln. (2.4) und (2.5) exakte Lösungen darstellen.

Für N_{b0} wurden in der Vergangenheit verschiedene Lösungen vorgeschlagen, deren Ergebnisse jedoch teilweise erhebliche Abweichungen zeigen. Für die deutsche Norm DIN 4017:2006 wurde Gl. (2.7) eingeführt, die experimentelle Ergebnisse aus großmaßstäblichen Versuchen der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) abbildet. Aus den Versuchen wurde in Weiß (1970) ein Wertebereich in Abhängigkeit vom Reibungswinkel abgeleitet. Für den Bereich der relevanten Reibungswinkel zwischen 35° und 45° stimmen die Vorschläge aus Weiß (1970) gut mit Gl. (2.7) überein.

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan(\varphi) \quad (2.7)$$

Abweichend davon gibt es noch weitere Formeln; Beispiele für weitverbreitete, anerkannte Lösungen sind die von Meyerhof (1953), Brinch-Hansen (1970) oder Vesić (1973).

In den letzten Jahren wurden mit Hilfe der Methode der Charakteristiken oder durch die numerische Lösung des Differentialgleichungssystems neue

Erkenntnisse und Lösungen hergeleitet. Diese neuen Gleichungen werden mittlerweile als vollständige und exakte Lösungen angesehen, Smith (2005). Martin (2005) gibt Lösungen dafür in Form von Tabellenwerten an. Er hat diese außerdem in dem Programm *ABC – Analysis of Bearing Capacity* implementiert. White et al. (2008) und Salgado (2008) schlagen darauf aufbauend anhand ihrer Ergebnisse aus dem Programm *ABC* Näherungsgleichungen vor. Weitere Vorschläge verschiedener Autoren sind z. B. in Magnan et al. (2003) und Orr (2010) zusammengestellt.

Die Spannungsverteilung in der Kontaktfläche zwischen Boden und Fundament sowie die Form der Bruchfigur sind abhängig von den Kontaktbedingungen, Smith (2005). Diese Kontaktbedingung wird im Allgemeinen durch den Sohlreibungswinkel δ_s abgebildet, wobei $\delta_s = 0$ eine vollständig glatte und $\delta_s = \varphi$ eine vollständig raue Sohlfuge darstellt. V. a. bei der Ermittlung des Tragfähigkeitsbeiwertes N_b zeigt sich eine starke Abhängigkeit vom Sohlreibungswinkel. Cascone & Casablanca (2016) haben anhand von FEM-Berechnungen und der Methode der Charakteristiken eine Näherungsformel für N_b für einen Bereich des Reibungswinkels von $15^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ hergeleitet.

Davis & Booker (1971) untersuchten den Tragfähigkeitsbeiwert mittels des Gleitlinienverfahrens. In Poulos et al. (2001) sind Approximationen dieser Ergebnisse für eine raue und eine glatte Sohlfuge veröffentlicht. Hijaji et al. (2005) haben anhand von numerischen Berechnungen ebenfalls Werte für N_b entwickelt.

Martin (2005) untersuchte die Abhängigkeit des Tragfähigkeitsbeiwertes N_b von δ_s/φ . Die Abhängigkeit von der Sohlreibung zeigt sich deutlich, siehe Bild 2.2. V. a. bei höheren Reibungswinkeln ab 35° ist N_{b0} bei kleinem Sohlreibungswinkel δ_s sichtlich größer als die Gleichung nach DIN 4017:2006 ergibt. Lediglich $\delta_s = 0$ ergibt geringere Werte. Diese Abhängigkeit von der Kontaktbedingung bleibt in den gängigen Normen und Berechnungsformeln unberücksichtigt.

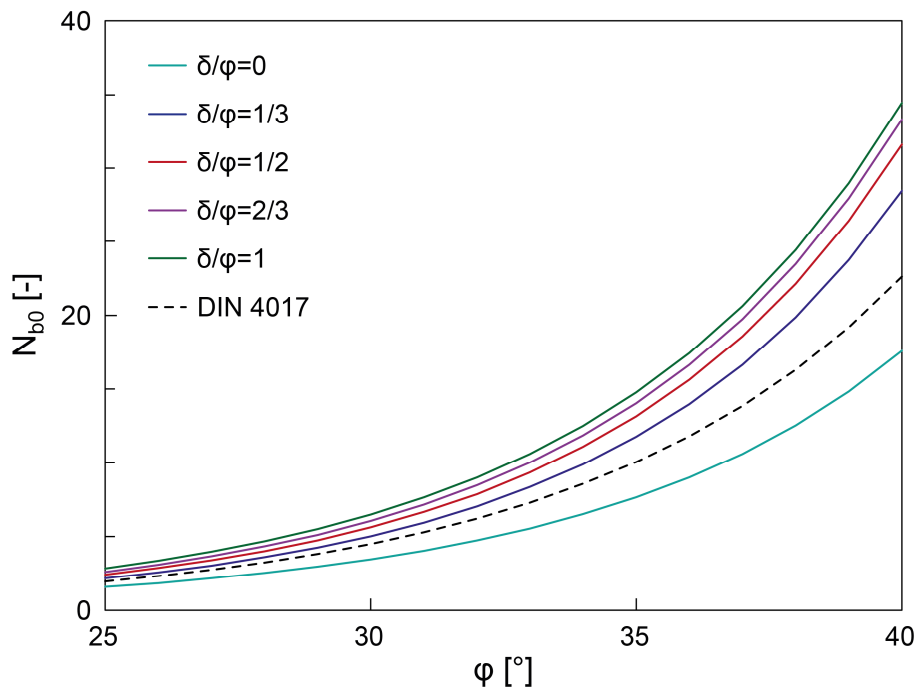


Bild 2.2: Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} in Abhängigkeit von δ_s/φ nach Martin (2005)

Bei der Entwicklung der Ausdrücke für N_{b0} , N_{d0} und N_{c0} nach der Methode der Charakteristiken wird eine assoziierte Fließregel angesetzt. Dies trifft für die realen Verhältnisse im Boden jedoch nicht zu (Bolton, 1986; Rowe, 1963; Taylor, 1948) und das Dilatanzverhalten des Bodens bzw. die Größe des Dilatanzwinkels ψ beeinflusst die Grenztragfähigkeit teilweise erheblich (Houlsby, 1991; Vrettos & Seibel, 2018; Chakraborty & Salgado, 2010). Zum Einfluss der Dilatanz auf die Grundbruchkomponenten gibt es bisher nur wenige Studien, in denen ein Vorschlag zur Abminderung der Scherparameter im Boden gemacht wird. Der bisher gängigste Ansatz ist die Näherung nach Davis (1968). Er empfiehlt, einen reduzierten Ersatzreibungswinkel φ^* bzw. eine reduzierte Ersatzkohäsion c^* zu verwenden. Diese Ersatzwerte können dann in die üblichen Formeln zur Ermittlung der Tragfähigkeitsbeiwerte unter Ansatz einer assoziierten Fließregel eingesetzt werden (Michalowski, 1997; Drescher & Detournay, 1993). Die Näherung nach Davis (1968) lautet wie folgt:

$$c^* = c \cdot \frac{\cos(\psi) \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\psi) \cdot \sin(\varphi)} \quad (2.8)$$

$$\tan(\varphi)^* = \tan(\varphi) \cdot \frac{\cos(\psi) \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\psi) \cdot \sin(\varphi)} \quad (2.9)$$

Michalowski (1997) zeigt, dass der Einfluss der Dilatanz bei Reibungswinkeln unter 25° kaum einen Einfluss hat, bei größeren Reibungswinkeln jedoch die Ergebnisse deutlich verändert.

Loukidis & Saldago (2009) haben anhand von FEM-Ergebnissen den Tragfähigkeitsbeiwert N_{d0} in Abhängigkeit von ψ angepasst. Dieser kann dann benutzt werden, um N_{c0} nach Gl. (2.5) zu berechnen. Bei Anwendung von DIN 4017 mit N_{b0} nach Gl. (2.7) darf dieser nicht korrigiert werden, da die Gleichung aus der Rückrechnung von Versuchen basiert und somit den Einfluss der Dilatanz bereits beinhaltet.

- **Lastexzentrizität**

Bei exzentrisch angreifenden Lasten wird die Fundamentfläche abgemindert. Die effektiven Fundamentabmessungen b' bzw. l' werden i. d. R. aufbauend auf einem Vorschlag von De Beer (1964) bzw. Meyerhof (1953) berechnet, die von einer mittig belasteten, reduzierten Ersatzsohlfläche und gleichmäßiger Sohlspannungsfigur ausgehen:

$$b' = b - 2 \cdot e_b \quad (2.10)$$

$$l' = a - 2 \cdot e_a \quad (2.11)$$

wobei e die Lastexzentrizität mit

$$e = M / V \quad (2.12)$$

und M das Moment und V die vertikale Last auf dem Fundament sind. Daraus ergibt sich eine wirksame Fläche $l' \cdot b'$, die den Term $l \cdot b$ in Gl. (2.1) bzw. Gl. (2.2) ersetzt.

In den Versuchen der Degebo wurden auch exzentrisch belastete Fundamente untersucht. Die Berechnungsansätze aus DIN 4017:2006 liegen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen auf der sicheren Seite; die in Muhs & Weiß (1969) aus den Versuchen abgeleitete Formel ergibt geringfügig größere Fundamentabmessungen als Gl. (2.10).

Auch andere Autoren haben sich mit dem Einfluss der Lastexzentrizität und der Berechnung einer damit zusammenhängenden effektiven Fundamentfläche befasst. Krabbenhoft et al. (2012) haben mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode untere Grenzwerte für verschiedene Gründungen mit exzentrisch angreifenden Lasten betrachtet. Es konnte gezeigt werden, dass Gl. (2.10) bei vernachlässigbar kleiner seitlicher Auflast $q = \gamma \cdot d$ den Einfluss der Exzentrizität gut abbildet. Bei stärkeren Exzentrizitäten und höheren Werten für die seitliche Auflast ergaben sich hingegen deutliche Abweichungen zu DIN EN 1997.

- **Formbeiwerte**

Die Formbeiwerte ermöglichen es, den Einfluss verschiedener Fundamentgeometrien zu berücksichtigen. Es wird generell zwischen Streifenfundamenten, Kreisfundamenten und Rechteckfundamenten unterschieden. DIN 4017:2006 gibt als Formbeiwerte die folgenden Gleichungen an, wobei für Streifenfundamente alle Beiwerte gleich 1,0 gesetzt werden.

$$v_b = 1 - 0,3 \cdot \frac{b'}{l'} \quad (2.13)$$

$$v_d = 1 + \frac{b'}{l'} \cdot \sin(\varphi) \quad (2.14)$$

$$v_c = \frac{v_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1} \quad \text{für } \varphi > 0 \quad (2.15)$$

$$v_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} \quad \text{für } \varphi = 0 \quad (2.16)$$

Die Gleichungen (2.13) bis (2.16) gelten unter der Voraussetzung, dass $l > b$ bzw. $l' > b'$ ist. Bei Quadrat- bzw. Kreisfundamenten vereinfachen sich die Gleichungen entsprechend, da $b'/l' = 1$.

Aufbauend auf den Versuchen der Degebo zum Einfluss der Fundamentform wurden in Weiß (1973) ebenfalls Vorschläge zur Berücksichtigung der Fundamentform gemacht. Ein Vergleich mit den Werten aus DIN 4017:2006 ergibt für v_b eine gute Übereinstimmung. Bei v_d hingegen wird im Gegensatz zu Gl. (2.14) keine Abhängigkeit vom Reibungswinkel berücksichtigt, wodurch sich zwangsläufig Unterschiede ergeben.

Zu den Formbeiwerten haben u. a. auch Meyerhof (1963) und De Beer (1970) Vorschläge gemacht. Michalowski (2001), Zhu & Michalowski (2005) und Van Baars (2014) haben anhand numerischer Berechnungen gezeigt, dass v_d und v_c sehr nahe beieinander liegen, v. a. im Bereich hoher Reibungswinkel. Perau (1995) hat anhand von Versuchsergebnissen selbst Gleichungen zur Berechnungen der Formbeiwerte vorgeschlagen.

Lundgren & Mortensen (1953) sowie Knudsen & Mortensen (2013) zeigten in ihren numerischen Studien, dass für den undrainierten Fall der Beiwert v_{cu} eines Kreisfundaments mit rauer Sohlfuge gut abgebildet werden kann. Mit abnehmendem Verhältnis b/l steigt die Differenz zwischen den FEM-Ergebnissen und den Ergebnissen nach Gl. (2.16), wobei DIN 4017:2006 bzw. DIN EN 1997-1:2014 auf der sicheren Seite liegen. Für drainierte Verhältnisse zeigten sie, dass v_d bei einem Quadratfundament nach Gl. (2.14) für Reibungswinkel $< 20^\circ$ zu hoch ausfällt und für Reibungswinkel $> 20^\circ$ zu niedrig. Für den Formbeiwert v_b nach Gl. (2.13) ergaben die numerischen Berechnungen von Lundgren & Mortensen (1953) höhere Werte bei Kreis- und Quadratfundamenten. Allerdings kam es bei ihren 3D-Berechnungen zum Formbeiwert v_b zu numerischen Schwierigkeiten und die Ergebnisse waren kaum reproduzierbar.

Loukidis & Salgado (2009) sowie Kalos (2022) haben anhand von numerischen Untersuchungen eigene Formbeiwerte abgeleitet. Diese fallen größer aus als die in DIN EN 1997-1:2014 vorgeschlagenen Werte.

Auffällig bei den bisherigen Studien zu Formbeiwerten ist, dass eine große Spannbreite der Ergebnisse beobachtet werden kann.

- **Lastneigungsbeiwerte**

Die Lastneigungsbeiwerte wurden eingeführt, um den Einfluss einer geneigten stehenden Last zu berücksichtigen. Sie sind abhängig von den Vertikal- und

Horizontalanteilen der angreifenden Kraftresultierenden. Der Lastneigungswinkels δ_L ist definiert über Gl. (2.17):

$$\tan(\delta_L) = \frac{H}{V} \quad (2.17)$$

wobei H die Horizontalkräfte und V die Vertikalkräfte in der Fundamentsohle sind.

Die Formeln in DIN 4017:2006 sind im Unterschied zu den Berechnungsformeln in DIN EN 1997-1:2014 größtenteils unabhängig von der Kohäsion c und des Reibungswinkels φ des Bodens:

$$i_b = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1} \quad (2.18)$$

$$i_d = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m \quad (2.19)$$

$$i_c = \frac{i_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1} \quad \text{für } \varphi > 0 \quad (2.20)$$

$$i_c = 0,5 + 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{l' \cdot b' \cdot c}} \quad \text{für } \varphi = 0 \quad (2.21)$$

Eine Abhängigkeit zur Kohäsion des Bodens besteht lediglich bei Gl. (2.21) für rein kohäsiven Boden. Im Gegensatz dazu, besteht in DIN EN 1997-1:2014 auch bei den anderen Beiwerten eine Abhängigkeit zu den Scherparametern des Bodens, siehe Gl. (2.22) und (2.23). Diese gehen zurück auf Vesić (1973). Die Beiwerte für i_c sind identisch zu denen aus DIN 4017:2006.

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + l' \cdot b' \cdot c \cdot \cot(\varphi)}\right)^{m+1} \quad (2.22)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + l' \cdot b' \cdot c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m \quad (2.23)$$

Für die Beiwerte i_b und i_d ist der Exponent m in Abhängigkeit der Fundamentabmessungen zu berücksichtigen, die Gleichungen dafür sind DIN 4017:2006 bzw. DIN EN 1997-1:2014 zu entnehmen.

Bei den Versuchen der Degebo konnte zum Einfluss der Lastneigung festgestellt werden, dass bei einer Last, die parallel zur kurzen Seite des Fundaments wirkt, die Grundbruchlast deutlich kleiner ausfällt als bei einer Last, die parallel zur langen Seite des Fundaments wirkt (Muhs & Weiß, 1973).

Cascone & Casablanca (2016) haben in ihren numerischen Berechnungen zum Einfluss der Lastneigung eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach Gl. (2.18) bis (2.21) erzielt. Für den Neigungsbeiwert i_c jedoch, sind Abweichungen zu erkennen, wobei diese mit größer werdendem Reibungswinkel immer geringer werden. Durch die Abhängigkeit von N_{d0} in Gl. (2.20) weist auch der Neigungsbeiwert eine Abhängigkeit vom Reibungswinkel auf. Im Gegensatz dazu bestätigen die Ergebnisse von Cascone & Casablanca weitgehend, dass die anderen Neigungsbeiwerte i_b und i_d nicht bzw. kaum abhängig vom Reibungswinkel sind.

Weitere Vorschläge zur Berechnung der Neigungsbeiwerte haben u. a. Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970) und Loukidis et al. (2008) veröffentlicht, die jedoch hier nicht weiter aufgeführt sind.

- **Bodenträgheitsbeiwerte**

Auch bei nicht-statischer Belastung muss ein Grundbruchnachweis geführt werden. Die bei seismischer Belastung auftretenden kinematischen Effekte haben einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Bodens. Es entstehen Trägheitskräfte im Überbau sowie gleichzeitig Beschleunigungskräfte im Boden. Aufgrund der Komplexität werden oftmals vereinfachte Ansätze verwendet, die die seismische Belastung als quasi-statische Einwirkung abbilden. Diese Effekte können berücksichtigt werden, indem man Gln. (2.18) bis (2.23) mit entsprechenden Bodenträgheitsbeiwerten e_E erweitert, die auf die statischen Neigungsbeiwerte angewandt werden:

$$i_{b,E} = i_b \cdot e_{b,E} \quad (2.24)$$

$$i_{d,E} = i_d \cdot e_{d,E} \quad (2.25)$$

$$i_{c,E} = i_c \cdot e_{c,E} \quad (2.26)$$

Da gilt $e_E \leq 1$, führt die Anwendung der Gln. (2.24) bis (2.26) zu einer Verringerung der Neigungsbeiwerte i_b , i_d und i_c . Cascone & Casablanca (2016), Pane et al. (2016) und Choudhury & Subba Rao (2005) untersuchten den Einfluss der Superposition der Trägheitseffekte aus dem Boden und dem Überbau mit dem Ergebnis, dass die Superposition trotz der Nichtlinearität des Problems eine gute Näherung darstellt.

Der Abminderungsfaktor für den Kohäsionsanteil $e_{c,E}$ ist in sehr guter Näherung unabhängig von den Bodenträgheitskräften. Cascone & Casablanca (2016) und Pane et al. (2016) empfehlen deshalb:

$$e_{c,E} = 1 \quad (2.27)$$

Cascone & Casablanca (2016) geben aus den FEM-Ergebnisse abgeleitete Berechnungsformeln für $e_{b,E}$ und $e_{d,E}$ an, die jedoch von mehreren zusätzlichen Beiwerten abhängig sind. Eine einfachere Approximation der Ergebnisse zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen (Vrettos & Seibel, 2018):

$$e_{d,E} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi)}\right)^{0,3} \quad (2.28)$$

$$e_{b,E} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi)}\right)^n \quad (2.29)$$

wobei k_h die horizontale Komponente des seismischen Koeffizienten ist. Ebenso wie der Tragfähigkeitsfaktor N_{b0} ist auch $e_{b,E}$ von den Kontaktbedingungen in der Sohlfuge abhängig. Als Exponent n in Gl. (2.29) ergeben sich je nach Kontaktbedingung die folgenden Werte: $n = 0,45$ bei einer rauen Sohlfuge bzw.

$n = 0,50$ bei einer glatten Sohlfuge (Vrettos & Seibel, 2018). Die Studien von Paolucci & Pecker (1997a, 1997b) ergaben ähnliche Werte. Ein Vergleich der hier vorgeschlagenen Gleichungen (2.28) und (2.29) mit der Approximation aus Cascone & Casablanca (2016) ist in Bild 2.3 für verschiedene Reibungswinkel dargestellt. Generell kann folgende Tendenz beobachtet werden: Je kleiner φ und je größer k_h , desto kleiner fällt die Tragfähigkeit aus. Bei schwacher Seismizität können die Trägheitseffekte des Bodens vernachlässigt werden ($e_{b,E} \approx e_{d,E} \approx 1$) (Vrettos & Seibel, 2018).

Richards et al. (1993) haben anhand des Gleitblock-Versagensmechanismus nach Coulomb auf Grundlage der Limit-Equilibrium-Methode seismische Tragfähigkeitsfaktoren entwickelt, die direkt mit den statischen Beiwerten in Zusammenhang stehen. Ein Vergleich zeigte deutlich die starke Abnahme der Festigkeit mit zunehmender Beschleunigung. Bei den Untersuchungen wurde angenommen, dass Scherbewegungen vollständig vom Fundament auf den Boden übertragen werden. Da die Scherübertragung zwischen Fundament und Boden jedoch je nach Gestaltung des Überbaus verringert oder vergrößert werden kann, variierten Shi & Richards (1995) den Anteil der Scherübertragung. Sie entwickelten Lösungen für den seismischen Grenzzustand bei einer kritischen Beschleunigung mit Hilfe der als exakt angesehenen Methode der Charakteristiken sowie zusätzlich anhand des einfachen Gleitblock-Versagensmechanismus nach Coulomb und zeigten, dass beide Methoden ähnliche Ergebnisse liefern. Fishman et al. (2003) konnten dies mit ihren Ergebnissen bestätigen.

Pecker & Salençon (1991) zeigten, dass bei Verwendung kinematischer Mechanismen mit verformbarem Boden anstelle von starren Blöcken die Berechnung bleibender Verformungen möglich ist. Daher nutzen Dormieux & Pecker (1995) diese für ihre Untersuchungen mit dem Versagensmechanismus nach Prandtl und erhielten damit obere Grenzwerte für die seismischen Tragfähigkeitsbeiwerte. Auch Soubra (1999) entwickelte obere Grenzwerte für die seismische Grundbruchsicherheit mit symmetrischen und nicht-symmetrischen Versagensmechanismen.

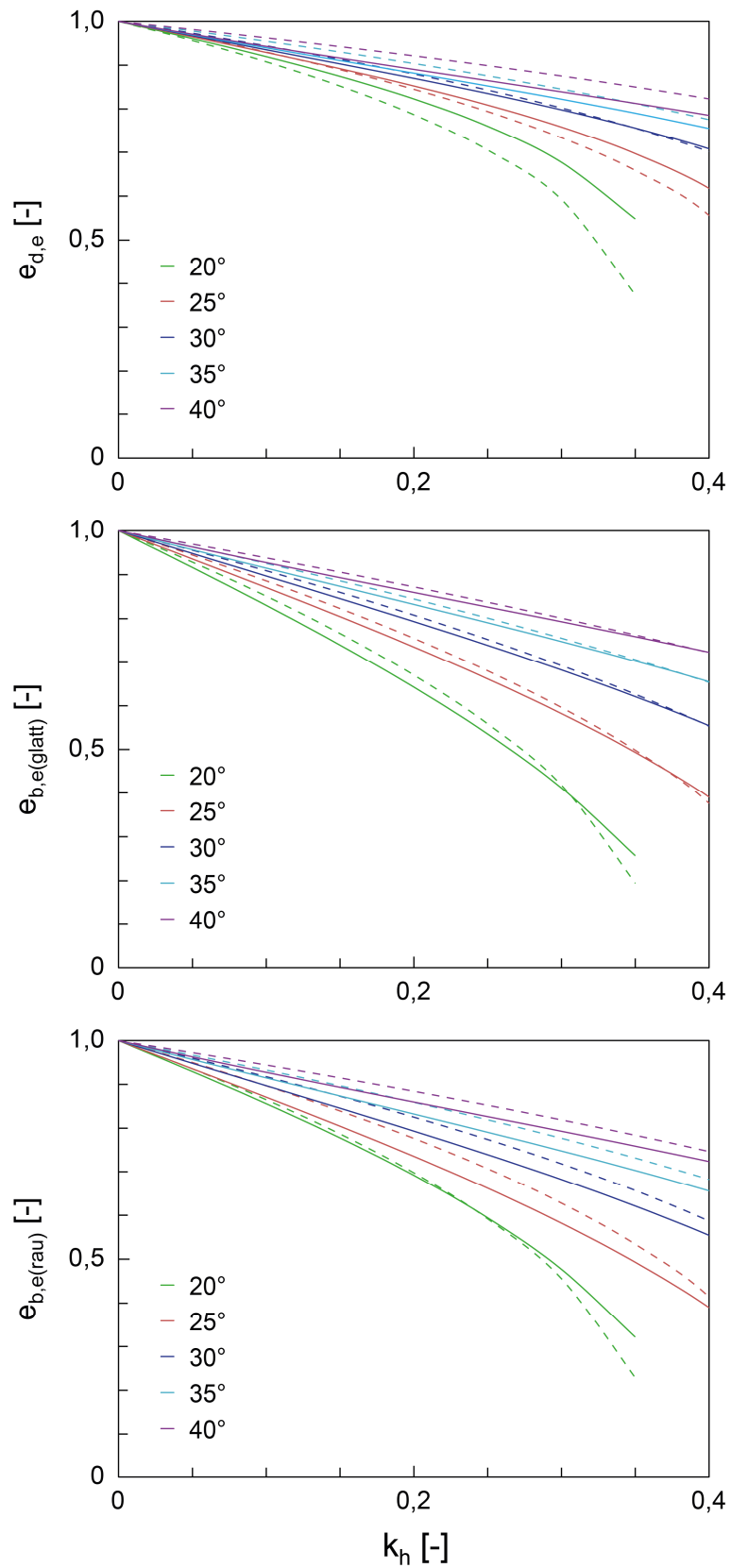


Bild 2.3: Vergleich der Gln. (2.28) und (2.29) (gestrichelte Linien) mit Cascone & Casablanca (2016) (durchgezogene Linien) für verschiedene Reibungswinkel φ ; $k_h = H/V$

2.1.3 Quasi-statische 3D-Grenzflächen

Eine Alternative zur klassischen Grundbruchformel in Gl. (2.1) stellen 3D-Grenzflächen dar. Diese Versagensgrenzflächen wurden z. B. von Gottardi & Butterfield (1994) vorgeschlagen. Sie sind als der geometrische Ort aller Traglastkombinationen aus Momenten sowie Horizontal- und Vertikalkräften definiert, die zu einem Grundbruchversagen führen.

Diese quasi-statischen 3D-Grenzflächen werden mit einer Formel ausgedrückt, in der Kombinationen aus Vertikalkräften, Horizontalkräften sowie Momenten und die daraus entstehenden Trägheitseffekte direkt berücksichtigt werden können. Dadurch wird der Einsatz von Korrektur- oder Abminderungsfaktoren überflüssig. Ein typisches Beispiel hierfür ist die Berechnungsformel aus DIN EN 1998-5:2006:

$$\frac{(1 - e \cdot \bar{F})^{c_T} \cdot (\beta \cdot \bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a \cdot \left((1 - m \cdot \bar{F}^k)^{k'} - \bar{V} \right)^b} + \frac{(1 - f \cdot \bar{F})^{c'_M} \cdot (\gamma \cdot \bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c \cdot \left((1 - m \cdot \bar{F}^k)^{k'} - \bar{V} \right)^d} - 1 \leq 0 \quad (2.30)$$

wobei

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot V_{Ed}}{V_{\max}} \quad (2.31)$$

$$\bar{H} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot H_{Ed}}{V_{\max}} \quad (2.32)$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Ed}}{B \cdot V_{\max}} \quad (2.33)$$

mit V_{\max} als maximal aufnehmbare Kraft bei ausschließlich vertikaler Belastung.

Die insgesamt 14 Konstanten in Gl. (2.30) sind abhängig von der Bodenart und in Tabelle F.1 in DIN EN 1998-5:2006 für kohäsionslosen Boden bzw. rein kohäsiven Boden festgelegt. \bar{F} ist eine dimensionslose Boden-Trägheitskraft, definiert als

$$\bar{F} = \frac{\alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot B}{s_u} \quad \text{für rein kohäsive Böden} \quad (2.34)$$

$$\bar{F} = \frac{\alpha \cdot S}{\tan(\varphi)} \quad \text{für kohäsionslose Böden} \quad (2.35)$$

wobei α das Verhältnis aus dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A und der Erdbeschleunigung g darstellt und S ein Bodenparameter ist, wie in DIN EN 1998-5:2006 definiert. Es wird vorausgesetzt, dass für die Horizontalkomponente des seismischen Koeffizienten k_h im Boden Gl. (2.36) gilt:

$$k_h = \alpha \cdot S \quad (2.36)$$

Im Vergleich zur klassischen Grundbruchformel unterliegt Gl. (2.30) gewissen Anwendungsgrenzen, da sie nur für Streifenfundamente anwendbar ist, die entweder auf rein kohäsivem Boden mit undrainierter Scherfestigkeit c_u oder auf kohäsionslosem Boden mit Reibungswinkel φ gegründet sind. Fälle, in denen sowohl der Reibungswinkel φ als auch die Kohäsion c einen Einfluss haben, sind nicht vorgesehen. Auch seitliche Auflasten und somit im Boden eingebettete Fundamente, können nicht berücksichtigt werden. Die Prinzipien dieses Ansatzes werden von Salençon & Pecker (1995) sowie Pecker (1997) erläutert.

Für den statischen Fall hat Lesny (2002) ein konsistentes Versagensmodell entwickelt, mit dem die Standsicherheit flachgegründeter Fundamente mit einer einzigen Gleichung nachgewiesen werden kann und eine getrennte Betrachtung verschiedener Versagensmechanismen nicht mehr erforderlich ist. Das Modell basiert auf dem Ansatz, dass bei den einzelnen Grenzzuständen wie Grundbruch, Gleiten oder Auftrieb der gleiche grundlegende Versagensmechanismus auftritt.

2.1.4 Durchstanzen bei geschichtetem Boden

Für Fundamente auf homogenem Boden ist die Berechnung der Grundbruchlast und ihrer einzelnen Komponenten mittlerweile sehr gut erforscht. Der Baugrund besteht jedoch häufig aus geschichtetem Boden, bei dem die Tragfähigkeit gesondert nachgewiesen werden muss. Die nachfolgenden Zusammenstellungen

beziehen sich auf steife, nicht-bindige Bodenschichten, die über einer weicherem, bindigen, in der Tiefe unbegrenzten Schicht liegen.

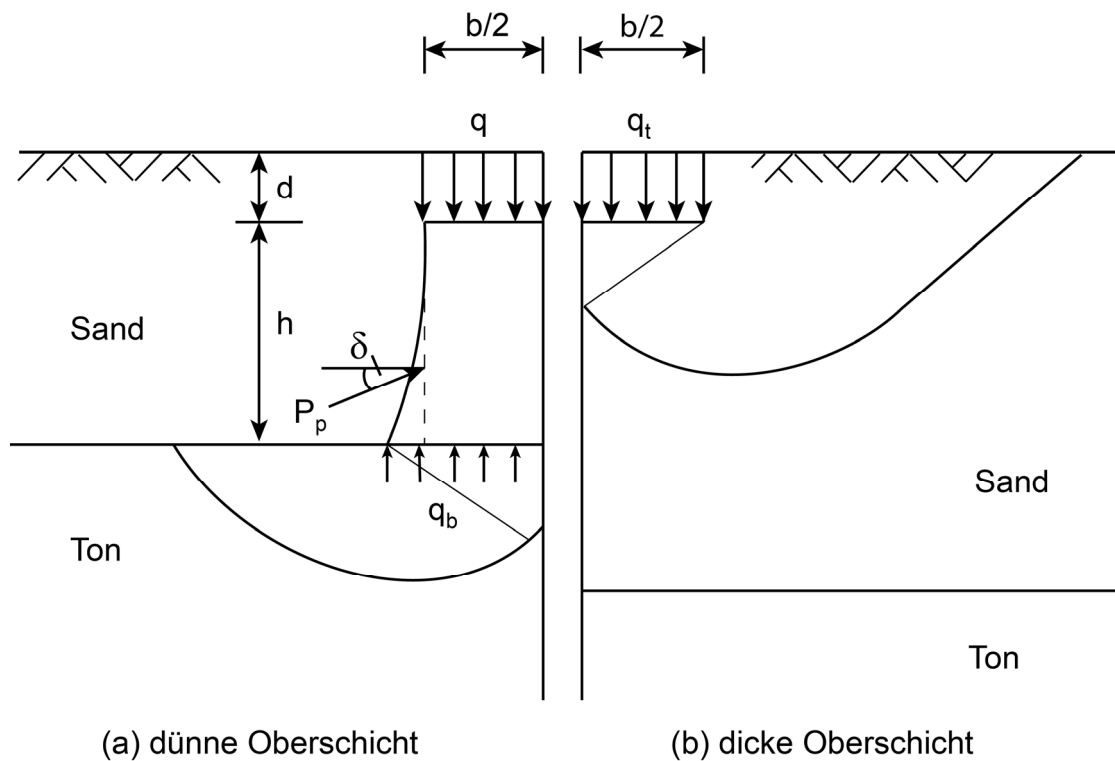


Bild 2.4: Versagen des Bodens unter dem Fundament auf einer dichten Sandschicht über einer weichen Tonschicht nach Meyerhof (1974)

Für den Fall, dass die Bruchlast der oberen Sandschicht q_t deutlich größer ist als die Bruchlast q_b der darunter liegenden Tonschicht ($q_t \gg q_b$), ist der Lösungsansatz von Meyerhof (1974), wie in Bild 2.4 dargestellt, am weitesten verbreitet. Übersteigt die Mächtigkeit der Sandschicht ein bestimmtes Maß, so findet das Versagen nur in der Sandschicht statt, und es kommt zu einem klassischen Grundbruchversagen, wie in Bild 2.4 auf der rechten Seite zu sehen ist. Bei geringerer Mächtigkeit der Deckschicht, stellt sich ein kombiniertes Versagen ein und die Bruchfigur wird maßgeblich von den Eigenschaften der unteren Tonschicht bestimmt (Bild 2.4 links).

Meyerhof hat aufbauend auf Versuchsergebnissen ein Verfahren entwickelt und ging dabei von einem umgekehrten Auftriebsproblem aus, wie es in Meyerhof & Adams (1968) beschrieben ist. Ein Sandvolumen in Form eines Pyramidenstumpfs wird in die darunter liegende Tonschicht gedrückt, sodass im

Falle eines Scherbruchs der Reibungswinkel des Sandes und die undrainierte Kohäsion des Tons in den kombinierten Versagenszonen mobilisiert werden. Entlang einer vertikalen Ebene in der Sandschicht unterhalb der Fundamentkanten wirkt ein passiver Erddruck P_p , der unter dem Winkel δ nach oben geneigt ist, siehe Bild 2.4. Die Kraft P_p kann in Abhängigkeit von der Einbindetiefe d des Fundaments und dem Abstand h über der Schichtgrenze nach Gl. (2.37) berechnet werden.

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \left(1 + \frac{2 \cdot d}{h} \right) \frac{K_s}{\cos(\delta)} \quad (2.37)$$

Dabei ist K_s ein Koeffizient für den Durchstanz-Widerstand in der vertikalen Ebene unterhalb der Fundamentkante und es gilt:

$$K_s \cdot \tan(\varphi) = K_p \cdot \tan(\delta) \quad (2.38)$$

wobei Meyerhof in Gl. (2.38) den passiven Erddruckbeiwert K_p nach Caquot & Kerisel ansetzt. Unter Ansatz von Gl. (2.37) und Gl. (2.38) ergibt sich dann die endgültige Grundbruchlast für ein Streifenfundament der Breite b nach Gl. (2.39):

$$q_u = c_u \cdot N_c + \gamma \cdot h^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot d}{h} \right) \cdot \frac{K_s \cdot \tan(\varphi)}{\cos(\delta)} + \gamma \cdot d \quad (2.39)$$

wobei φ der Reibungswinkel und γ die Wichte der oberen Sandschicht und c_u die undrainierte Scherfestigkeit der darunter liegenden Tonschicht sind.

Laut Meyerhof (1974) hängt das für das Durchstanzversagen kritische Verhältnis h/b vom Verhältnis aus der Grundbruchlast q_b der unteren Schicht und der Grundbruchlast q_t der oberen Schicht, dem Reibungswinkel φ und dem Verhältnis h/b ab. Er gibt Werte für K_s in Abhängigkeit des Reibungswinkels des Sandes in Diagrammform an. In Hanna & Meyerhof (1980) sind in Abhängigkeit von dem Verhältnis q_b/q_t und dem dort eingeführten Durchstanz-Parameter δ/φ ebenfalls Werte für K_s in Diagrammform angegeben. Für Fundamente, die nicht im Boden eingebettet sind, kann das Verhältnis q_b/q_t mit Gl. (2.40) berechnet werden.

$$\frac{q_b}{q_t} = \frac{(\pi + 2) \cdot c_u}{0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma} \quad (2.40)$$

Für Rechteckfundamente kann Gl. (2.39) um entsprechende Formbeiwerte erweitert werden, siehe u. a. E DIN EN 1997-3:2022-10 und Gl. (2.41).

$$R_{Nu} = A' \cdot \left(1 + \frac{0,2 \cdot b}{l}\right) \cdot (\pi + 2) \cdot c_u \quad (2.41)$$

$$+ A' \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot d}{h}\right) \cdot \left(\frac{K_s \tan(\varphi)}{b}\right) + A' \cdot \gamma \cdot d$$

wobei A' die effektive Fundamentfläche $A' = l' \cdot b'$ ist.

Meyerhof (1974) empfiehlt, nicht nur den 1. Term mit $(1 + 0,2 \cdot b/l)$ zu multiplizieren, sondern auch auf den 2. Term einen Formbeiwert $(1 + b/l)$ anzuwenden.

Kenny & Andrawes (1997) haben Versuche mit geschichtetem Boden durchgeführt und die Ergebnisse mit den Lösungsansätzen von Meyerhof (1974) bzw. Hanna & Meyerhof (1980) verglichen. Bei Ansetzen der vollen Tragfähigkeit der Tonschicht ($q_b = N_c \cdot c_u$) zur Bestimmung des Erddruckbeiwertes K_s , liegen die experimentell ermittelten Bruchlasten deutlich unterhalb den Bruchlasten, die sich nach Gl. (2.39) ergeben. V. a. für größere Sandschichten wird nach Kenny & Andrawes (1997) die Tragfähigkeit im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen erheblich überschätzt.

Okamura et al. (1997, 1998) haben Zentrifugen-Tests durchgeführt und diese mit dem Lösungsansatz nach Meyerhof verglichen. Das von Meyerhof (1974) vorgeschlagene Verfahren liegt für Fundamente ohne Einbettung im Vergleich zu den Versuchsergebnissen auf der sicheren Seite, während für Fundamente mit Einbettung die Tragfähigkeit im Vergleich zu den Versuchsergebnissen überschätzt wird. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen haben Okamura et al. (1997, 1998) ein neues Grenzgleichgewichtsverfahren vorgeschlagen.

Wendet man die grundlegenden Annahmen von Meyerhof auf ein einfaches Lastausbreitungsmodell an, wie in Burd & Frydman (1997) beschrieben, ergibt

sich ein Lastausbreitungswinkel β und eine effektive Lastbreite an der Unterkante der Sandschicht B' .

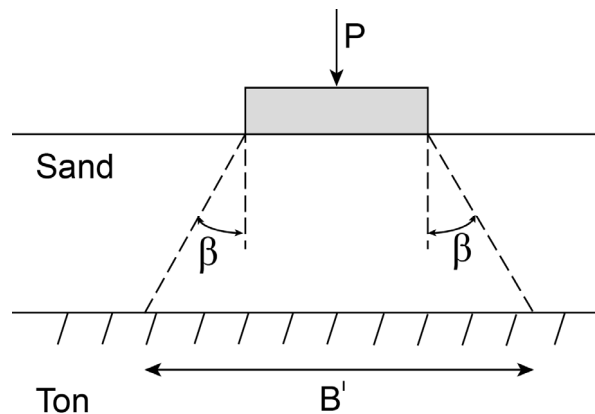


Bild 2.5: Lastausbreitungsmodell nach Burd & Frydman (1997)

B' kann laut Burd & Frydman (1997) dann wie folgt berechnet werden:

$$B' = b + \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_s \cdot \tan(\varphi)}{N_c \cdot c_u} \quad (2.42)$$

Shiau et al. (2003) und Zheng et al. (2019) haben numerische Berechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse im Wesentlichen denen von Burd & Frydman (1997) entsprechen. Zheng et al. (2019) haben zusätzlich noch Bemessungsdiagramme für normierte Versagenskurven in Abhängigkeit von dem Verhältnis h/b sowie von der undrainierten Scherfestigkeit des Tonbodens c_u erstellt.

Michalowski & Shi (1995) haben geschichteten Boden anhand eines Multi-Block Bruchmechanismus untersucht und Bemessungsdiagramme für verschiedene Reibungswinkel φ entwickelt.

Anhand von Versuchen und numerischen Berechnungen haben Lee et al. (2013) festgestellt, dass der Lastausbreitungswinkel für die dort betrachteten Fälle im Wesentlichen dem Dilatanzwinkel entspricht.

Ulla et al. (2017) haben ein analytisches Modell aufgestellt, um die Bruchlast von Fundamenten auf geschichteten Böden bestehend aus Ton-Sand-Ton zu berechnen, das jedoch auch auf Fälle für Sand-Ton angewendet werden kann.

In DIN 4017:2006 wurde zur Berechnung des Durchstanzversagens eine Kombination der Silo-Theorie und einer Grundbruchberechnung für einen reinen c_u -Boden vorgeschlagen:

$$R_n = A \cdot \frac{2 \left(1 + \frac{b}{l}\right) \cdot (2 + \pi) \cdot \left(1 + \frac{0,2 \cdot b}{l}\right) \cdot c_u + \left(3 + \frac{2 \cdot b}{l}\right) \cdot A^* \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot h}{\left(3 + \frac{2 \cdot b}{l}\right) \cdot e^{-B^* \cdot \lambda} - 1} \quad (2.43)$$

wobei A^* und B^* Beiwerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel des Sandes und der Art der Lasteinleitung sind (siehe DIN 4017:2006) und λ nach Gl. (2.44) in Abhängigkeit von der Mächtigkeit der Sandschicht und den Fundamentabmessungen berechnet wird.

$$\lambda = \frac{h}{l} + \frac{h}{b} \quad (2.44)$$

2.2 Dimensionierung von Baugrubenwänden

2.2.1 Allgemeines

Baugruben- und Uferwände sind im geotechnischen Alltag unerlässlich. Bei den Nachweisen berücksichtigt werden müssen sowohl die Erd- und Wasserdruckkräfte, als auch äußere Einwirkungen. Dabei sind die Regelungen aus DIN EN 1997 inklusive des nationalen Anhangs und DIN 1054 anzuwenden, sowie in Ergänzung dazu die in Deutschland allgemein gültigen Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB, 2021) und des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ (EAU, 2020). Eine Übersicht zu den Regelungen geben auch Ziegler (2012), Schuppener (2012).

Zum jetzigen Zeitpunkt wird die nächste Fassung des Eurocodes erarbeitet, in der die in den verschiedenen nationalen Regelwerken genannten Nachweisverfahren und Berechnungsmethoden auf ein einheitliches Konzept gebracht werden sollen. Zusätzlich werden auch für die Verwendung numerischer Verfahren Regelungen und Anwendungshinweise in den Normtext aufgenommen, da diese mittlerweile oft für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und zunehmend auch für

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) verwendet werden. In den neuen Entwürfen des Eurocode 7 wird der bisherige Teil 1 (DIN EN 1997-1:2014-03) aufgeteilt in E DIN EN 1997-1:2022 mit den allgemeinen Regelungen zur geotechnischen Bemessung inklusive Vorgaben für numerische Methoden sowie E DIN EN 1997-3:2022, der sich auf die verschiedenen geotechnischen Konstruktionen spezialisiert. Details zu der Neuaufteilung sind u. a. bei Ziegler & Taifur (2021) zusammengestellt.

2.2.2 Berechnungsansätze im Eurocode 7

Entsprechend der bisher geltenden DIN EN 1997-1:2014 sind die Nachweisverfahren DA1 bis DA3 anzuwenden. Um das Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts beibehalten zu können, wurde in Deutschland eine Berechnung mit charakteristischen Größen gewählt und das Nachweisverfahren DA2* eingeführt, wie in Ziegler (2012) erläutert. Die Anwendung der Nachweisverfahren DA1 und DA2 mit der Finite-Elemente-Methode wurde bereits von mehreren Autoren diskutiert. Dabei wurde auch auf die zu erwartenden Schwierigkeiten eingegangen (Schweiger, 2014; Heibaum & Herten, 2007, 2010; Simpson & Hocombe, 2010; Bauduin et al., 2005; Perau & Zillmann, 2015; Brinkgreve & Post, 2015).

Die bisherigen Nachweisverfahren werden in den neuen Entwürfen ersetzt durch eine Kombination aus Verification Cases (VC) für Einwirkungen und Beanspruchungen und einem Teilsicherheitsbeiwert für die Material- bzw. die Widerstandsseite. Dafür werden in E DIN EN 1990:2021-09 die folgenden zwei Ansätze definiert und in E DIN EN 1997:2022-10 übernommen: „Material Factor Approach“ (MFA) und „Resistance Factor Approach“ (RFA). Bei MFA werden die Materialparameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c mit Teilsicherheitsfaktoren reduziert, wobei die aus Wasserdrücken resultierenden Beanspruchungen ohne Sicherheit bleiben. Simpson et al. (2011) haben anhand von einigen Fallbeispielen den Einfluss von Wasserdrücken auf die Standsicherheit gezeigt. Beim RFA werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Widerstände angewendet. Speziell für den Einsatz von numerischen Verfahren, wird der „Effects Factoring Approach“ (EFA) eingeführt, der als Alternative zum MFA im Wesentlichen dem Vorgehen beim RFA entspricht. Die Begriffe MFA und EFA können auch als „Input Factoring“ bzw. „Output Factoring“ bezeichnet werden, wie dies z. B. auch in dem zuletzt veröffentlichten Entwurf E DIN EN 1997-1:2022-10 der Fall ist. Für

die vorliegende Arbeit werden dennoch die Bezeichnungen MFA für den Material Factor Approach und EFA für den Effects Factoring Approach beibehalten, da sie die Vorgehensweise zutreffend beschreiben.

Der aktuelle Entwurf des Eurocode 7 sieht vor, dass bei numerischen Berechnungen sowohl EFA als auch MFA betrachtet werden müssen, wobei das ungünstigere Ergebnis maßgebend ist, siehe E DIN EN 1997-1:2022-10. Geht man nach der bisherigen Vorgehensweise in Deutschland, muss EFA immer in Kombination mit RFA angewendet werden, auch wenn diesbezüglich in den aktuellen Entwürfen keine expliziten Angaben gemacht werden. Im Folgenden werden die Nachweisverfahren nochmals genauer erläutert.

- **Effects Factoring Approach EFA/Resistance Factor Approach RFA**

Der Resistance Factor Approach ist vergleichbar mit dem klassischen Nachweisverfahren nach DIN 1054:2021-04 und EAB (2021) und ist für die dort erläuterten Methoden der Balkenstatik sehr gut geeignet (Seibel et al., 2022). Ähnlich wie beim RFA werden auch beim EFA alle Bauzustände mit charakteristischen Materialkennwerten des Bodens (also $\gamma_M = 1$) gerechnet und anschließend die daraus resultierenden Beanspruchungen (Biegemomente, Steifenkräfte, etc.) mit einem Teilsicherheitsbeiwert multipliziert. Folglich werden auch die aus dem Wasserdruck resultierenden Beanspruchungen mit Sicherheitsfaktoren versehen und dadurch realistischer abgebildet. Der EFA wurde von verschiedenen Autoren diskutiert, u. a. Brinkgreve & Post (2015) oder Schweiger (2010). Da, wie oben erwähnt, EFA immer in Kombination mit RFA verwendet werden sollte, wird im Folgenden die Bezeichnung EFA/RFA benutzt. FEM-Berechnungen geben zunächst keine Widerstände aus, weshalb diese getrennt zu ermitteln sind; entweder über die bisher verwendeten analytischen Verfahren oder über aufwendige zusätzliche FEM-Berechnungen, wie z. B. in Smith & Gilbert (2011a, 2011b) und Lees (2016) erläutert wird. Letzteres ist v. a. bei einfachen Systemen gut möglich, bei denen der Versagenszustand durch das Aufbringen einer zusätzlichen äußeren Last erreicht werden kann (Lees, 2017). Vorteile von EFA/RFA sind zum einen die realistische Abbildung des Baugrundes sowie die richtige Berücksichtigung von Wasserkräften und die Möglichkeit, diverse Versagensmechanismen explizit zu untersuchen, was u. a. auch in EAB (2021) empfohlen wird.

- **Material Factor Approach MFA**

Der MFA kann einfach in numerischen Berechnungen umgesetzt werden. Dafür gibt es zwei Möglichkeiten, wie die Bemessungswerte ermittelt werden können, siehe z. B. Lees (2016) und Katsigiannis (2017). Der einfachste Weg ist, die abgeminderten Materialparameter von Beginn an als Inputparameter zu verwenden. Dies kann für alle Programme und Stoffmodelle problemlos angewendet werden. Wie in Lees (2016) erläutert, wird das System dadurch jedoch weniger wirklichkeitsnah, da die Berechnung von Bauzuständen mit durchgängig geschwächtem Baugrund erfolgt, der so i. d. R. nicht dauerhaft anzutreffen ist. V. a. für nicht-lineare Stoffmodelle oder für Systeme, die sich nahe des Grenzzustandes befinden, wie es bei einer wirtschaftlichen Bauwerksbemessung üblicherweise der Fall ist, kann dies ein wesentliches Problem bei Verwendung von numerischen Programmen darstellen (Potts and Zdravkovic, 2012). Hinzu kommt, dass mit dieser Vorgehensweise lediglich Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden können. Für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist eine weitere FEM-Berechnung notwendig, mit der die charakteristischen Beanspruchungen ermittelt werden, was einen zusätzlichen Arbeits- und Zeitaufwand bedeutet.

Alternativ kann die Hauptberechnung mit charakteristischen Werten durchgeführt werden und nur in den für die Bemessung maßgebenden Bauzuständen werden die Materialparameter abgemindert. Damit können in einer einzigen Berechnung sowohl die charakteristischen Größen für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch die Bemessungswerte für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt werden.

Prinzipiell sind beide Möglichkeiten erlaubt, jedoch wird letztere häufig bevorzugt (Katsigiannis, 2017) und ist auch in E DIN EN 1997-1:2022-10 als die empfohlene Variante bezeichnet. Sie ist durch die Rechnung mit charakteristischen Kennwerten bis zur Nachweisführung geeignet, in den einzelnen Bauzuständen ein potentiell Systemversagen zu identifizieren. Die beiden Varianten werden im Folgenden als MFA-1 und MFA-2 bezeichnet: MFA-1 für die Abminderung in den maßgebenden Bauphasen und MFA-2 für die Abminderung von Beginn an.

Bei Anwendung von MFA-1 gibt es zwei Vorgehensweisen, um die Materialkennwerte des Bodens in FEM-Programmen abzumindern (Lees, 2016). Entweder wird die Reduzierung der Materialkennwerte in einem einzigen Schritt

durchgeführt, d. h. der Boden wird schlagartig verschlechtert. Dies ist mit allen FEM-Programmen und Stoffmodellen möglich. Der Nachteil ist jedoch, dass diese schlagartige Veränderung des Materials häufig numerische Probleme zur Folge hat, die u. U. zu einem fehlerhaften Ergebnis führen können. Deshalb ist diese Vorgehensweise eher für einfache Systeme und Stoffmodelle zu empfehlen (Lees, 2016).

Die zweite Möglichkeit ist die Anwendung einer „strength reduction“-Methode (Festigkeits-Reduzierung), wie sie in einigen Programmen in Form einer sogenannten φ - c -Reduktion mit einer schrittweisen Reduzierung der Scherparameter φ und c implementiert ist. Dabei werden die Materialkennwerte schrittweise soweit abgemindert, bis es zu einem Systemversagen kommt. Aus den daraus resultierenden Kennwerten kann man einen Sicherheitsfaktor ableiten. Zusätzlich kann in einigen Programmen zunächst ein Zielwert für die Abminderung festgelegt werden, und wenn dieser erreicht ist, die entsprechenden Bemessungswerte von Schnittgrößen etc. für die Nachweise aus dem Programm ausgelesen werden. Anschließend wird die φ - c -Reduktion bis zum Bruch geführt und somit der maximale Ausnutzungsgrad für den zuerst auftretenden Versagensmechanismus ermittelt.

Bei elasto-plastischen Stoffgesetzen, wie sie in den FEM-Berechnungen dieser Arbeit verwendet wurden, ist außerdem der Einfluss der Dilatanz auf die Grenztragfähigkeit nicht zu vernachlässigen. Auch die Bauteil-Festigkeit sowie die Bodensteifigkeit können die Ergebnisse beeinflussen. Diese Effekte werden jedoch im aktuellen Entwurf E DIN EN 1997-1:2022-10 noch nicht hinreichend geklärt. Es wird lediglich darauf hingewiesen, dass die Reduzierung der Bodenfestigkeit auch mit einer Reduzierung der Bauteil-Festigkeit oder der Bodensteifigkeit kombiniert werden kann, um potentielle kritische Versagensmechanismen zu identifizieren, die sich aus einem Bauteil- und einem Boden-Versagen zusammensetzen. Eine solche Herangehensweise wird aber in der vorliegenden Arbeit nicht weiterverfolgt.

Die Nachweisformate waren seit ihrer Einführung für numerische Analysen Gegenstand einiger Studien. Bauduin et al. (2005) geben eine Übersicht zur Verwendung der FEM, insbesondere zu den Nachweisformaten MFA und RFA für Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und gehen auf die Genauigkeit bei der Ermittlung der Bruchlast ein. Wolffersdorff (2008) geht auf die Anwendung der Regelungen der DIN 1054:2021-04 sowie der DIN EN 1997

in der FEM ein. Tafur & Ziegler (2021) geben zusätzlich eine Übersicht über die verschiedenen Regelungen und Ansätze des Sicherheitskonzepts der europäischen Normung. Katsigiannis et al. (2015) veranschaulichen Schwierigkeiten, mit denen bei der Verwendung des EN 1997 zu rechnen ist. Anhand numerischer Berechnungen werden dort die verschiedenen Bemessungsansätze untersucht. Unterschiede traten v.a. bei den Steifenkräften auf. Der Vergleich bei Katsigiannis et al. (2015) mit den deutschen Empfehlungen der EAB zeigte, dass diese die Steifenkräfte besser wiedergeben und es allgemein eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen gibt.

2.2.3 Ermittlung der Einbindelänge

Gemäß Bild 2.6 wird am Wandfuß (bei freier Auflagerung) bzw. im theoretischen Fußpunkt (bei bodenmechanischer Einspannung) ein festes Auflager angenommen, mit der Auflagerkraft $C_{h,k}$. Auf der Baugrubenseite wird der Wandfuß durch die Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ mit der resultierenden Bodenreaktionskraft $B_{h,k}$ gestützt. Bei voll eingespannten Wänden (Bild 2.6c) kommt zusätzlich ein rückdrehendes Moment zur Stützung hinzu, sodass im theoretischen Fußpunkt eine senkrechte Tangente an der Biegelinie wirkt (EAB, 2021; Hettler et al., 2018).

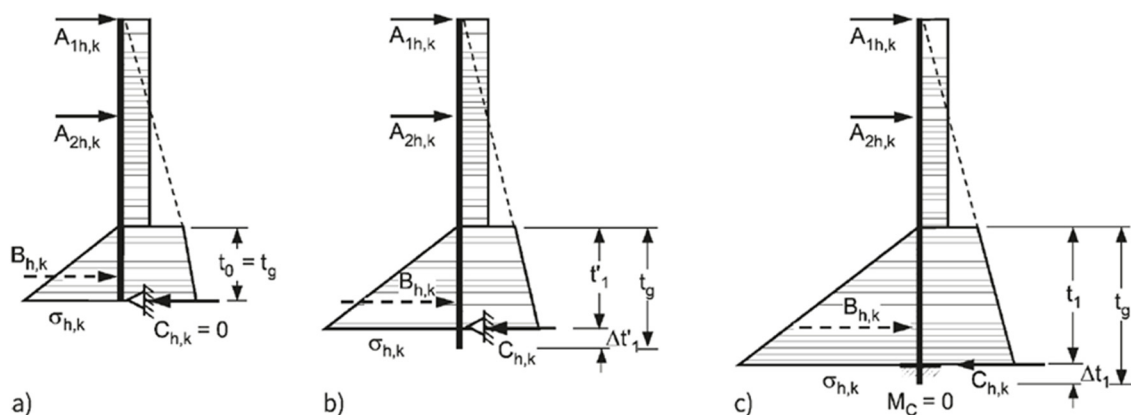


Bild 2.6: Fußauflagerung bei gestützten Baugrubenwänden; a) freie Auflagerung, b) teilweise Einspannung, c) volle bodenmechanische Einspannung (Hettler et al., 2018)

Bei im Boden frei aufgelagerten Wänden ergibt sich die rechnerische Mindesteinbindelänge t_0 , bei der das System statisch bestimmt ist. Diese kann z. B. mit einem Stabwerksprogramm bestimmt werden, indem unter Annahme einer dreieckförmig verteilten Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ ein unnachgiebiges Auflager am Wandfuß angesetzt wird. Als Belastung wirkt der charakteristische aktive Erddruck. Die Einbindelänge wird so lange variiert, bis die Auflagerkraft zu Null wird (Hettler et al., 2006). Der Nachweis der Bodenaullagerkraft gilt dann für die zugehörige Einbindelänge t_0 als erfüllt.

Bei Wänden mit bodenmechanischer Einspannung wird bei Verwendung des Lastansatzes nach Blum eine lineare Zunahme der Bodenreaktionen mit der Tiefe bis zum theoretischen Fußpunkt vorausgesetzt. Zum Ausgleich wird eine gleich große Spannungsfläche auf der Erdseite der Wand hinzugefügt, die zusammen mit der unterhalb des Drehpunktes der Wand entstehenden Bodenreaktion die gesamte Ersatzkraft $C_{h,k}$ bildet, die im theoretischen Fußpunkt angreift (Hettler et al., 2018; Walz, 2006). Es wird vorausgesetzt, dass im Angriffspunkt von $C_{h,k}$ auch der Verformungsnullpunkt auftritt, d. h. dass bei voller bodenmechanischer Einspannung im theoretischen Fußpunkt eine senkrechte Tangente an der Biegelinie auftritt (EAB, 2021). Damit ergibt sich die rechnerische Einbindelänge t_1 bei voller Fußspannung. Mit Hilfe eines Stabwerksprogramms kann diese bestimmt werden, indem man die Bemessungswerte des aktiven und passiven Erddrucks als Belastung auf den Träger ansetzt. Dann wird die Einbindelänge so lange variiert, bis am Wandfußpunkt die Bedingung $M = 0$ erfüllt wird (Walz, 2006; Hettler et al., 2006).

Die Aufnahme der statisch erforderlichen Ersatzkraft $C_{h,d}$ muss gesondert nachgewiesen werden. Gemäß EAB ist die Einbindelänge ohne den rechnerischen Nachweis zur Aufnahme von $C_{h,d}$ mindestens um $\Delta t_1 = 0,2 \cdot t_1$ zu vergrößern. Wird der rechnerische Nachweis geführt, ist die Einbindelänge dennoch mindestens um $\Delta t_1 = 0,1 \cdot t_1$ zu verlängern, siehe Bild 2.6c. Der genaue Nachweis wird nach EAB in Anlehnung an Lackner (1950) geführt, siehe Gl. (2.45). $C_{h,d}$ wird aus den charakteristischen Größen $C_{Gh,k}$ und $C_{Qh,k}$ ermittelt, die sich rechnerisch aus dem Lastansatz nach Blum und aus der Bedingung $\sum H_k = 0$ mit den charakteristischen Einwirkungen und Auflagerkräften ergeben. Der Erddruckneigungswinkel $\delta_{C,k}$ zur Ermittlung von K_{pghC} in Gl. (2.45) wird in der Regel mit $\leq 1/3\varphi$ angesetzt (EAB, 2021; Hettler et al., 2018).

$$\Delta t_1 \geq \frac{C_{Gh,k} \cdot \gamma_G + C_{Qh,k} \cdot \gamma_Q}{2 \cdot \frac{[(g_k + p_k) \cdot K_{pghC} + e_{pch,k}]}{\gamma_{R,e}}} \leq 0,1 \cdot t_1 \quad (2.45)$$

Die Verwendung des Ansatzes von Lackner ist besonders dann relevant, wenn im Bereich des Wandfußes Bodenarten anstehen, die einen besonders großen oder einen besonders kleinen Erdwiderstand aufweisen (Hettler et al., 2018).

2.2.4 Nachweis des Fußauflagers

Zusätzlich zur Ermittlung der rechnerischen Mindesteinbindelänge muss auch formal nachgewiesen werden, dass eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens vor dem Wandfuß vorhanden ist. Dabei werden gemäß Balkenstatik die Bodenreaktionen bei freier Auflagerung bis zum Wandfuß und bei einer Einspannung nach Blum bis zum theoretischen Fußpunkt integriert, um die resultierende Fußpunktauflagerkraft zu erhalten. Es wird dann nachgewiesen, dass der Bemessungswert der Bodenreaktionskraft B_{hd} kleiner ist als der Bemessungswert des Erdwiderstands E_{phd} :

$$B_{hd} \leq E_{phd} \quad (2.46)$$

Bei Verwendung eines Stabwerkprogramms wird bei gegebener Einbindelänge der Träger mit der charakteristischen aktiven Erddruckspannung belastet. Auf der passiven Seite wird die Bodenreaktionskraft $B_{h,k}$ als dreiecksförmige negative Belastung angebracht und die Ordinate $\sigma_{ph,k}$ am Wandfuß so lange variiert, bis das Moment am Wandfuß zu Null wird. Die zugehörige Fußauflagerkraft wird durch Integration der Lastfläche bestimmt, anschließend kann der Nachweis nach Gl. (2.46) geführt werden.

Walz (2006) hat einen Vorschlag zur analytischen, expliziten Bestimmung von $B_{h,k}$ bzw. $\sigma_{ph,k}$ gemacht. Dafür definiert er den Beiwert der Bodenreaktion k nach Gl. (2.47), der die Bodenreaktion ergibt, bei der im theoretischen Fußpunkt eine vertikale Tangente an der Biegelinie bei gleichzeitigem Nullpunkt der Momentenlinie auftritt. Die charakteristischen Werte des aktiven Erddrucks werden bis zum Fußpunkt der Wand angesetzt.

$$k = \frac{m(1+\zeta)^2 - n}{\zeta^3(0,8 \cdot \zeta^2 + 2,5 \cdot \zeta + 2)} \quad (2.47)$$

mit

$$\zeta = \frac{t_1}{l} \quad (2.48)$$

$$m = \frac{6}{\gamma \cdot l^3} \cdot [\sum P_i \cdot a_i - \sum P'_i \cdot a'_i] \quad (2.49)$$

$$n = \frac{6}{\gamma \cdot l^5} \cdot \sum P_i \cdot a_i^3 \quad (2.50)$$

t_1 Einbindelänge der Wand

l Länge von der Steifenposition bis zur Baugrubenoberkante

P_i, a_i Kräfte und Hebelarme unterhalb des Auflagers

P'_i, a'_i Kräfte und Hebelarme oberhalb des Auflagers

Mit den genannten Gleichungen kann direkt die Einbindelänge t_1 bestimmt werden, bei der die Bedingungen nach Gl. (2.46) sowie die Forderung einer vertikalen Tangente an der Biegelinie und Momentennullpunkt eingehalten werden. Die Vorgehensweise wird im Folgenden kurz erläutert. Zunächst werden die Kraftresultierenden der charakteristischen Erddruckbeanspruchung bis zum Wandfuß gebildet und anschließend über Integration der Teillastflächen $P_i \cdot a_i$ der Beiwert m mit Gl. (2.49) entsprechend den einzelnen Tiefenabschnitten gebildet. Anschließend werden durch Integration der Lastflächen $P_i \cdot a_i^3$ der Beiwert n mit Gl. (2.50) ermittelt. Mit dem Beiwert k nach Gl. (2.47) kann die erforderliche Spannung $\sigma_{ph,k}$ und daraus entsprechend die Auflagerkraft $B_{h,k}$ nach Gl. (2.51) berechnet werden. Der passive Erddruck ergibt sich nach den analytischen Formeln in DIN 4085:2017 mit Gl. (2.52).

$$B_{ph,k} = \gamma \cdot k \cdot \frac{t_1^2}{2} \quad (2.51)$$

$$E_{ph,k} = \gamma \cdot K_{pgh} \cdot \frac{t_1^2}{2} \quad (2.52)$$

Durch Einsetzen von Gl. (2.51) und Gl. (2.52) in Gl. (2.46) folgt dann:

$$k \leq \frac{K_{pgh}}{\gamma_G \cdot \gamma_{Ep}} \quad (2.53)$$

Wenn in Gl. (2.53) k gleich der rechten Seite der Gleichung wird, ergibt sich die Einbindelänge t_1 .

Bei einer Berechnung mit einem FEM-Programm ist der theoretische Fußauflagerpunkt nach Blum nicht eindeutig definiert, weshalb die Integration der Erddruckspannungen zwangsläufig bis zum Fußpunkt der Wand erfolgen muss. Alternativen wie z. B. eine Festlegung des Fußauflagerpunktes über die Momentenverteilung sind nicht praxistauglich und werden hier deshalb nicht weiterverfolgt.

2.3 Ermittlung des Erdwiderstands

2.3.1 Allgemeines

Die Berechnung des Erddrucks ist, neben dem Wasserdruck, eine der wichtigsten Punkte in der Geotechnik. Die einwirkenden Lasten müssen über den passiven Erddruck aufgenommen werden können um ein Versagen von Stützbauwerken u. ä. auszuschließen. Der Erddruck auf Stützbauwerke wird stark von dem zugrunde gelegten Berechnungsverfahren und den getroffenen Berechnungsannahmen sowie von der Wandbewegungsart beeinflusst. Während der aktive Erddruck und dessen rechnerische Ermittlung im Allgemeinen einfach umzusetzen sind, gibt es für die gekrümmten Gleitflächen des Erdwiderstands verschiedene Lösungen (Hettler, 2017; Hettler et al., 2018).

2.3.2 Analytische Ansätze

Der Horizontalanteil des Erdwiderstands aus Bodeneigengewicht in der Rankine-Zone setzt sich aus der Spannung und einem entsprechenden Erddruckbeiwert K_{pgh} zusammen, wie in Gl. (2.54) dargestellt.

$$e_{pgh}(z) = z \cdot \gamma \cdot K_{pgh} \quad (2.54)$$

Dabei wird von einer mit der Tiefe z linearen Zunahme des Erddrucks ausgegangen, der resultierende Erdwiderstand E_{pgh} über die Wandeinbindelänge t ist also:

$$E_{pgh} = \frac{K_{pgh} \cdot \gamma \cdot t^2}{2} \quad (2.55)$$

Die verschiedenen, über die Jahre vorgeschlagenen Erddruckbeiwerte basieren auf unterschiedlichen Ansätzen, aufbauend auf in Versuchen beobachteten Gleitflächen. Entscheidend für die Wahl eines passenden Verfahrens für die Berechnung ist die Annahme, ob sich ein Zonen- oder ein Linienbruch einstellt, was wiederum von der Wandbewegung abhängt. Der allgemein angesetzte dreieckförmige Verlauf des Erddrucks stellt sich nur bei paralleler Horizontalbewegung der Wand ein. Die Versagensmuster sind hauptsächlich aus kleinmaßstäblichen Labor- und großmaßstäblichen Feldversuchen bekannt, siehe Hettler et al. (2018) und Clayton et al. (2013).

Ursprünglich ging man von geraden Gleitflächen aus (Coulomb, 1773; Rankine, 1857). Die Annahme ebener Gleitflächen ist jedoch bei Ansatz einer Wandreibung nicht korrekt. Bei Wandreibungswinkeln $\delta < \varphi/3$ ist der Einfluss zwar vernachlässigbar (Budhu, 2011), solche Wandreibungswinkel sind in der Realität jedoch eher selten. Terzaghi (1943) verwendete deshalb einen Versagensmechanismus, der aus einer logarithmischen Spirale besteht.

In DIN 4085:2017 ist das auf gekrümmten Gleitflächen basierende Verfahren nach Pregl (2002) mit der Methode der Charakteristiken genannt. Weitere Verfahren sind der Ansatz nach Kerisel & Absi (1990) bzw. Absi (1984), der auf dem Methode der Charakteristiken basiert, sowie das Verfahren nach Brinch-Hansen (1953). Die Werte nach Kerisel & Absi werden heute üblicherweise in

der Praxis verwendet. Die in Deutschland angewendeten Werte aus DIN 4085 liefern damit vergleichbare Ergebnisse.

Reddy et al. (2014) zeigen einen guten Vergleich verschiedener Vorschläge für Erddruckbeiwerte K_p . Lancelotta (2002) hat eine analytische Lösung für untere Grenzwerte des Erdwiderstands vorgeschlagen. Shiau et al. (2008) verwendeten eine Grenzwertanalyse in Kombination mit der Finite-Elemente-Methode. Janbu (1957), Shields & Tolunay (1973) sowie Kumar & Subba Rao (1997) nutzten für die Ermittlung der Erddruckbeiwerte ein Lamellenverfahren. Goldscheider & Gudehus (1974) und Gudehus (1980) haben Erddruckbeiwerte auf der Grundlage von zwei zusammengesetzten Bruchmechanismen mit drei Gleitlinien entwickelt. Patki et al. (2015) gründeten ihr Verfahren auf eine Bruchfigur mit logarithmischer Spirale. Soubra & Regenass (2000) sowie Soubra & Macuh (2002) haben mit einem kinematischen Ansatz obere Grenzwerte für den Erdwiderstand ermittelt.

Zusätzlich muss auch der Erdwiderstand E_{pph} berücksichtigt werden, der sich aus äußeren Oberflächenlasten ergibt, sowie der Erddruckanteil der Kohäsion E_{pch} . Der Gesamterdwiderstand setzt sich nach Gl. (2.56) zusammen, in der vorliegenden Arbeit wird jedoch nur der Anteil aus Bodeneigengewicht betrachtet.

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{pph} + E_{pch} \quad (2.56)$$

Für den räumlichen Fall spielt die Breite der Wand eine entscheidende Rolle auf die Größe des Erdwiderstands. Im Vergleich zum ebenen Fall der unendlich langen Wand, ist der passive Erddruck bei schmalen Wänden größer. Die Versuche von Blum (1932) und Weißenbach (1962) dienen als Grundlage für weitere theoretische Berechnungsansätze (Brinch Hansen, 1966; Duncan & Mokwa, 2001; Georgiadis, 2018). Weißenbach (1962) hat, aufbauend auf den Erddruckbeiwerten von Streck und Versuchsergebnissen, den Erddruck auf Bohlträger in Abhängigkeit von der Trägerbreite und der Einbindetiefe bestimmt. In DIN 4085:2017-08 wird dies durch den Ansatz von Formbeiwerten abgebildet. Wie auch der Erdwiderstand für den ebenen Fall setzt sich der räumliche Erdwiderstand aus den drei Komponenten Bodeneigengewicht, Kohäsion und Oberflächenlasten zusammen:

$$E_{ph}^r = E_{pgh}^r + E_{pph}^r + E_{pch}^r \quad (2.57)$$

mit

$$E_{pgh}^r = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_{pgh} \cdot \mu_{pgh}^{res}}{2} \quad (2.58)$$

$$E_{pph}^r = p_v \cdot h \cdot K_{pph} \cdot \mu_{pph}^{res} \quad (2.59)$$

$$E_{pch}^r = c \cdot h \cdot K_{pch} \cdot \mu_{pch}^{res} \quad (2.60)$$

wobei μ_{pgh}^{res} , μ_{pph}^{res} und μ_{pch}^{res} die Formbeiwerte für räumlichen Erddruck sind.

Es kann daraus ein räumlicher Erddruckbeiwert definiert werden:

$$K_{ph}^r = K_{ph} \cdot \mu_{ph}^{res} \quad (2.61)$$

Ovesen (1964) führte eine umfangreiche Serie von Modellversuchen durch, um die 3D-Effekte zu untersuchen. Die Ergebnisse zeigten, dass der Erdwiderstand bei schmalen Bauwerken höher ausfällt als nach den gängigen Annahmen für den ebenen Fall. Brinch Hansen (1966) entwickelte darauf aufbauend eine Methode zur Korrektur, um die 3D-Effekte zu berücksichtigen. Duncan & Mokwa (2001) haben basierend auf diesem Korrekturverfahren ein Programm entwickelt, das für verschiedene Bauwerksbreiten anwendbar ist. Auch Horn (1970) veröffentlichte Ergebnisse aus mehreren experimentellen Studien zur räumlichen Erddruckbelastung.

Vrettos (2019) gibt eine Übersicht und Bewertung klassischer Ansätze für den dynamischen aktiven Erddruck und die verformungsabhängige, nichtlineare Bettungsfeder an der Widerlagerwand basierend auf Caltrans-Empfehlungen.

2.3.3 Numerische Untersuchungen

Zusätzlich zu den analytischen Verfahren findet in den letzten Jahren auch bei der Erddruckberechnung die Finite-Elemente-Methode immer häufiger Anwendung. Hettler (2017) zeigte einen umfassenden Vergleich verschiedener Theorien und Beispiele zur Verwendung der Finite-Elemente-Methode aus

Hettler & Abdel-Rahman (2000) sowie Hegert (2016). Potts & Fourie (1986) bestätigten anhand von numerischen Untersuchungen den Einfluss der Wandverformungen auf den Erdwiderstand.

Benmebarek et al. (2008) und Antão et al. (2011) untersuchten schmale und breite Systeme und verglichen die Ergebnisse mit den Erddruckbeiwerten für den ebenen Fall. Schmüdderich et al. (2017) verwendeten die Kinematische-Elemente-Methode und Schmüdderich et al. (2020) betrachteten mit der Finite-Elemente-Methode untere und obere Grenzwerte des Erdwiderstands. Ziegler (1986) führte numerische Erddruckberechnungen mit einem hypoplastischen Stoffgesetz für verschiedene Wandbewegungsarten durch. Shamsabadi et al. (2010) entwickelten numerische Simulationsmodelle für die lateralen Last-Verschiebungs-Kurven für Widerlager unterschiedlicher Höhe mit Schluff- und Schluff-Sand-Hinterfüllungen. Die entwickelten Gleichungen beschreiben eine hyperbolische Beziehung zwischen der seitlichen Belastung der Widerlagerwand und der Wanddurchbiegung.

3 Numerische Untersuchungen zum Grundbruch

3.1 Modell und Vorgehensweise

3.1.1 Modellbeschreibung

Aufbauend aus den in der Literatur gewonnenen Ergebnissen wurden mit dem FEM-Programm *PLAXIS 2D* Edition 2015 verschiedene Untersuchungen durchgeführt. Hierfür wurde ein 30 m x 10 m großer Bodenkörper modelliert, auf dem ein 2 m breites Streifenfundament gegründet ist, siehe Bild 3.1. Die Diskretisierung erfolgt mittels 15-knotigen FE-Elementen. An der Kontaktfläche zwischen Fundament und Boden wurde ein Diskretisierungsgrad von 0,07 bzw. an den Eckpunkten des Fundaments 0,035 gewählt. Die restliche Geländeoberfläche weist einen Diskretisierungsgrad von 0,18 auf, der Bodenkörper einen Diskretisierungsgrad von 0,7.

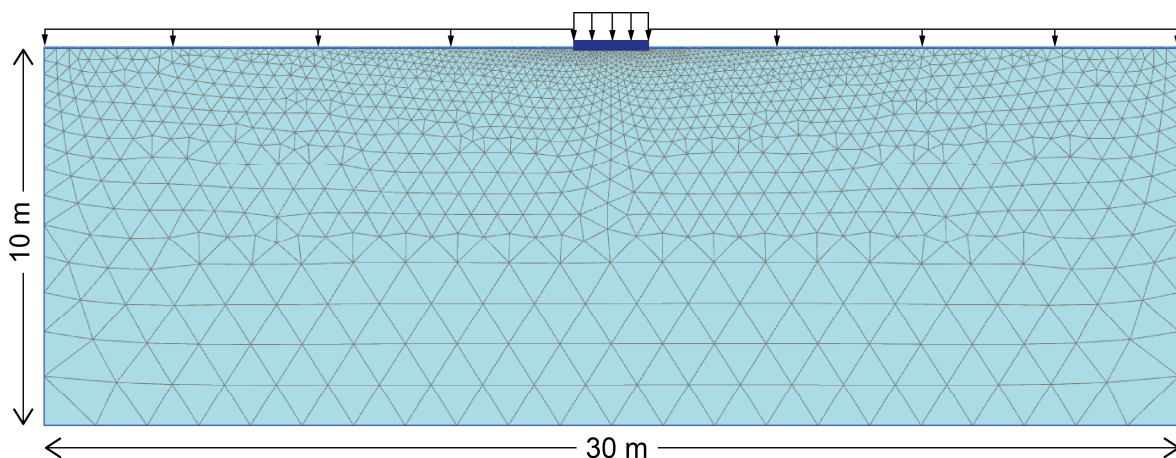


Bild 3.1: 2D FE-Modell für die numerischen Untersuchungen zum Grundbruch

Um den Einfluss der Fundamentform zu modellieren, wurde ein 3D-Modell mit *Plaxis 3D Connect V21* verwendet, siehe Bild 3.2. Die Diskretisierung und Modellgröße wurden analog zum 2D-Modell gewählt, im Bereich 0,5 m um das Fundament sowie im Bereich 2,5 m entlang der Geländeoberfläche wurde ebenfalls eine feinere Diskretisierung von 0,07 gewählt. Die optimale Diskretisierung wurde separat untersucht, eine übermäßige Verfeinerung der

Netzauflösung erhöht zwar auch die Symmetrie der Verformungsfigur, ist durch die enorme Rechendauer jedoch wenig zweckmäßig.

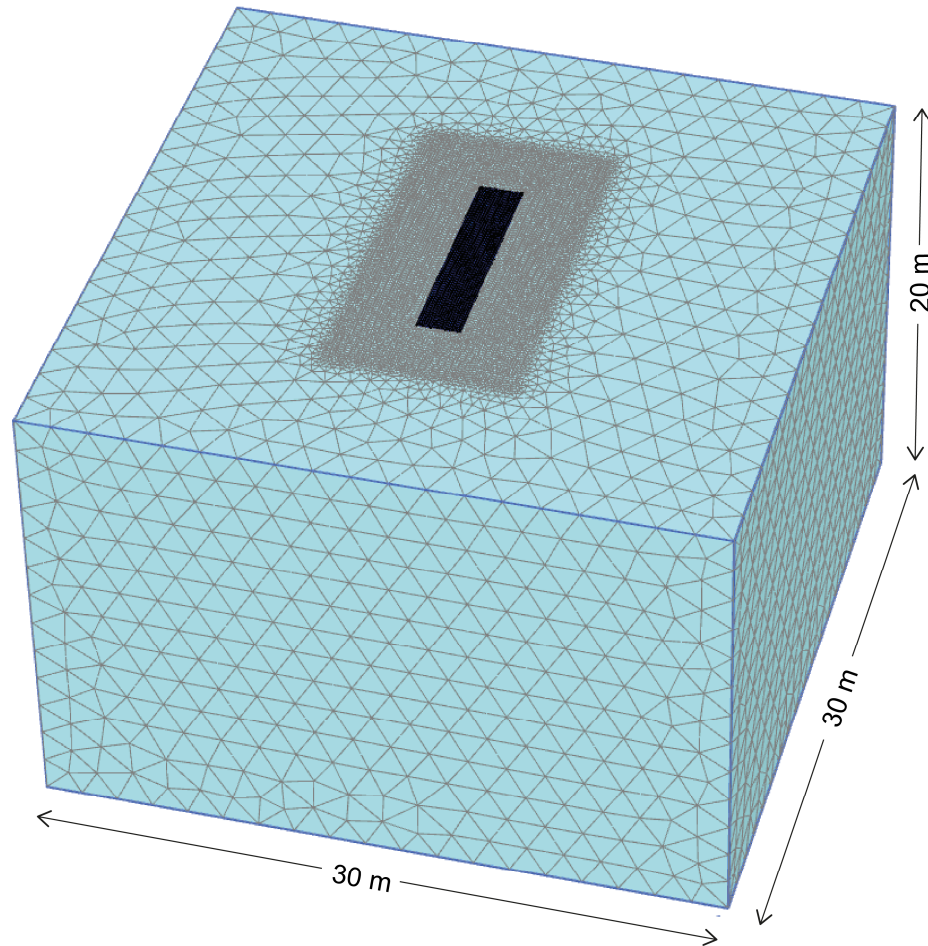


Bild 3.2: 3D FE-Modell für die numerischen Untersuchungen zum Grundbruch

Der Boden wurde mittels des in Plaxis integrierten elasto-plastischen Stoffmodells nach Mohr-Coulomb abgebildet. Es besteht aus sechs Fließfunktionen, die so formuliert sind, dass in allen Ebenen innerhalb des Materials die Coulombsche Reibungsregel eingehalten ist. Als plastische Modellparameter dienen der Reibungswinkel φ sowie die Kohäsion c . Zusätzlich wird über die plastischen Potentialfunktionen das Dilatanzverhalten in Abhängigkeit des Dilatanzwinkels ψ berücksichtigt. Wenn die Fließfunktionen und die plastischen Potentialfunktionen gleich sind, spricht man von einer assoziierten Fließregel, während bei unterschiedlichen Flächen von einer nicht-assozierten Fließregel gesprochen wird. Als elastische Parameter müssen das

Elastizitätsmodul E sowie die Querdehnzahl ν angegeben werden. Alle Fließfunktionen zusammen betrachtet ergeben das Grenzkriterium (PLAXIS Handbuch, 2021).

Bei der Entwicklung der expliziten Ausdrücke für N_{c0} , N_{d0} sowie in der Lösung für N_{b0} nach der Methode der Charakteristiken wurde eine assoziierte Fließregel angesetzt. Aus diesem Grund wurde auch für die numerischen Berechnungen in dieser Arbeit zunächst eine assoziierte Fließregel gewählt, d. h. der Dilatanzwinkel ist gleich dem Reibungswinkel: $\psi = \varphi$. Es ist jedoch zu beachten, dass diese Annahme für den Boden eigentlich unzutreffend ist, da dort gilt $\psi < \varphi$.

Für die Ermittlung der Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte werden die Wichte γ , die Kohäsion c und die seitliche Auflast $q = \gamma \cdot d$ jeweils aktiviert oder deaktiviert bzw. nur mit sehr kleinen Werten versehen. Die angesetzten Werte sind in Tabelle 3.1 dargestellt. Die zur Vermeidung numerischer Instabilitäten angesetzten, sehr niedrigen Werte für die Kohäsion bzw. das Bodengewicht beeinflussen die Ergebnisse kaum und wurden deshalb bei der Rückrechnung nicht weiter berücksichtigt. Für alle Berechnungen wurden außerdem als Querdehnzahl des Bodens $\nu = 0,2$ und als Elastizitätsmodul des Bodens $E = 300$ MPa angesetzt.

Tabelle 3.1: Angesetzte Kennwerte für die numerischen Berechnungen zum Grundbruch

	N_{c0}	N_{d0}	N_{b0}
c [kPa]	13	0,1	0,1
γ [kN/m ³]	0,1	0,1	20
q [kPa]	0	15	0

Das Fundament wurde als linear-elastische Platte modelliert mit den Eigenschaften: $EA = 4,5 \cdot 10^6$ kN/m und $EI = 2,109 \cdot 10^6$ kNm²/m, was einer rechnerischen Plattendicke von 2,371 m entspricht. Diese relativ hohen Werte wurden gewählt, um eine Verformung der Platte auszuschließen.

Zusätzlich zu homogenem Untergrund wurden auch Berechnungen bei geschichtetem Untergrund durchgeführt. Bild 3.3 zeigt das hierfür verwendete FE-Modell.

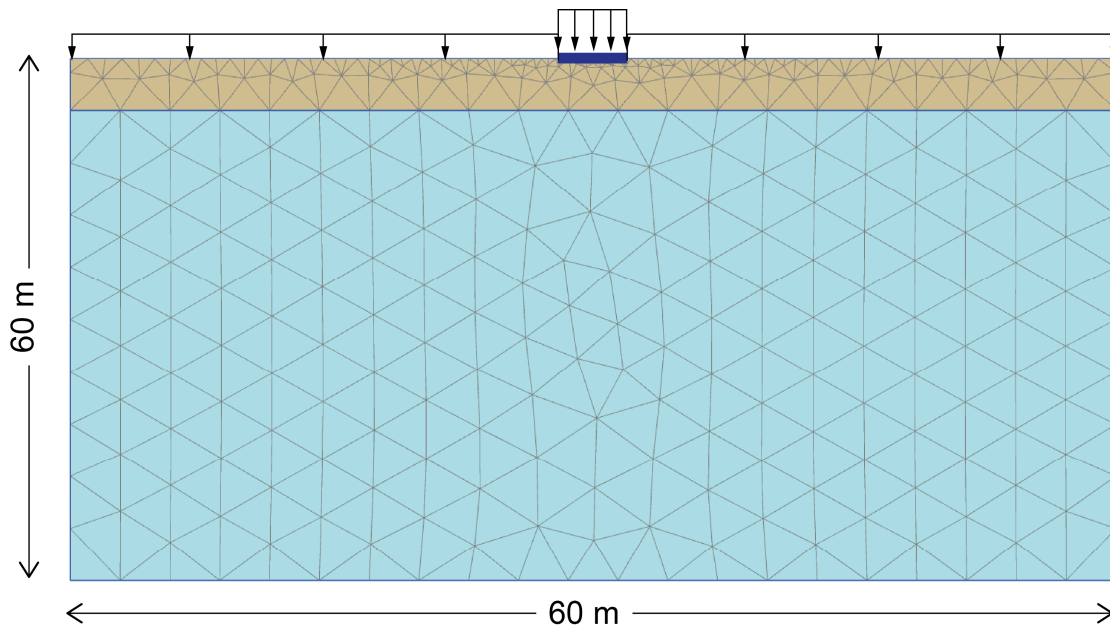


Bild 3.3: 2D FE-Modell für die numerischen Untersuchungen zum Grundbruch bei geschichtetem Boden

3.1.2 Vorgehensweise

Zunächst wurden die analytischen Lösungen der einzelnen Komponenten der statischen Grundbruchgleichung mit Hilfe der FEM nachgerechnet. Die gleichmäßig verteilte Streckenlast wurde so lange gesteigert, bis der Bruchzustand erreicht wurde. Die so ermittelte Bruchlast p wurde mit Gl. (3.1) bis (3.3) auf die jeweiligen Tragfähigkeitsbeiwerte zurückgerechnet.

$$N_{c0} = \frac{p}{c} \quad (3.1)$$

$$N_{d0} = \frac{p}{\gamma \cdot d} \quad (3.2)$$

$$N_{b0} = \frac{p}{\gamma \cdot b} \quad (3.3)$$

Um den Einfluss der Lastausmittigkeit zu untersuchen, wurde eine Einzellast auf das Fundament aufgebracht und deren Exzentrizität e variiert: $2e/b = 0/0,25/0,5/0,75$. Aus den so ermittelten Bruchlasten wurde anschließend

das Verhältnis der Tragfähigkeit bei exzentrischer Last und der Tragfähigkeit bei mittiger Last gebildet.

Die im Boden auftretenden Trägheitseffekte werden im Rahmen der quasi-statischen Betrachtung durch horizontale und vertikale Ersatzlasten abgebildet. Dafür werden die horizontale Komponente k_h bzw. vertikale Komponente k_v des seismischen Koeffizienten angesetzt. Es wurde angenommen, dass $k_h = H/V$ ist, wobei H die horizontale Ersatzlast und V die statische Vertikallast sind. Die vertikale Komponente k_v wurde hier vernachlässigt, da sie deutlich kleiner ist als k_h .

Für die Trägheitseffekte im Überbau entsprechen die Beiwerte den Lastneigungsbeiwerten i_c, i_d, i_b , wobei k_h in diesem Fall dem Verhältnis aus Horizontalkraft und Vertikalkraft gleichzusetzen und somit identisch $\tan(\delta_L)$ aus Gl. (2.17) ist. Die Neigungsbeiwerte berechnen sich aus dem Verhältnis aus den Tragfähigkeitsbeiwerten bei $k_h > 0$ zum Wert bei $k_h = 0$.

Bild 3.4 zeigt die untersuchten Lastfälle bei den numerischen Berechnungen. Die drei Grundbruchkomponenten Kohäsion, Fundamentbreite und seitliche Auflast werden jeweils getrennt betrachtet. Zusätzlich wurde unterschieden zwischen den Trägheitskräften im Boden und denen des Überbaus:

- i) Exponent „s“ für die Effekte der Bodenträgheitskräfte
- ii) Exponent „ss“ für die Effekte der Trägheitskräfte im Überbau

Der Fall N_{cE}^s ist identisch mit dem statischen Belastungsfall, da sich der Kohäsionsanteil näherungsweise unabhängig von der Bodenträgheitskraft verhält ($e_{c,E} = 1$). Der quasi-statische Fall mit Berücksichtigung der Trägheitskräfte im Boden wurde abgebildet, indem eine zusätzliche Trägheitskraft $q_h = k_h \cdot q$ im Bereich der seitlichen Auflast (Fall N_{dE}^s) bzw. eine horizontale Volumenkraft $k_h \cdot \gamma$ im Boden (Fall N_{bE}^s) eingepreßt wurde. Die Trägheitskräfte im Überbau wurden durch eine horizontale Kraft $H = k_h \cdot V$ in der Gründungssohle (Fälle $N_{cE}^{ss}, N_{dE}^{ss}, N_{bE}^{ss}$) realisiert.

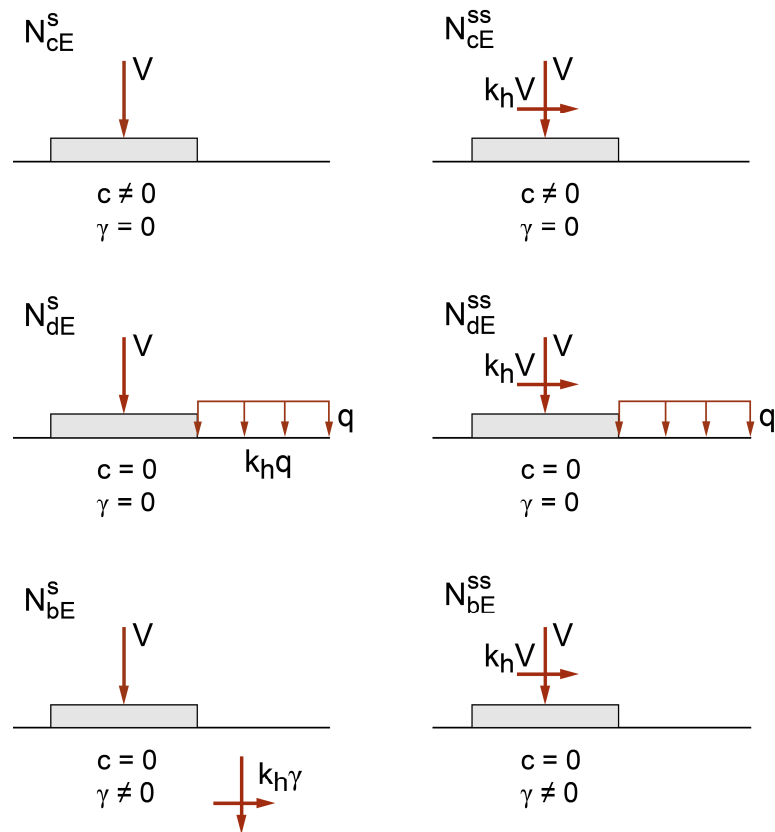


Bild 3.4: Betrachtete Lastfälle für die numerischen Untersuchungen zum Grundbruch

Bei den Berechnungen für die Formbeiwerte wurden mit Plaxis 3D Connect V21 verschiedene Fundamentgeometrien berechnet. Dabei wurden die folgenden Seitenverhältnisse untersucht: $l/b = 10/5/2/1$. Der Formbeiwert kann dann als das Verhältnis aus der Bruchlast bei vorgegebener Fundamentgeometrie und der Bruchlast für ein Streifenfundament ermittelt werden. Als Vergleichswert des Streifenfundaments wurde ein 3D-Modell mit einer Breite von 1 m und einem durchgängigen Plattenelement herangezogen.

Die quasi-statischen 3D-Grenzflächen wurden mit dem Programm Matlab erstellt. Der a priori Einbau von Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Rd} in Gl. (2.31) bis Gl. (2.33) ist schwierig, da bei Standsicherheitsnachweisen die Teilsicherheitsbeiwerte je nach Nachweistyp auf die Widerstände oder die Materialparameter angesetzt werden. Deshalb wurde hier $\gamma_{Rd} = 1$ gesetzt.

Als erstes wurde die maximale Grundbruchlast V_{max} ermittelt, die sich bei zentrischer Vertikalkraft ohne zusätzliche Einwirkungen einstellt. Dann wurden als nächster Schritt Kombinationen aus Horizontal- und Vertikalkraft gebildet,

die ohne Momenteneinwirkung zum Grundbruch führen. Um dies zu erreichen, wird Gl. (2.30) nach H umgestellt und unter Vorgabe von $V = V_{\max}$ und $M = 0$ die zugehörige maximal aufnehmbare Horizontalkraft ermittelt. Steigert man die Vertikalkomponente von 0 bis V_{\max} , so ergeben sich ein zugehörigere Horizontalkräfte H , aus denen bei vorgegebener Vertikalkraft die zugehörige Horizontalkraft ausgelesen werden kann. Um nun eine entsprechende Kombination bei Mitwirkung von Momenten zu erhalten, wird Gleichung (2.30) nach M umgestellt. Damit erhält man unter Vorgabe der zusammengehörigen Vertikal- und Horizontalkraftvektoren eine Ergebnismatrix, die alle möglichen Kombinationen von V , H und M abbildet.

Für die graphische Darstellung dieser 3D-Grenzoberflächen werden die Ergebnisse jeweils auf V_{\max} , bzw. für die Momenteneinwirkung auf $b \cdot V_{\max}$ normiert. Analog werden auch 2D-Interaktionsdiagramme in den Ebenen V - H , V - M sowie H - M dargestellt.

3.2 Klassische Grundbruchgleichung

In den folgenden Unterkapiteln wird zunächst auf die Nachrechnung der Grundbruchkomponenten aus Gl. (2.1) eingegangen. Dabei werden die Einzelkomponenten Tragfähigkeits-Grundwerte N_0 , Formbeiwerte ν , Lastexzentrizität e und Lastneigung i getrennt untersucht. Geländeneigung und Sohlneigung wurden bei den folgenden Berechnungen nicht betrachtet. Zusätzlich wird auch auf die Bodenträgheit und weitere Einflüsse wie die des Dilatanzverhaltens des Bodens oder der Superposition der einzelnen Anteile in der analytischen Gleichung eingegangen. Weiterhin werden 3D-Grenzflächen näher betrachtet und das Vorgehen auf die statische Grundbruchgleichung angewendet.

3.2.1 Tragfähigkeitsbeiwerte

- **Tragfähigkeitsbeiwerte N_{d0} und N_{c0}**

Die analytischen Lösungen für N_{d0} und N_{c0} nach Gln. (2.4) und (2.5) konnten mit Hilfe von Plaxis 2D ohne größere Probleme reproduziert werden. Die Bruchfigur kann durch die inkrementellen Verformungen in Plaxis sehr gut dargestellt werden, siehe Bild 3.5 und Bild 3.6.

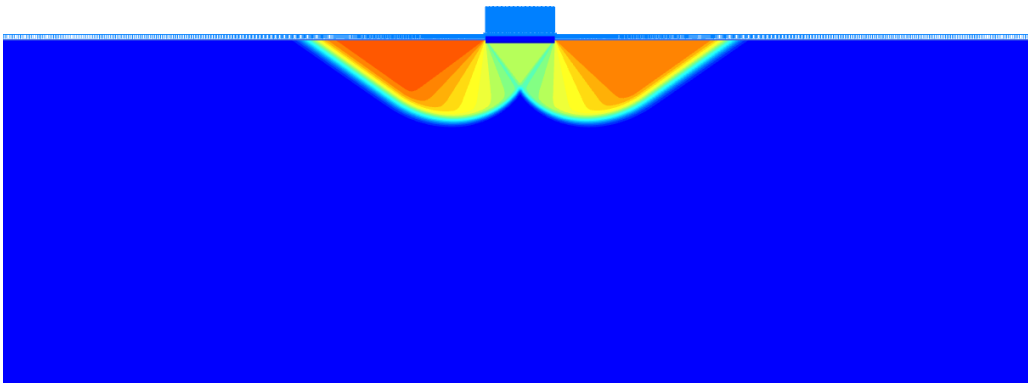


Bild 3.5: Bruchfigur für die Berechnungen zum Beiwert N_{d0} bei einem Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$ und $q = 15 \text{ kN/m}^2$

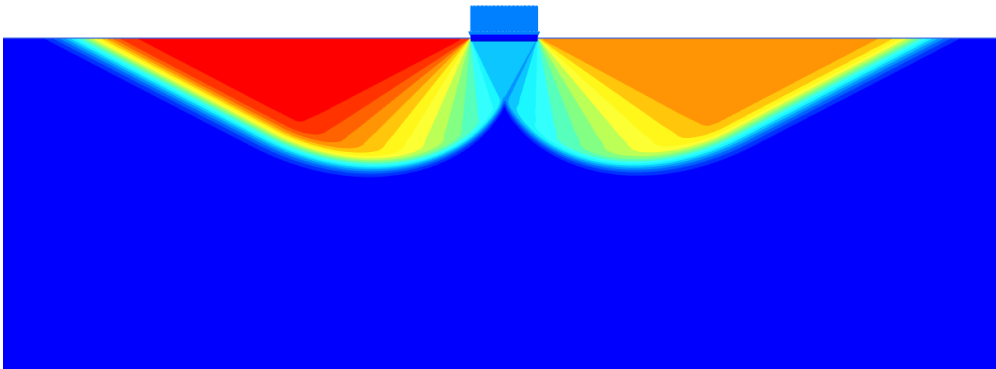


Bild 3.6: Bruchfigur für die Berechnungen zum Beiwert N_{c0} bei einem Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$ und $c = 10 \text{ kN/m}^2$

Bild 3.7 zeigt die Ergebnisse aus Plaxis 2D im Vergleich zu den Gleichungen aus DIN 4017. Die Untersuchungen haben bestätigt, dass für den 2D-Fall eines Streifenfundaments die Beiwerte N_{d0} und N_{c0} unabhängig von der Biegesteifigkeit des Fundaments sind und sowohl eine schlaife Last direkt auf der Geländeoberfläche als auch eine Last auf einer steifen Fundamentplatte gleiche Werte für die Bruchlast ergeben. Auch für den Bereich $\varphi = 0^\circ$ bis 10° konnten die Werte aus DIN EN 1997-1:2014 für die Tragfähigkeitsbeiwerte bestätigt werden, siehe Bild 3.7.

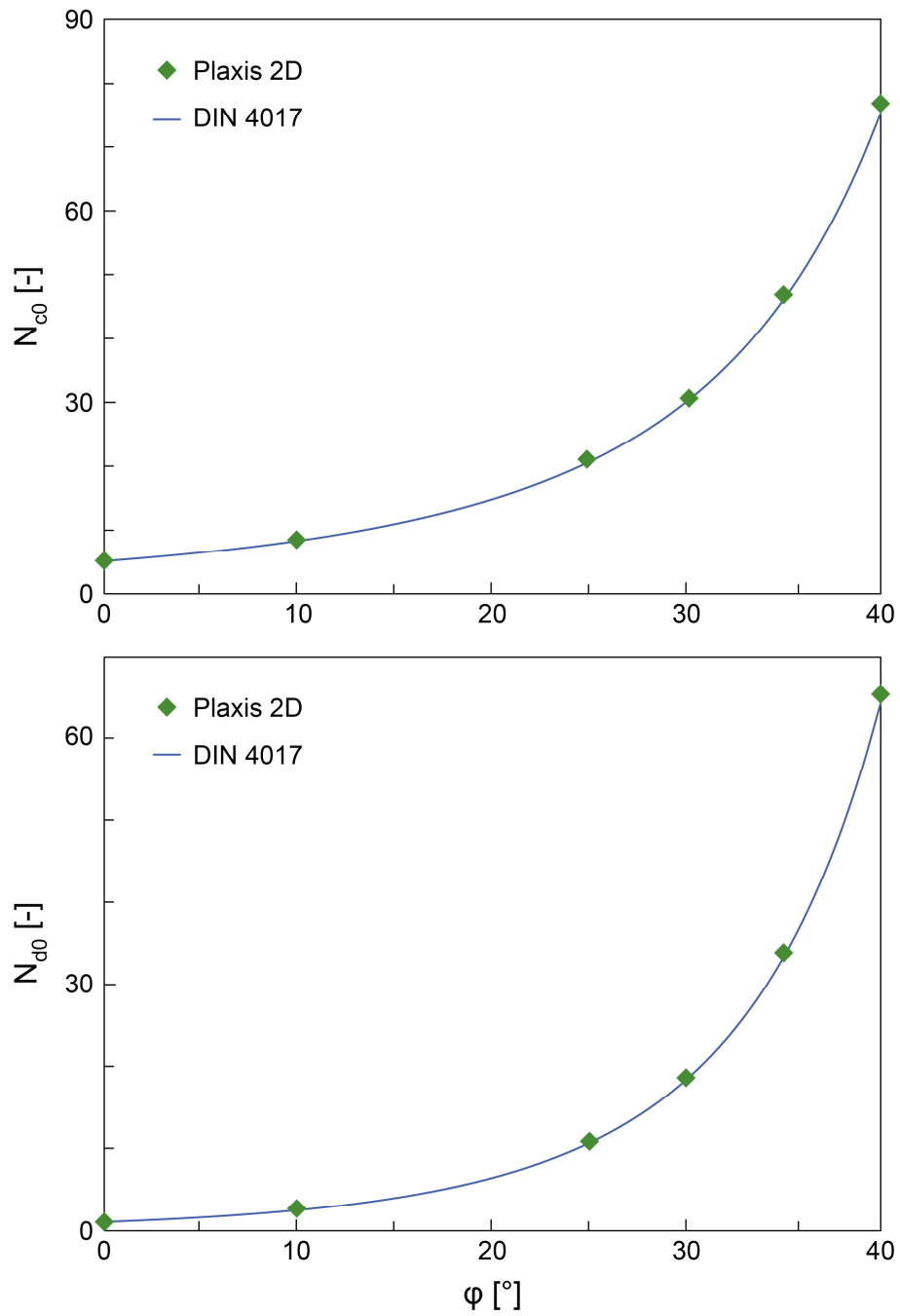


Bild 3.7: Vergleich der numerischen Berechnungen aus Plaxis 2D mit den Tragfähigkeitsbeiwerten aus DIN 4017:2006 für N_{d0} und N_{c0}

- **Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0}**

Um für den Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} die Kontaktbedingung in der Sohlfuge zu berücksichtigen, wurden die beiden Grenzfälle vollständig raue Sohlfuge ($\delta_s = \varphi$) und vollständig glatte Sohlfuge ($\delta_s = 0$) betrachtet. Um die vollständig glatte Sohlfuge abzubilden, wurde eine symmetrische, dreieckförmige Spannungsverteilung direkt auf die Geländeoberfläche aufgebracht. Diese dreieckförmige Verteilung entspricht der Spannungsverteilung die sich mit der Methode der Charakteristiken ergeben würde, siehe z.B. Cascone & Casablanca (2016). Für den Fall einer rauen Sohlfuge wurde eine gleichförmige Streckenlast auf eine starre Platte aufgebracht. Die damit erzielten Ergebnisse sind vergleichbar mit den Ergebnissen von Martin (2005), dessen Werte mittlerweile als exakte Lösungen angesehen werden können (siehe Kapitel 2.1.2). Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 3.8 für verschiedene Reibungswinkel dargestellt, wobei für den Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} der Bereich mit kleinen Reibungswinkeln ausgelassen wurde (dort wird $N_{b0} = 0$).

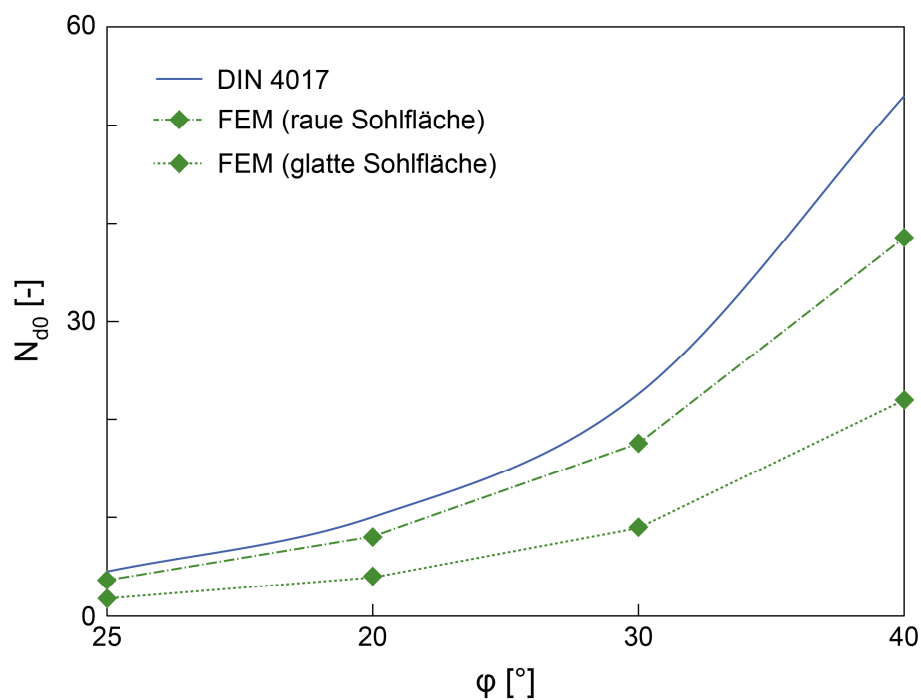


Bild 3.8: Vergleich der numerischen Berechnungen aus Plaxis 2D mit den Tragfähigkeitsbeiwerten aus DIN 4017:2006 für N_{b0}

3.2.2 Lastexzentrizität

Die Untersuchungen zum Einfluss der Lastexzentrizität wurden nur für den Fall Sohlfuge $\delta_s = \varphi$ durchgeführt, da bei Verwendung einer Einzellast zwingend die Modellierung einer Fundamentplatte nötig ist, um die Last gleichmäßig auf die Fundamentfläche zu verteilen. Aus den numerischen Ergebnissen kann die rechnerische Grenzlast $R(e > 0)$ bei exzentrischer Belastung berechnet und mit dem zugehörigen Wert $R(e = 0)$ bei mittiger Belastung verglichen werden. Das Verhältnis zwischen der effektiven Fundamentbreite b' zur Breite b kann dann für den Fall N_c und N_d nach Gl. (3.3) bestimmt werden, während bei N_b Gl. (3.4) anzuwenden ist, da die Breite für den Anteil N_b in Gl. (2.1) zum Quadrat eingeht.

$$\frac{b'}{b} = \frac{R(e > 0)}{R(e = 0)} \quad \text{für } N_c \text{ und } N_d \quad (3.4)$$

$$\frac{b'}{b} = \sqrt{\frac{R(e > 0)}{R(e = 0)}} \quad \text{für } N_b \quad (3.5)$$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.2 dargestellt, inklusive der aus der FEM rückgerechneten normierten Breite b'/b sowie der tatsächlichen Breite b' . Zusätzlich zeigt Bild 3.9 die Mittelwerte aus den drei untersuchten Reibungswinkeln im Vergleich zu Gl. (2.10) nach DIN 4017:2006. Der Einfluss der Lastexzentrizität kann gut über Gl. (2.10) abgebildet werden. Auffällig ist lediglich der sehr geringe Wert für N_{d0} bei einer Exzentrizität von $e/b = 0,375$ und einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$. Betrachtet man jedoch die entsprechenden Werte für einen Reibungswinkel von $\varphi = 35^\circ$ bzw. $\varphi = 40^\circ$, liegt die Vermutung nahe, dass der Wert bei $\varphi = 30^\circ$ nicht dem tatsächlichen Verhalten entspricht.

Insgesamt ist der Einfluss der Exzentrizität weitestgehend unabhängig von den einzelnen Anteilen der Grundbruchlast, was die Verwendung einer einzigen Formel in DIN 4017:2006 bestätigt. Die Werte nach DIN 4017 liegen auf der sicheren Seite, solange $e/b \leq 1/3$ ist, siehe Bild 3.9. Zu ähnlichen Schlussfolgerungen kommt auch Van Baars (2016).

Tabelle 3.2: Einfluss der Lastexzentrizität e für die einzelnen Grenztragfähigkeitskomponenten; Grenzlast R in kN, $b = 2$ m

φ	e/b	N_{b0-rau}			N_{c0}			N_{d0}		
		R	b'/b	b'	R	b'/b	b'	R	b'/b	b'
30°	0,000	776	1,00	2,00	803	1,00	2,00	628	1,00	2,00
	0,125	494	0,80	1,60	639	0,80	1,59	507	0,81	1,80
	0,250	203	0,51	1,02	433	0,54	1,08	329	0,52	1,45
	0,375	50	0,25	0,51	226	0,28	0,56	56	0,09	0,60
35°	0,000	1486	1,00	2,00	1232	1,00	2,00	1123	1,00	2,00
	0,125	1015	0,83	1,65	988	0,80	1,60	916	0,82	1,81
	0,250	382	0,51	1,01	669	0,54	1,09	608	0,54	1,47
	0,375	78	0,23	0,46	351	0,28	0,57	240	0,21	0,92
40°	0,000	3396	1,00	2,00	2022	1,00	2,00	2150	1,00	2,00
	0,125	2320	0,83	1,65	1613	0,80	1,60	1763	0,82	1,81
	0,250	879	0,51	1,02	1108	0,55	1,10	1184	0,55	1,48
	0,375	103	0,17	0,35	584	0,29	0,58	560	0,26	1,02

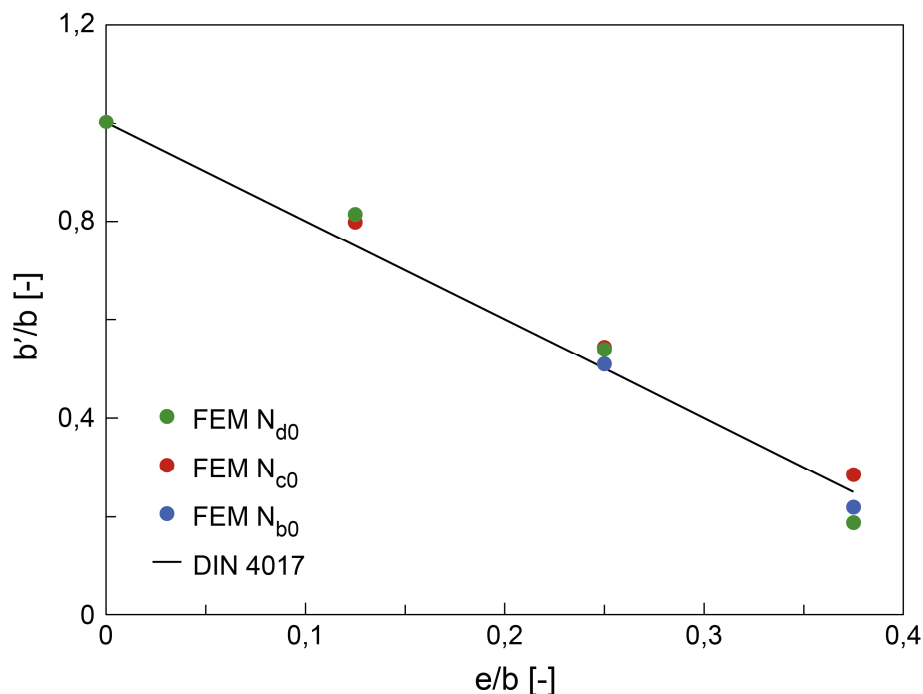


Bild 3.9: Einfluss der Lastexzentrizität aus den numerischen Berechnungen im Vergleich mit Gl. (2.10) nach DIN 4017:2006

3.2.3 Lastneigung

Für die Berechnungen unter Berücksichtigung der Trägheitseffekte im Überbau wurde der seismische Koeffizient variiert mit $k_h = H/V = 0/0,1/0,35/0,6$. Tabelle 3.3 zeigt die Ergebnisse aus Plaxis 2D für $\varphi = 35^\circ$.

Tabelle 3.3: Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen mit Plaxis 2D für $\varphi = 35^\circ$ unter Berücksichtigung der Trägheitseffekte im Überbau

k_h	N_{cE}^{ss}	N_{dE}^{ss}	$N_{bE}^{ss}(glatt)$	$N_{bE}^{ss}(rau)$
0,00	46,70	34,20	9,25	17,55
0,10	38,43	27,72	6,25	12,37
0,35	22,20	15,62	2,05	4,98
0,60	12,31	7,66	0,61	1,20

Die daraus resultierenden Neigungsbeiwerte i_c , i_d und i_b wurden anschließend in Bild 3.10 mit den Ergebnissen von Cascone & Casablanca (2016) und den Werten nach DIN 4017:2006 aus Gl. (2.18) bis (2.20) verglichen. Die Ergebnisse von Cascone & Casablanca stimmen ebenfalls mit denen von Martin (2005) überein. Dargestellt ist der gängige Bereich des seismischen Koeffizienten bis $k_h = 0,4$. Es ist anzumerken, dass bei größerem k_h auch die Unterschiede größer ausfallen, diese Wertebereiche für die Realität jedoch eher irrelevant sind. Die Berechnungen zeigen, dass je kleiner φ und je größer k_h werden, desto kleiner werden die Tragfähigkeitsbeiwerte. Tabelle 3.4 zeigt zusätzlich noch die numerischen Werte der resultierenden Neigungsbeiwerte bis $k_h = 0,6$.

Tabelle 3.4: Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen mit Plaxis 2D für $\varphi = 35^\circ$ unter Berücksichtigung der Trägheitseffekte im Überbau

k_h	i_c	i_d	$i_b(glatt)$	$i_b(rau)$
0,00	1,0	1,0	1,0	1,0
0,10	0,82	0,81	0,68	0,7
0,35	0,48	0,46	0,22	0,28
0,60	0,26	0,22	0,07	0,07

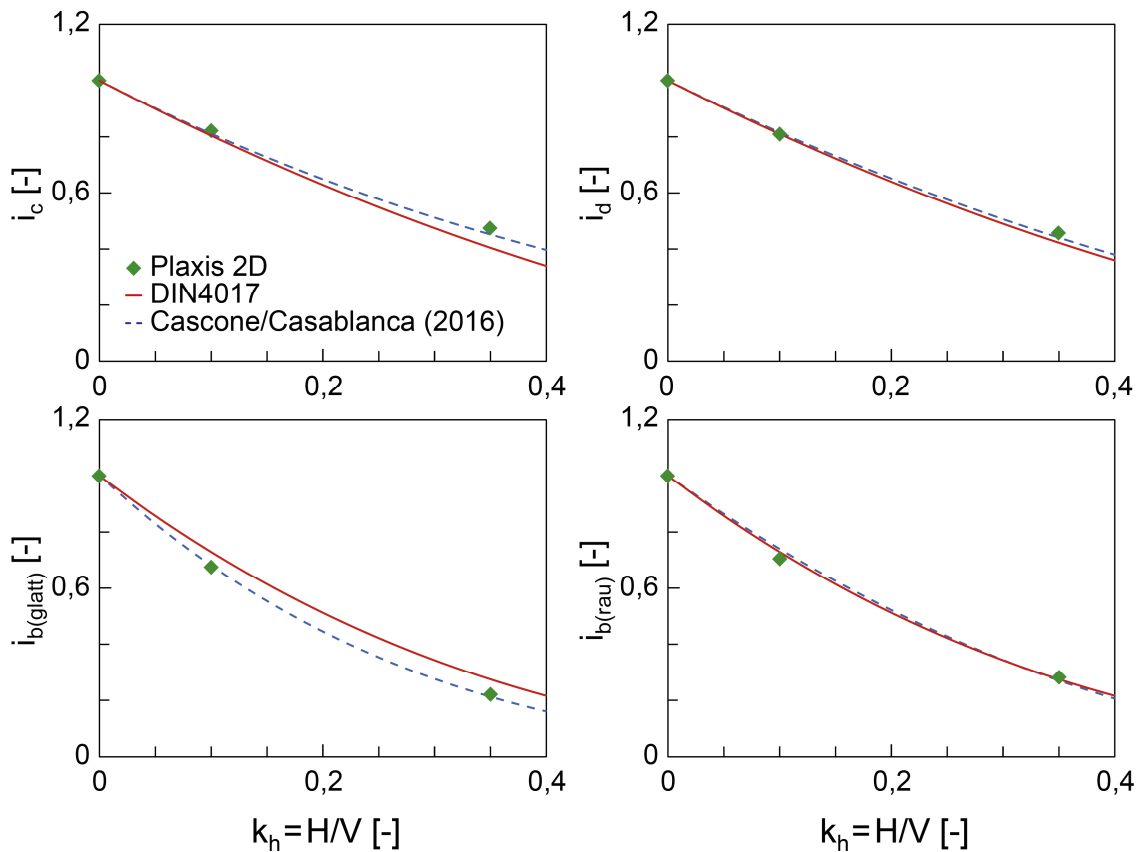


Bild 3.10: Vergleich der numerischen Ergebnisse für i_c , i_d und i_b aus Plaxis 2D mit den Werten nach Cascone & Casablanca (2016) und DIN 4017:2006 für $\varphi = 35^\circ$

Die Trägheit des Überbaus wirkt sich deutlich auf die Tragfähigkeitsbeiwerte aus. V. a. der N_{bE}^{SS} erreicht bei hohen Werten k_h nur knapp 10 % des statischen Tragfähigkeitsbeiwertes. Das Verhältnis aus nicht-statischem zu statischem Beiwert ist jedoch unabhängig von der Beschaffenheit der Sohlfuge. Für den höchsten Wert $k_h = 0,6$ erreicht N_{cE}^{SS} ca. 26 % und N_{dE}^{SS} ca. 22 % des statischen Beiwertes, der Abfall ist also nicht so stark wie bei N_{bE}^{SS} .

3.2.4 Bodenträgheitsbeiwerte

Für die Trägheitseffekte im Boden zeigt Tabelle 3.5 die entsprechenden Ergebnisse aus den Berechnungen mit Plaxis 2D. Bild 3.11 zeigt den Vergleich der Ergebnisse aus Plaxis 2D für $\varphi = 35^\circ$ mit der Approximation nach Gl. (2.28) bzw. Gl. (2.29) sowie mit den Ergebnissen nach Cascone und Casablanca (2016) für den Bereich bis $k_h = 0,4$.

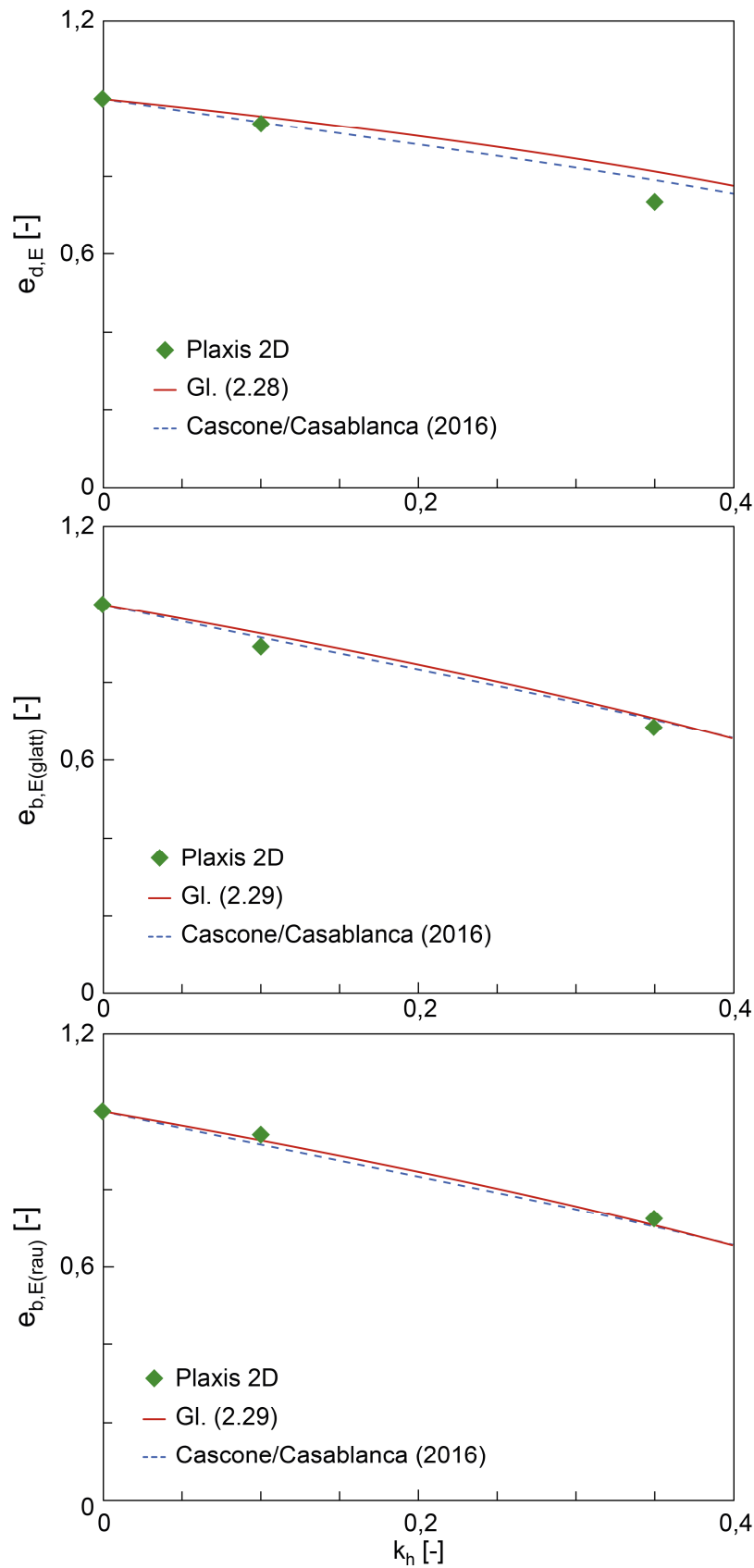


Bild 3.11: Vergleich der numerischen Ergebnisse für $e_{d,E}$ und $e_{b,E}$ aus Plaxis 2D mit den Werten nach Cascone & Casablanca (2016) und mit der Approximation nach Gl. (2.28) bzw. Gl. (2.29) für $\varphi = 35^\circ$

Tabelle 3.5: Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen mit Plaxis 2D für $\varphi = 35^\circ$ unter Berücksichtigung der Trägheitseffekte im Boden

k_h	N_{dE}^s	$N_{bE}^s(\text{glatt})$	$N_{bE}^s(\text{rau})$
0,00	34,20	9,25	17,55
0,10	31,89	8,26	16,51
0,35	25,07	6,32	12,70
0,60	16,15	3,80	7,79

Die Werte stimmen sehr gut mit den Ergebnissen aus Cascone und Casablanca (2016) überein, auch wenn für $e_{d,E}$ bei $k_h > 0,3$ die Unterschiede etwas größer werden.

Im Vergleich zu den Trägheitseffekten aus dem Überbau wirken sich die Trägheitseffekte im Boden schwächer auf die Ergebnisse aus. Für den höchsten Wert $k_h = 0,6$ betragen die nicht-statischen Werte noch ca. 50 % - 40 % des zugehörigen statischen Wertes.

3.2.5 Formbeiwerte

Bei den 2D-Berechnungen für ein Streifenfundament spielt die Biegesteifigkeit des Fundaments keine Rolle und die Last kann entweder direkt auf die Geländeoberfläche oder auf ein Plattenelement aufgebracht werden, beide Varianten liefern gleiche Bruchlasten. Im Gegensatz dazu wird bei anderen Geometrien wie z. B. Rechteckfundamenten im 3D-Modell die Biegesteifigkeit des Fundaments relevant. V. a. beim Vergleich von kleinen Quadratfundamenten und Streifenfundamenten zeigt sich im 3D-Modell, dass sich erstere wesentlich steifer verhalten. Dies führt dazu, dass bei allen Systemzusammensetzungen nach Bild 3.4 im 3D-Modell eine Platte eingebaut werden muss, im Unterschied zum 2D-Modell.

- **Formbeiwerte ν_c und ν_d**

In Bild 3.12 und Tabelle 3.6 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit Plaxis 3D im Vergleich zu den Beiwerten nach Gl. (2.13) und (2.14) aus DIN 4017:2006 dargestellt.

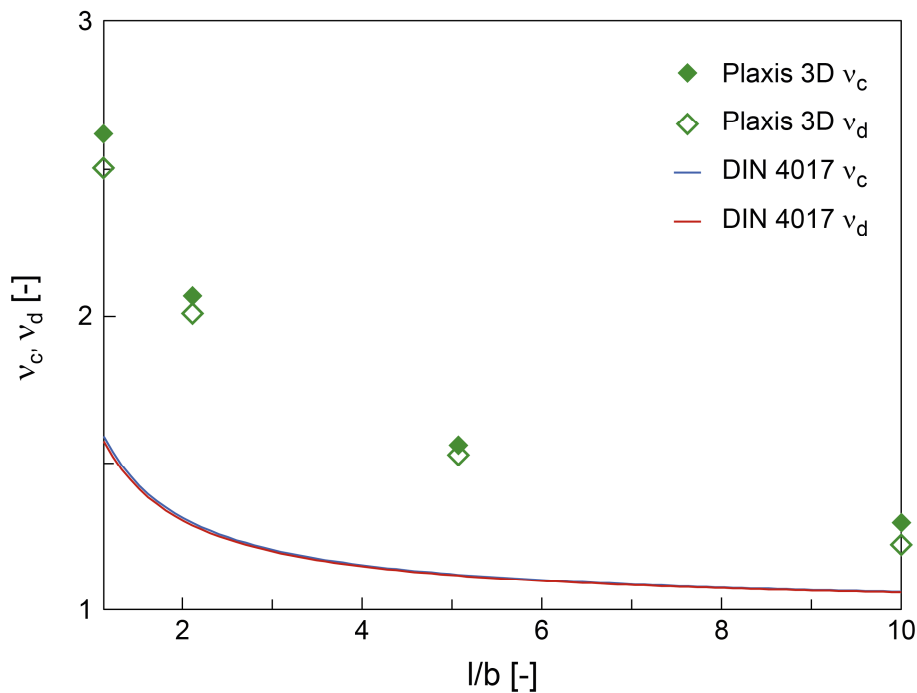


Bild 3.12: Vergleich der numerischen Berechnungen aus Plaxis 3D mit den Formbeiwerten aus DIN 4017:2006 für v_c und v_d

Auffällig ist, dass die Werte aus den numerischen Berechnungen deutlich höher ausfallen als die nach DIN 4017:2006 und letztere somit auf der sicheren Seite liegen. Die größte Abweichung tritt mit fast 65 % bei einem Verhältnis $l/b = 1$, also einem Quadratfundament auf. Für breite Fundamente mit $l/b = 10$ beträgt die Abweichung zwischen FEM und den Vorschlägen aus DIN 4017:2006 jedoch immer noch fast 23 %.

Tabelle 3.6: Ergebnisse der Berechnungen zum Formbeiwert v_c und v_d mit Plaxis 3D

l/b	v _c			v _d		
	p _u [kN/m ²]	R'/R = v	v _{c,DIN}	p _u [kN/m ²]	R'/R = v	v _{d,DIN}
∞ 2D	605,11			504,73		
∞ 3D ^{*)}	665,56			563,53		
10	862,86	1,30	1,06	687,86	1,22	1,06
5	1038,22	1,56	1,12	859,65	1,53	1,11
2	1376,20	2,07	1,30	1131,43	2,01	1,29
1	1740,88	2,62	1,59	1408,86	2,50	1,57
Kreis	1825,68	2,74	1,59	1484,07	2,63	1,57

^{*)} Streifenelement mit Breite = 1 m

Nach DIN 4017:2006 werden die Formbeiwerte für Kreisfundamente und Quadratfundamente mit der gleichen Formel berechnet. Die FEM-Berechnungen mit Plaxis 3D ergeben jedoch geringfügige Abweichungen zwischen den beiden Fundamentarten: Der Formbeiwert bei einem Quadratfundament fällt kleiner aus und beträgt ca. 95 % des Formbeiwertes für ein Kreisfundament.

- **Formbeiwerte v_{cu}**

Bei undrainierten Bedingungen mit $\varphi = 0^\circ$ ergibt sich der Formbeiwert v_{cu} . Die Ergebnisse der hierzu durchgeführten numerischen Berechnungen sind in Bild 3.13 bzw. Tabelle 3.7 für verschiedene Werte l/b dargestellt. Auch hier sind die Unterschiede zu den Empfehlungen nach DIN 4017:2006 deutlich und die FEM-Berechnungen liefern wesentlich größere Formbeiwerte. Die Abweichung bei einem Quadratfundament ($l/b = 1$) beträgt ca. 25%.

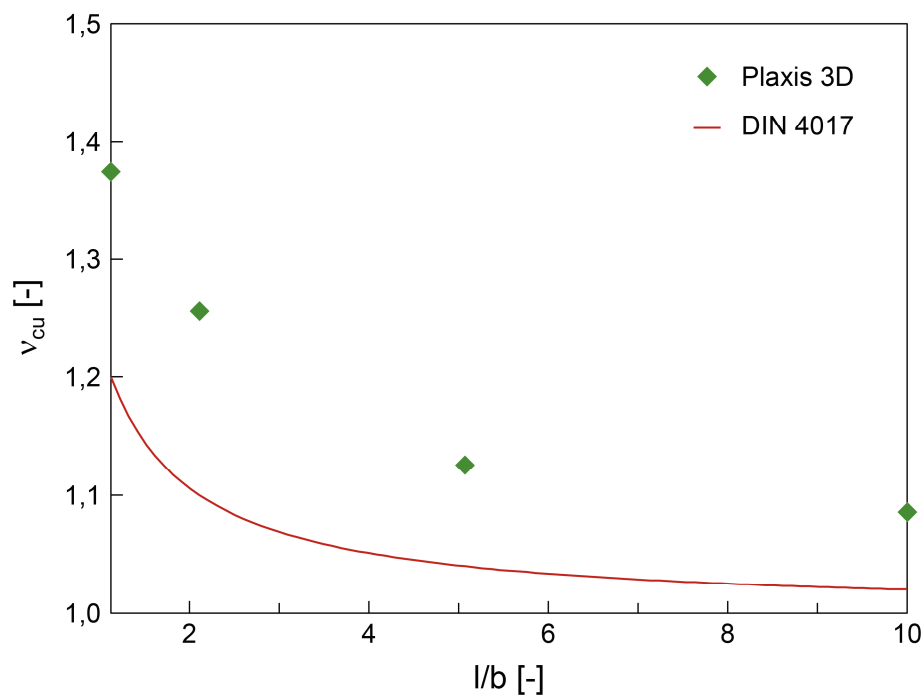


Bild 3.13: Vergleich der numerischen Berechnungen aus Plaxis 3D mit den Formbeiwerten aus DIN 4017:2006 für v_{cu}

Tabelle 3.7: Ergebnisse der Berechnungen zum Formbeiwert v_{cu} mit Plaxis 3D

	v_{cu}		
l/b	p_u [kN/m ²]	$R'/R = v$	$v_{cu,DIN}$
∞ 2D	67,10		
∞ 3D ^{*)}	75,15		
10	81,61	1,09	1,01
5	84,54	1,12	1,02
2	94,39	1,26	1,04
1	103,38	1,38	1,10
Kreis	98,45	1,31	1,20
*) Streifenelement mit Breite = 1 m			

• **Formbeiwerte v_b**

Anders als bei den Berechnungen mit einem 2D-Modell treten beim 3D-Modell für v_b Probleme auf und die Berechnung bricht fälschlicherweise bereits vor dem eigentlichen Versagen ab. Dies zeigt sich sowohl bei Kreis- als auch bei Rechteckfundamenten verschiedener Größen. Die Berechnung verformungsgesteuert durchzuführen brachte nur geringe Verbesserungen, war jedoch insgesamt etwas stabiler, weshalb dies für die weiteren 3D-Berechnungen zu v_b beibehalten wurde.

Es wurden anschließend verschiedene Anpassungen des Systems untersucht. Zunächst wurde eine Oberflächenlast auf der gesamten Geländeoberfläche aufgebracht, wie dies u. a. auch bei den Berechnungen zu v_d gemacht wird. Dies hat jedoch nicht zu einer nennenswerten Verbesserung der Ergebnisse geführt und wurde daher nicht weiterverfolgt.

Des Weiteren wurde der Boden um eine Kohäsion ergänzt, diese wurde zwischen 10 kPa bis 1 kPa variiert, um eine Grenzkohäsion zu ermitteln, bei der die Berechnung gerade noch zu einem sinnvollen Ergebnis führt. Um den Kohäsionsanteil an der Gesamtbruchlast zu entfernen, wurde zunächst mit dem Tragfähigkeitsbeiwert N_c , der sich aus den 2D-Betrachtungen ergab, der Anteil $N_c \cdot c$ berechnet und dieser anschließend von der Gesamtlast subtrahiert. Mit der restlichen Bruchlast kann dann analog dem Vorgehen bei v_c und v_d der Formbeiwert v_b berechnet werden.

Für ein Rechteckfundament mit einem Seitenverhältnis $l/b = 5$ liegt die Grenzkohäsion zwischen $c = 10$ kPa und $c = 5$ kPa. Da dies relativ hoch ist, wurden anschließend die gleichen Berechnungen mit dem in Plaxis eingebauten Stoffmodell Hardening Soil durchgeführt. Die Stabilität der Ergebnisse konnte im Vergleich zu einer Berechnung mit dem Mohr-Coulomb-Modell jedoch nur geringfügig verbessert werden, der Grenzwert der Kohäsion liegt dann zwischen $c = 5$ kPa und $c = 2,5$ kPa. Auffällig ist auch, dass bei Annäherung des Bruchzustands bei Rechteckfundamenten die Last-Verformungs-Kurve sehr unruhig im Verlauf wird.

3.2.6 Einfluss der Superposition

Der Einfluss der Superposition lässt sich mit Plaxis 2D gut darstellen. Hierfür wurde die Berechnung mit gleichzeitigem Wirken von Kohäsion, seitlicher Auflast und Bodeneigengewicht ($R_{FEM,gekoppelt}$) durchgeführt und anschließend den überlagerten Ergebnissen aus der getrennten Betrachtung gegenübergestellt ($R_{FEM,superponiert}$). Der Vergleich ist in Bild 3.14 dargestellt. Es wurde eine raue Kontaktfläche angesetzt.

Je größer der Reibungswinkel, desto größer werden auch die Unterschiede der einzelnen Berechnungsmethoden. Die getrennte Berechnung mit anschließender Überlagerung der Einzelanteile des Grundbruchwiderstands liegt allerdings immer auf der sicheren Seite, da sich so geringere Gesamtwiderstände ergeben. Berechnet man den Grundbruchwiderstand mit Gl. (2.1), ist diese für kleine Reibungswinkel nahezu identisch mit den überlagerten Ergebnissen aus der FEM-Berechnung. Für größere Reibungswinkel liegt das Ergebnis zwischen den beiden Fällen der FEM-Berechnung, was mit den unterschiedlichen Werten für N_{b0} zusammenhängen kann. Die Ergebnisse entsprechen denen von Smith (2005).

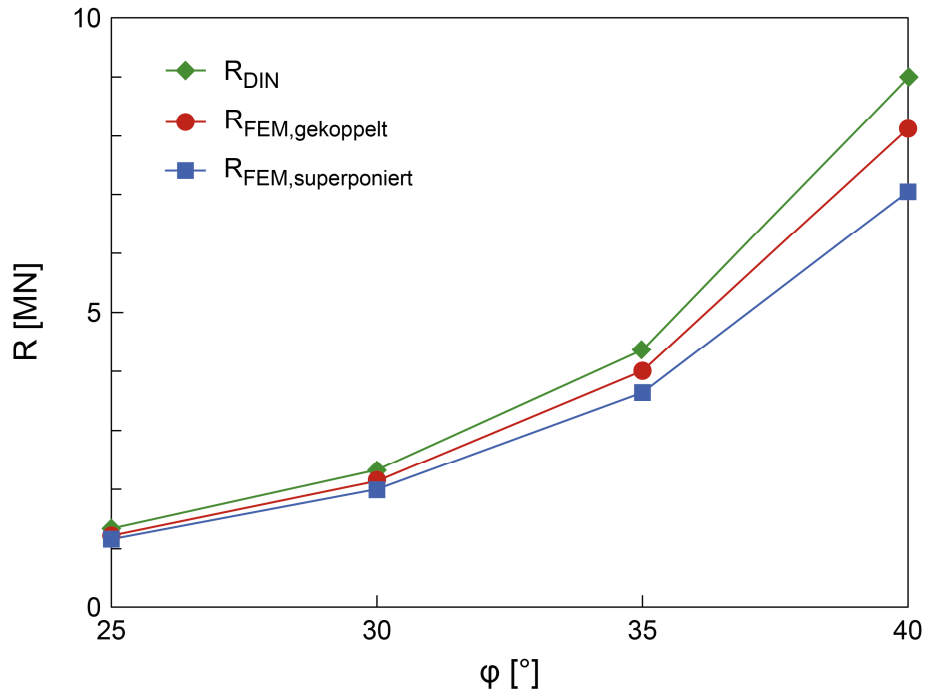


Bild 3.14: Einfluss der Superposition der einzelnen Grundbruchkomponenten

3.2.7 Einfluss der Dilatanz

Das Dilatanzverhalten des Bodens hat einen starken Einfluss auf das Ergebnis der Tragfähigkeitsbeiwerte. Dies wurde mit Plaxis 2D überprüft. Bei den Berechnungen mit reduziertem Dilatanzwinkel fiel auf, dass je kleiner der Dilatanzwinkel ψ ist, desto länger die Rechenzeit wird, weshalb bei den Berechnungen ein Netz mit der Feinheit „medium“ gewählt wurde. Betrachtet man die Last-Verformungskurven in Bild 3.15, werden die numerischen Schwierigkeiten deutlich: Die Kurven werden v. a. in der Nähe des Grenzzustandes unruhiger im Verlauf. Am stärksten fällt dies bei der Berechnung des Tragfähigkeitsbeiwertes N_{b0} auf.

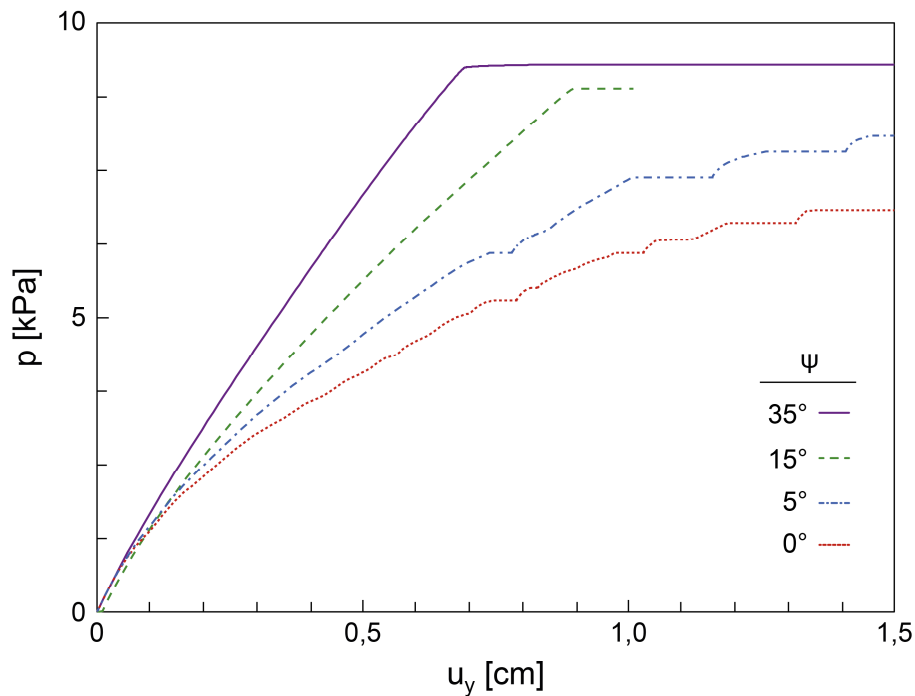


Bild 3.15: Einfluss der Dilatanz auf die Last-Verformungskurven am Beispiel des Tragfähigkeitsbeiwertes N_{b0} für eine glatte Sohlfläche; $\varphi = 35^\circ$

Bild 3.16 zeigt, wie sich die jeweiligen Tragfähigkeitsbeiwerte bei abnehmenden Dilatanzwinkel ψ verhalten. Eine Berechnung mit $\psi = \varphi$ ist mit Plaxis relativ unkompliziert und schnell durchführbar. Die Berechnungen ergaben, dass der Einfluss einer nicht-assoziierten Fließregel überwiegend im Bereich zwischen $0 \leq \psi \leq \varphi/2$ von Relevanz ist.

Es wird auch schnell deutlich, dass eine Verwendung der Ersatzscherparameter nach Davis (1968) einen, im Vergleich zu den numerischen Werten, zu starken und auch zu schnellen Abfall ergibt. Der Vorschlag von Loukidis & Salgado (2009) zeigt eine bessere Übereinstimmung mit den numerischen Werten. Hierbei wird lediglich in der Exponentialfunktion bei N_{d0} mit einer Korrekturfunktion $F(\varphi, \psi)$ angepasst. Die restlichen Tragfähigkeitsbeiwerte werden anschließend wieder mit den gängigen Formeln berechnet. Bei Bild 3.16 ist anzumerken, dass der Vorschlag nach Davis (1968) auf den analytischen Berechnungen für N_{b0} basiert, deren Ergebnisse größer ausfallen als die mit Plaxis ermittelten, vgl. Kapitel 3.2.1. Deshalb ist im entsprechenden Diagramm nur der Vorschlag nach Loukidis & Salgado (2009) abgebildet. Außerdem wurden die Vergleichswerte auf den Wert von $N_{b0} = N_\gamma/2$ umgerechnet.

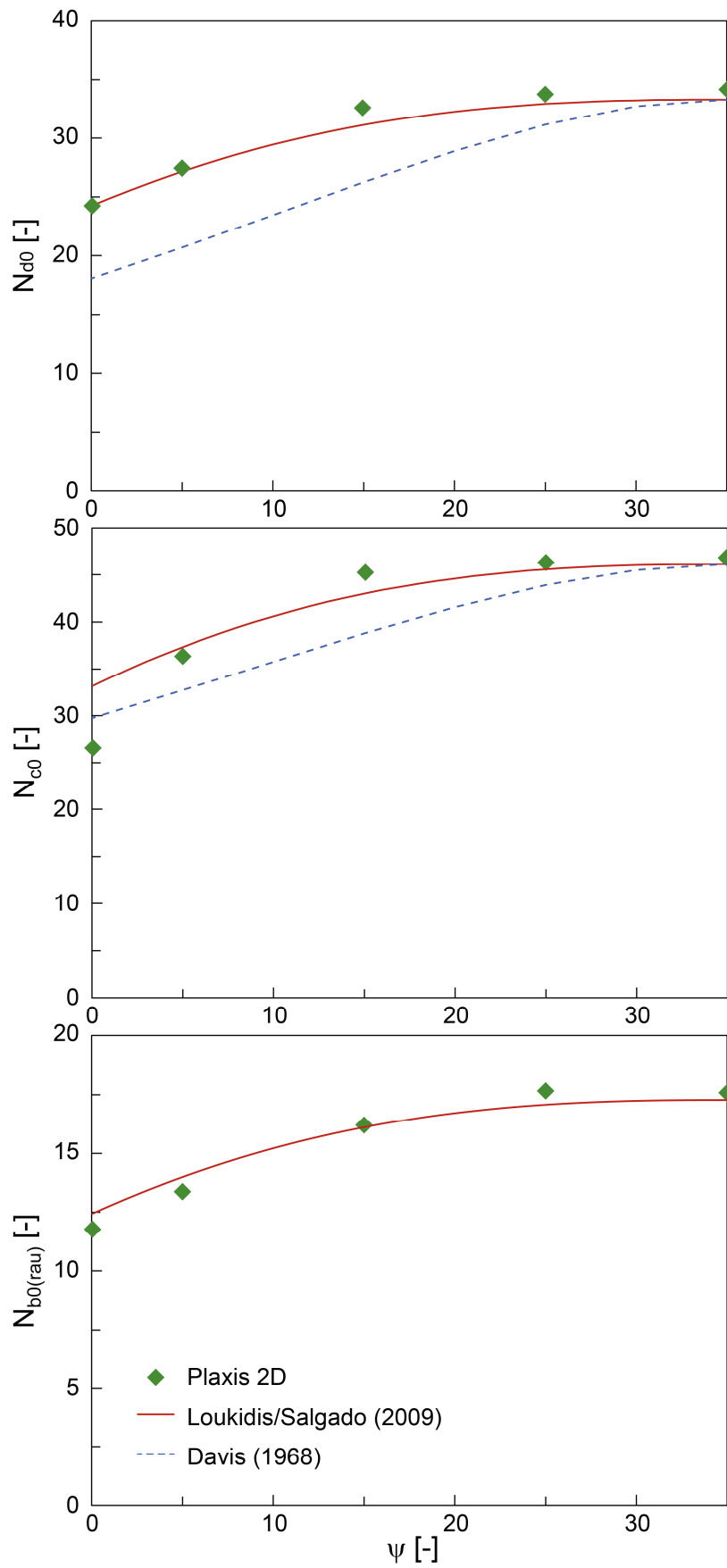


Bild 3.16: Tragfähigkeitsbeiwert N_{c0} , N_{d0} und N_{b0} in Abhängigkeit des Dilatanzwinkels ψ und einem Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$

3.3 Durchstanzen

Zunächst wurde das einfache Modell von Burd und Frydman (1997) und von Shiau et al. (2003) mit Plaxis 2D für einen Reibungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ und $\varphi = 30^\circ$ nachgerechnet. Die Ergebnisse aus Plaxis 2D sind in Bild 3.17 bzw. Bild 3.18 als Datenpunkte dargestellt. Sie stimmen gut mit den Werten von Shiau et al. (2003) überein. Es wurde sowohl der Fall $q = 0$ und $q = \gamma \cdot b$ untersucht. Die mit Plaxis ermittelten Werte liegen i. d. R. etwas über den Ergebnissen von Shiau et al. (2003).

Insgesamt steigt jedoch bei allen Berechnungen die Bruchlast mit größer werdenden Verhältniswerten für h/b ebenfalls an. h ist dabei der Abstand zwischen Fundament und der Schichtgrenze und b die Fundamentbreite. Definitionen sind in Bild 2.4 angegeben. Die Berechnungen mit einer Oberflächenlast konnten erwartungsgemäß für die hier betrachteten geschichteten Böden bis zu einer höheren Bruchlast belastet werden. In Bild 3.18 erkennt man an der horizontalen Linie sehr deutlich, dass bei geringem Reibungswinkeln und großen Dicken der oberen Sandschicht das Versagen ausschließlich in der Sandschicht stattfindet und die Festigkeit der Tonschicht keinen bzw. kaum noch einen Einfluss auf die Bruchlast hat.

Bild 3.19 und Bild 3.20 zeigen einen Vergleich der numerischen Ergebnisse mit Gl. (2.41) aus E DIN EN 1997-3:2022-10 und Gl. (2.43) aus DIN 4017:2006. Mit zunehmender Kohäsion der unteren Schicht, also mit zunehmender Festigkeit der Tonschicht, steigt die Differenz zwischen den numerischen und den Ergebnissen nach DIN 4017 und E DIN 1997. Gl. (2.43) aus DIN 4017:2006 nimmt im Vergleich sehr schnell ab und kann die numerischen Ergebnisse kaum abbilden. Für den Fall, dass das Versagen nur in der Sandschicht stattfindet, können die analytischen Lösungen dieses Verhalten nicht abdecken. Sie sind ausschließlich für ein kombiniertes Versagen geeignet. Die beste Übereinstimmung kann jeweils für sehr kleine Sandschichtdicken festgestellt werden, also wenn das Versagen hauptsächlich durch die Tonschicht bestimmt wird. Auffällig ist auch, dass die analytischen Formeln für Reibungswinkel $\varphi = 40^\circ$ und $\varphi = 30^\circ$ v. a. bei kleinen Verhältnissen h/b nahezu identische Werte liefern. Zusätzlich sieht die Gleichung aus DIN 4017:2006 keine Berücksichtigung einer seitlichen Oberflächenlast bzw. Einbindetiefe des Fundaments vor.

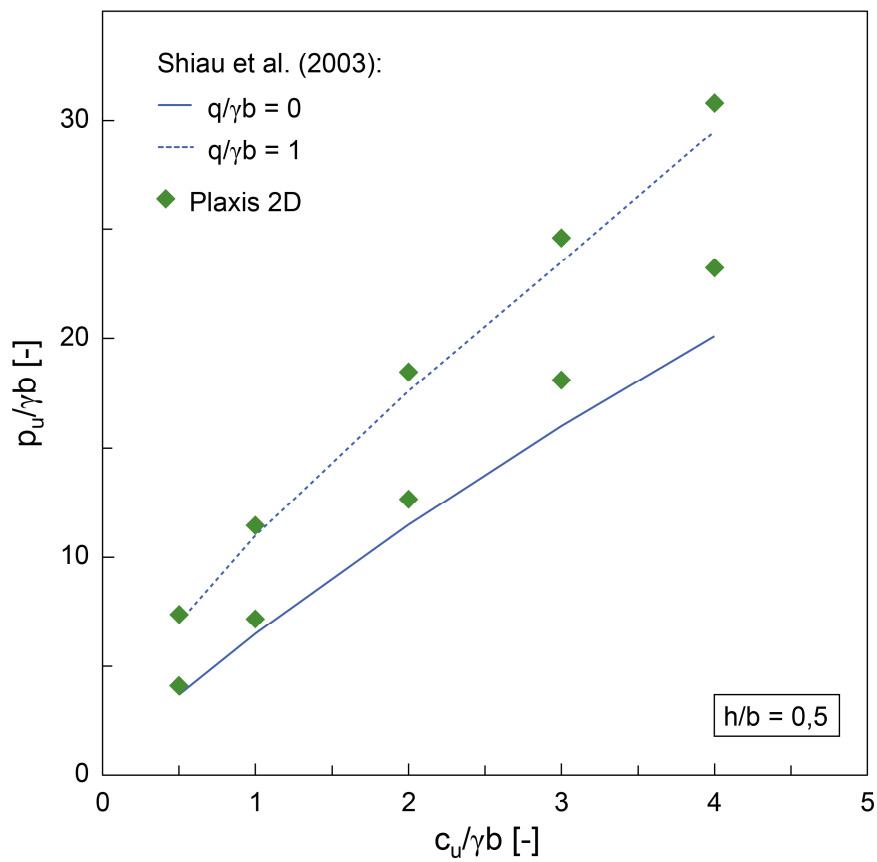
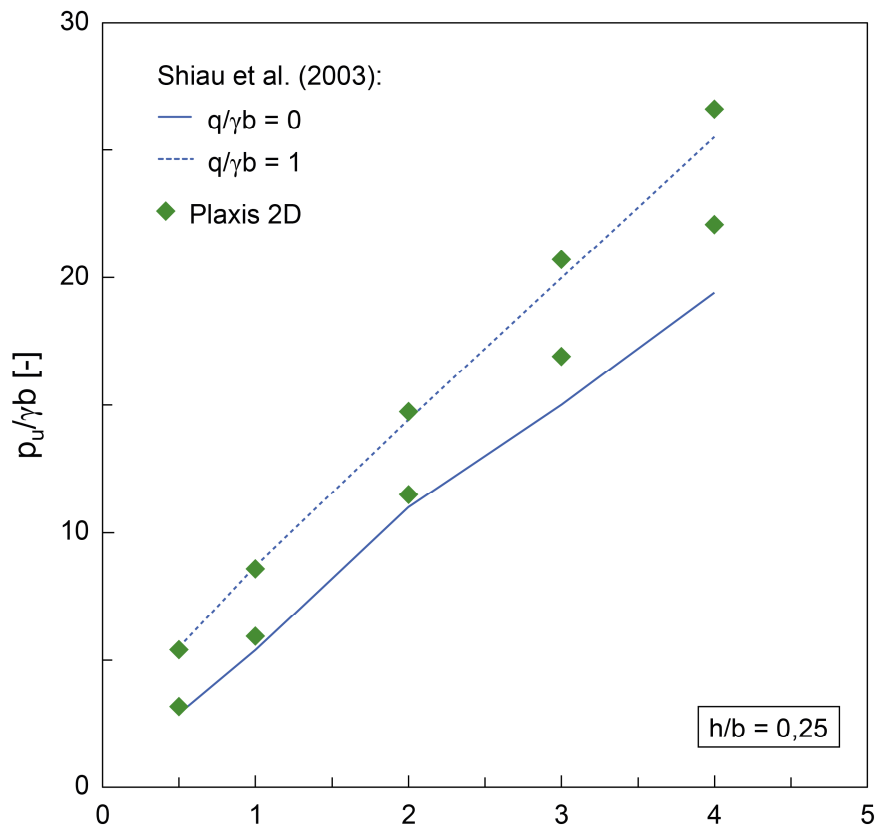


Bild 3.17: Vergleich der numerischen Ergebnisse aus Plaxis 2D mit Shiau et al. (2003) für $\varphi = 40^\circ$

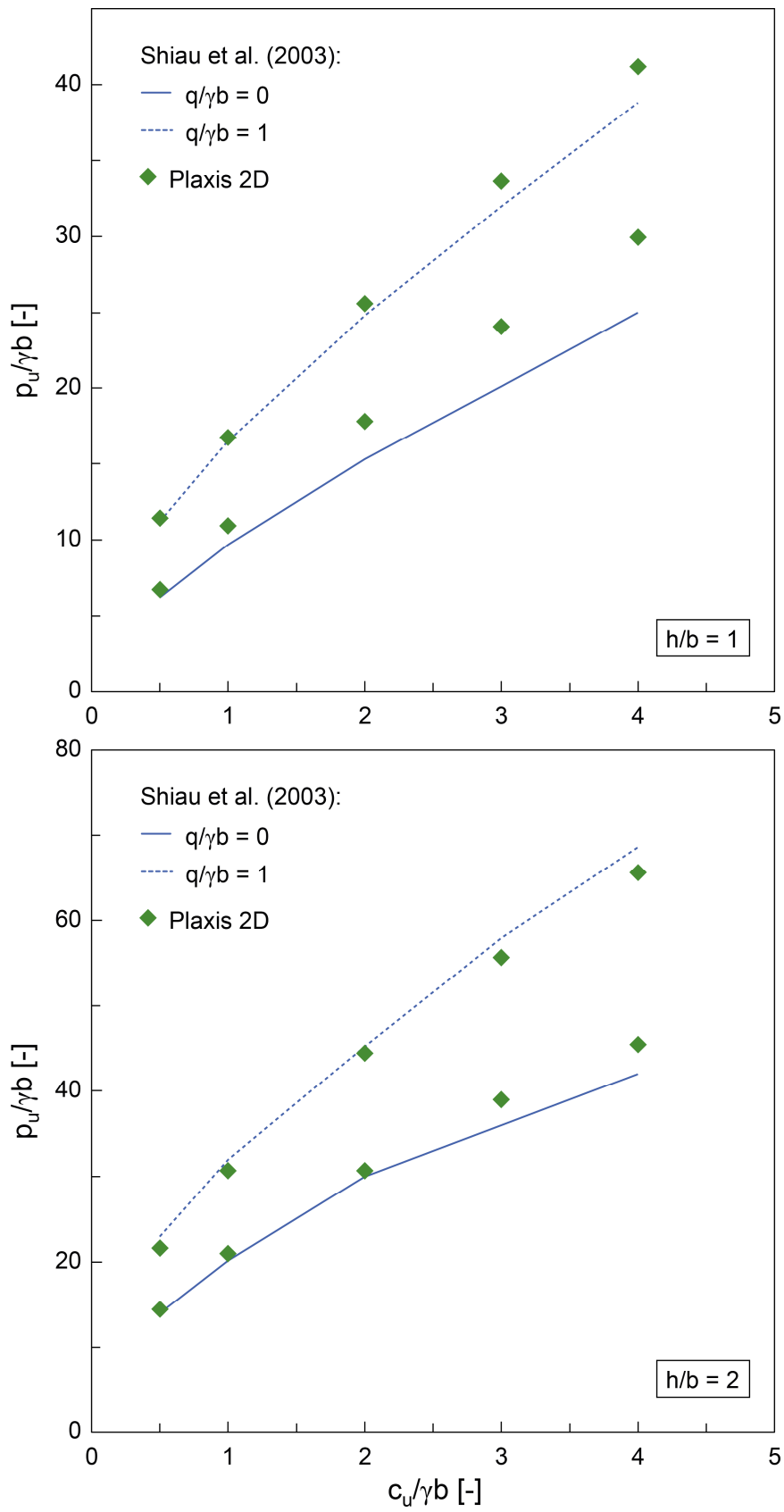


Bild 3.17 Fortsetzung

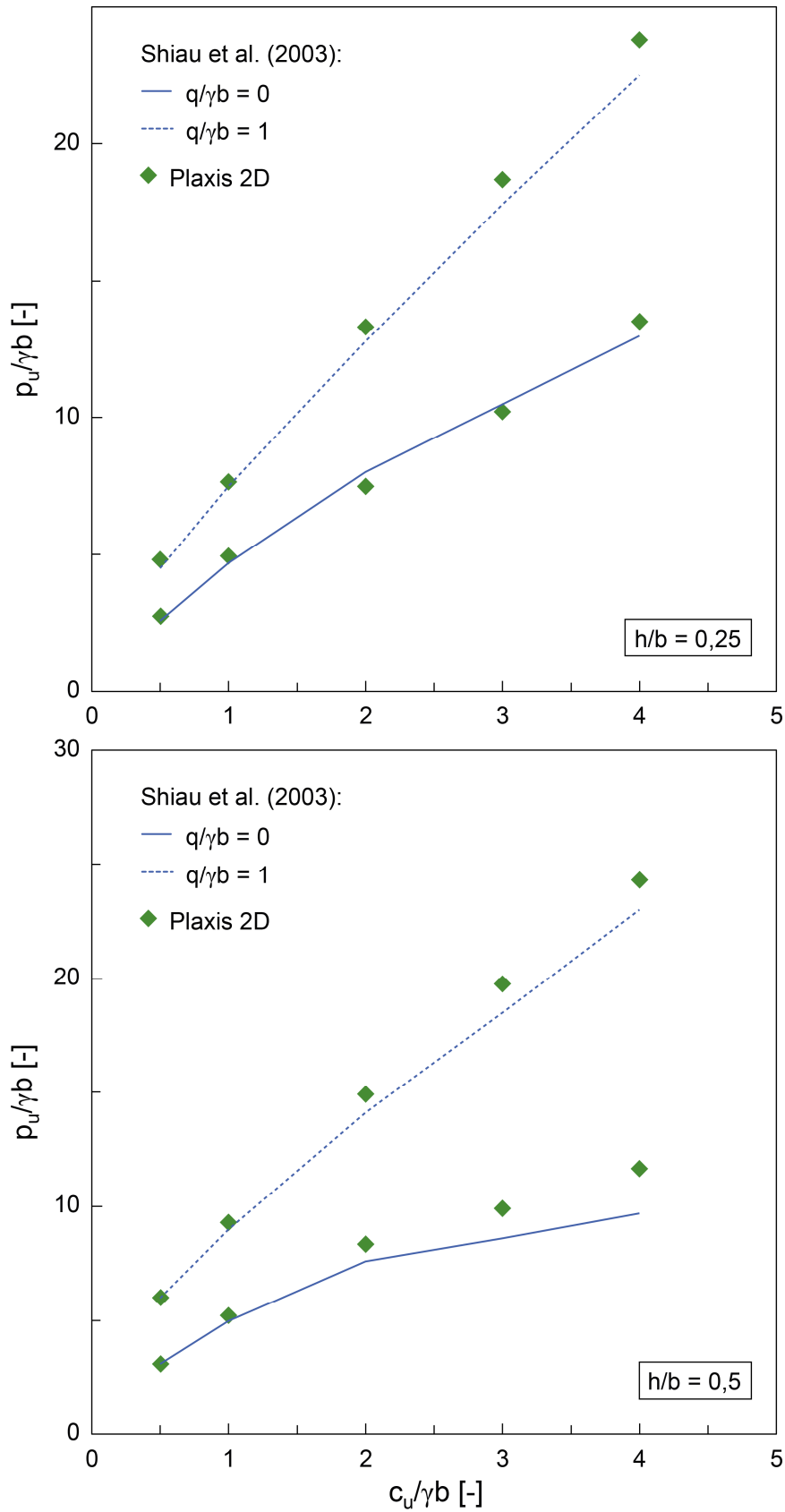


Bild 3.18: Vergleich der numerischen Ergebnisse aus Plaxis 2D mit Shiao et al. (2003) für $\varphi = 30^\circ$

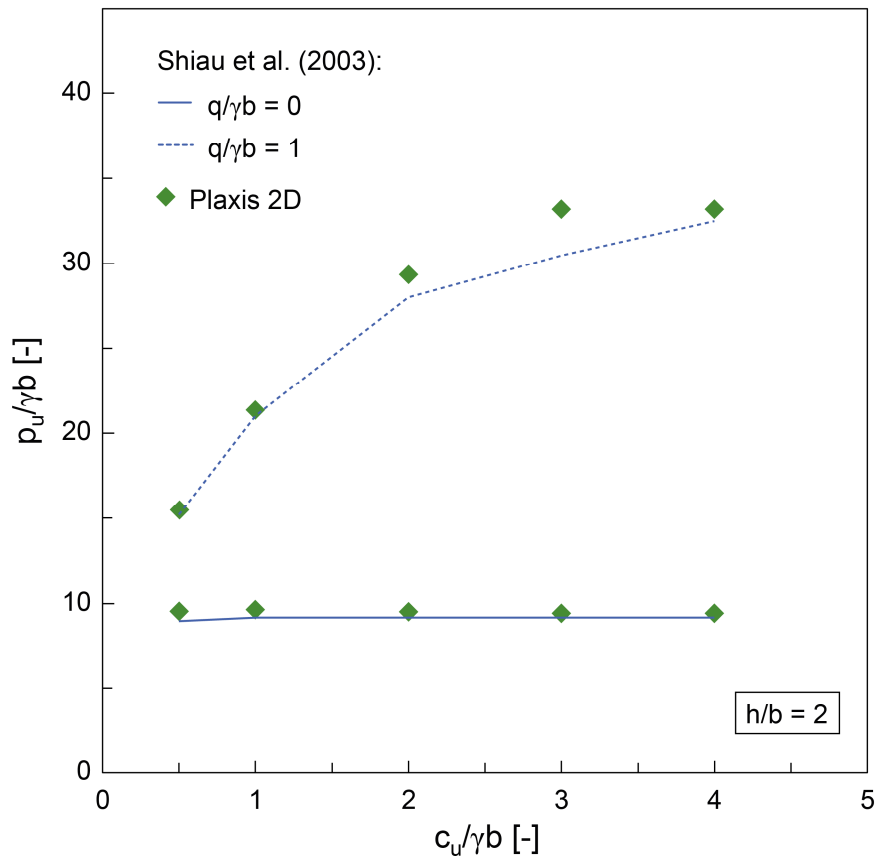
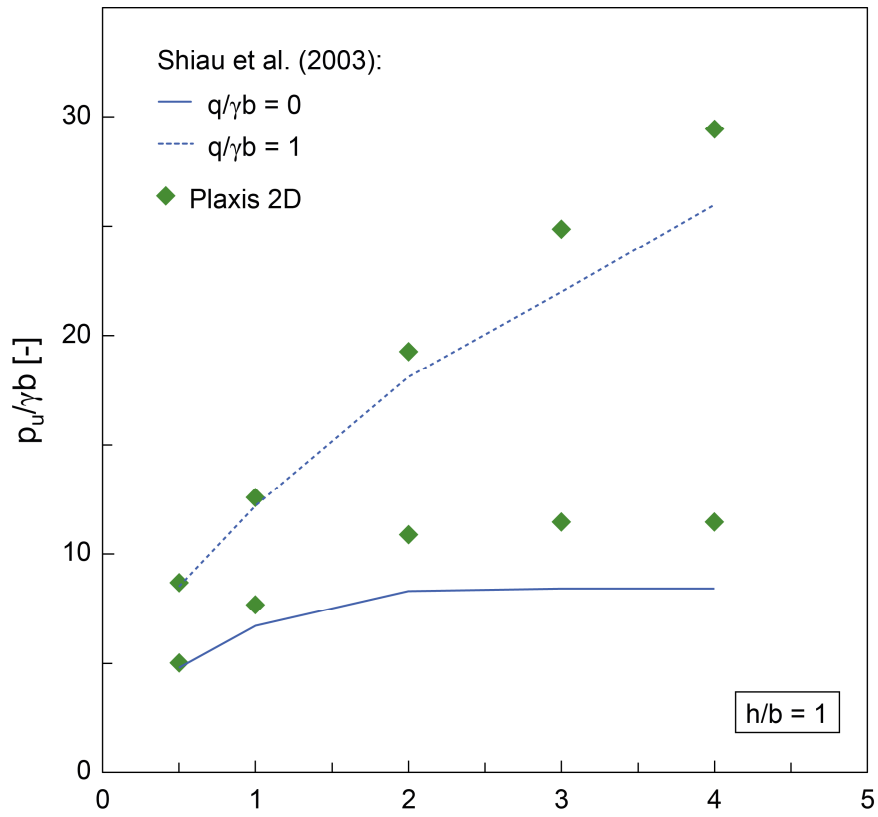


Bild 3.18 Fortsetzung

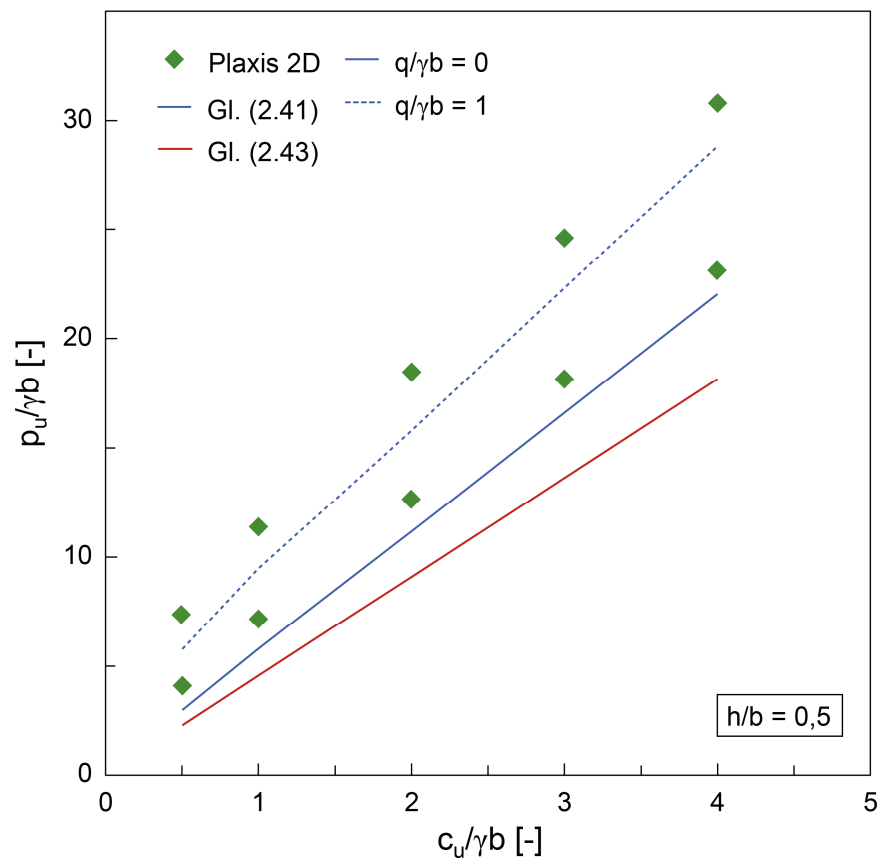
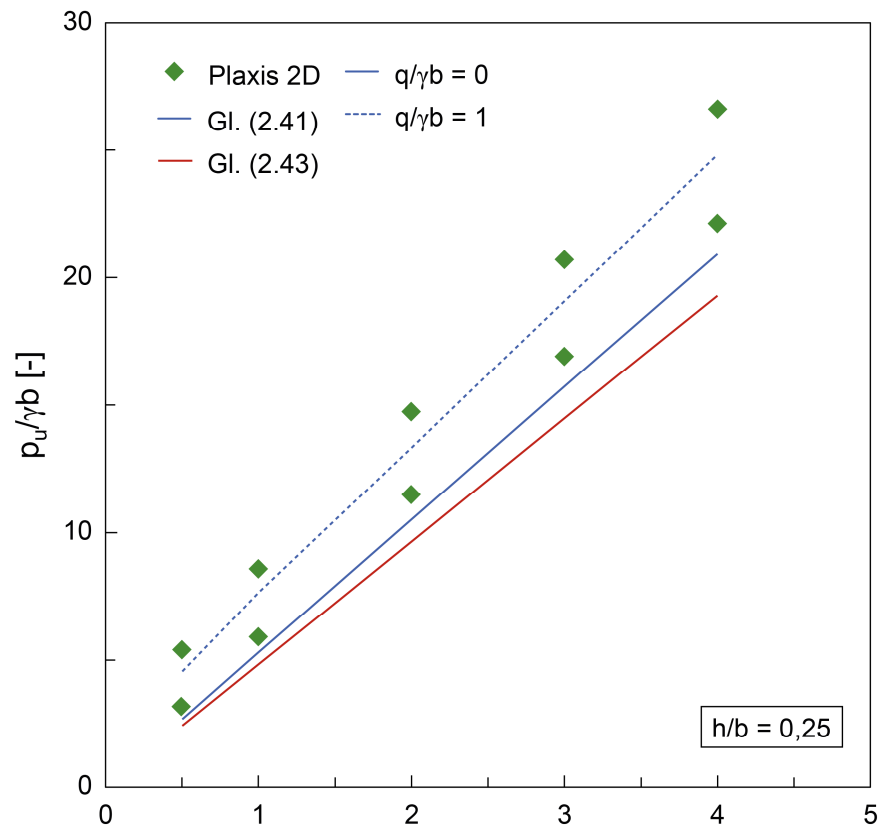


Bild 3.19: Vergleich der numerischen Ergebnisse aus Plaxis 2D mit Gl. (2.41) und Gl. (2.43) für $\varphi = 40^\circ$

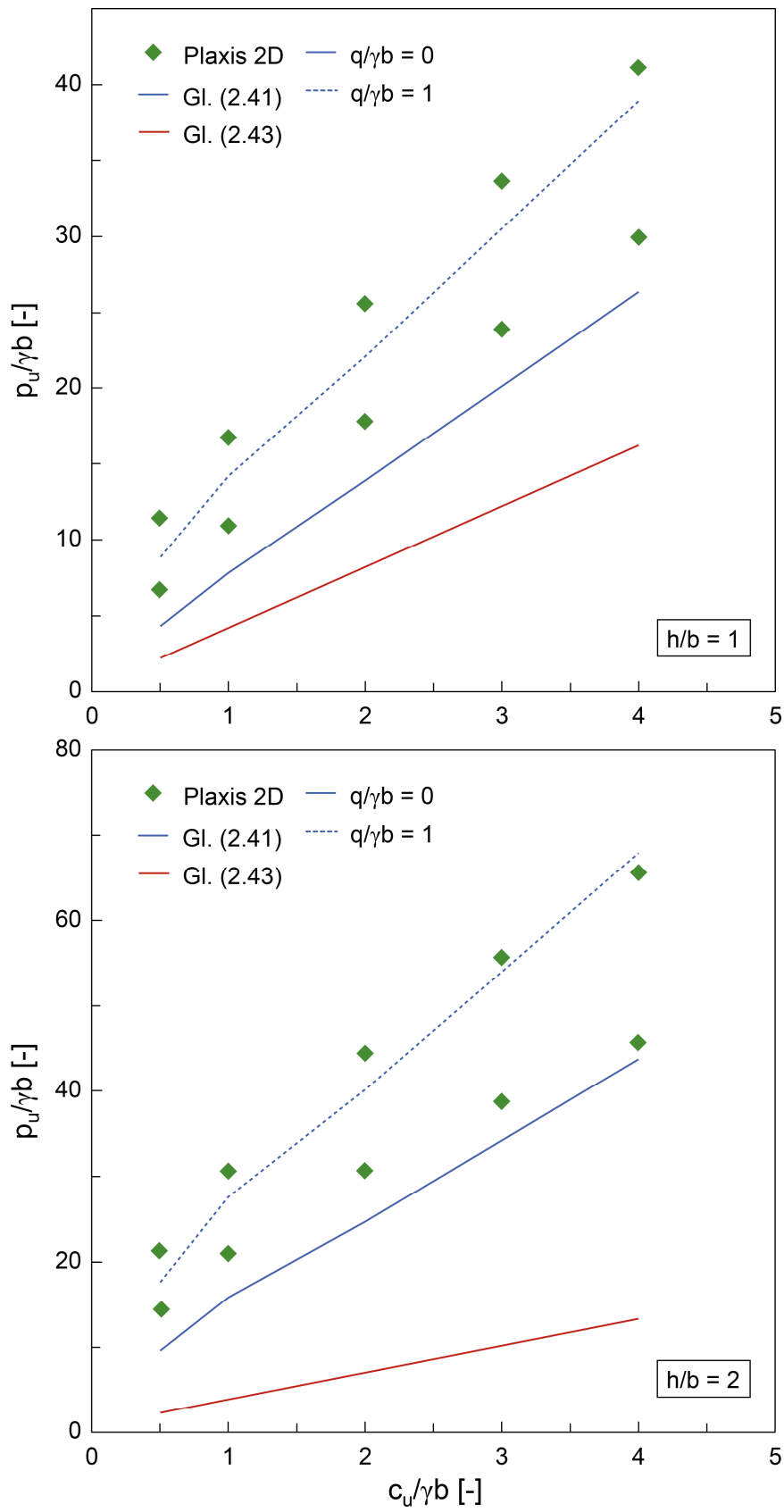


Bild 3.19 Fortsetzung

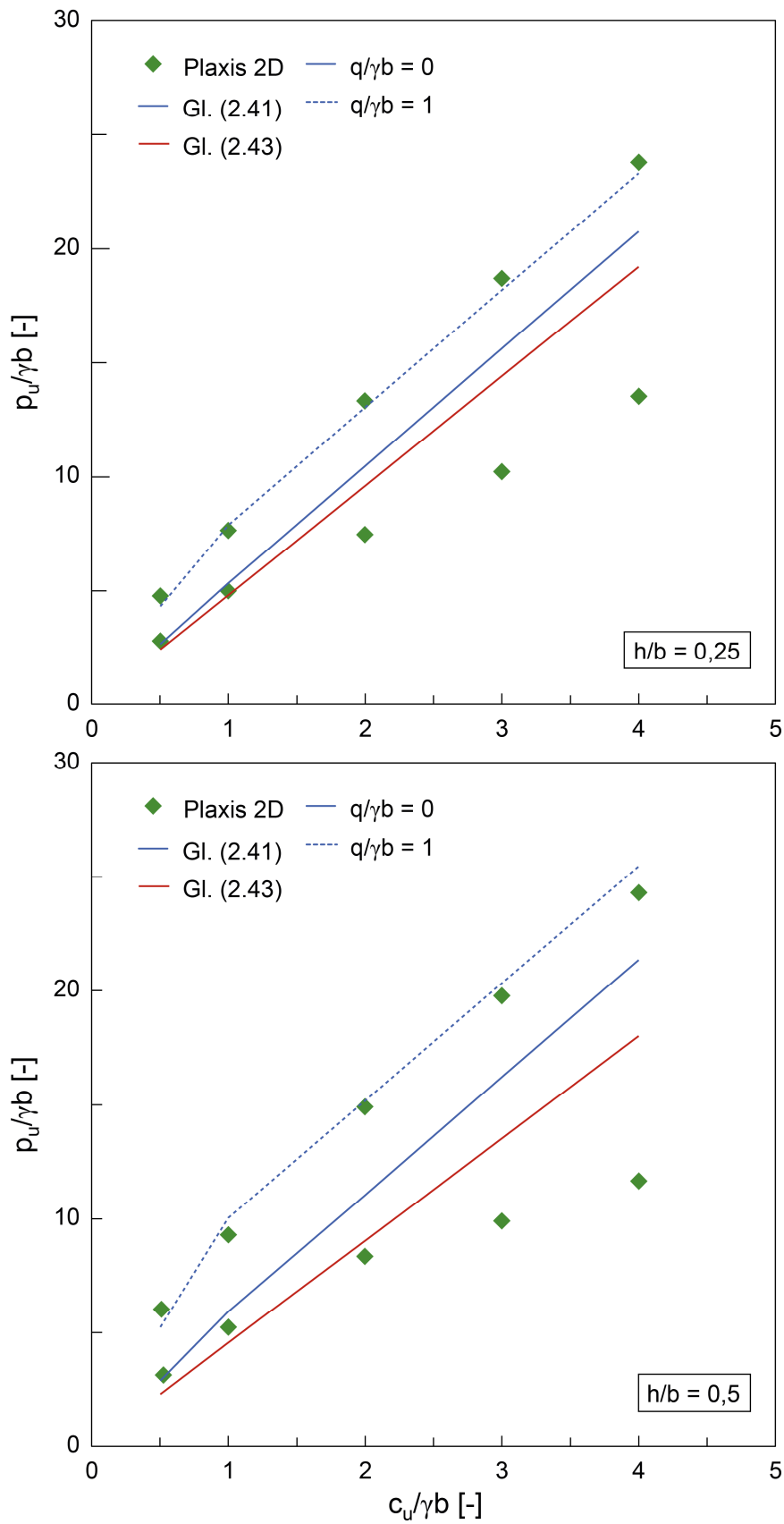


Bild 3.20: Vergleich der numerischen Ergebnisse aus Plaxis 2D mit Gl. (2.41) und Gl. (2.43) für $\varphi = 30^\circ$

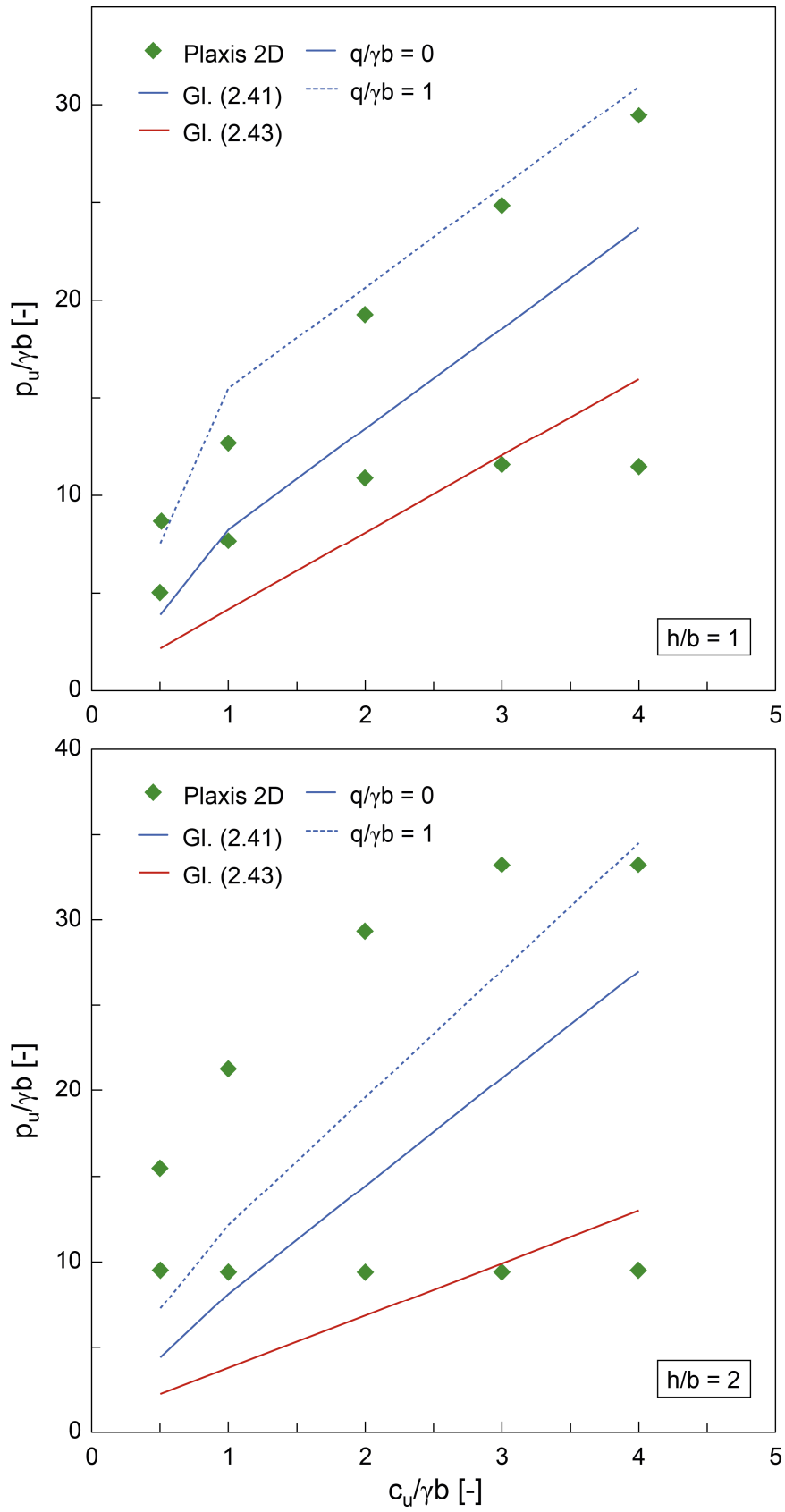


Bild 3.20 Fortsetzung

3.3.1 Bruchfigur

Anhand der inkrementellen Verschiebungsbilder in Bild 3.21 kann die Bruchfigur gut dargestellt werden. Unter dem Fundament bildet sich ein Block, der nur eine geringe Lastausbreitung aufweist. Die eigentliche Grundbruchfigur ist vorrangig in der Tonschicht zu sehen. Gut zu erkennen ist außerdem die Veränderung der Grundbruchfigur in der Schichtgrenze zwischen Ton und Sand, was auf die unterschiedlichen Bodenkennwerte zurückzuführen ist.

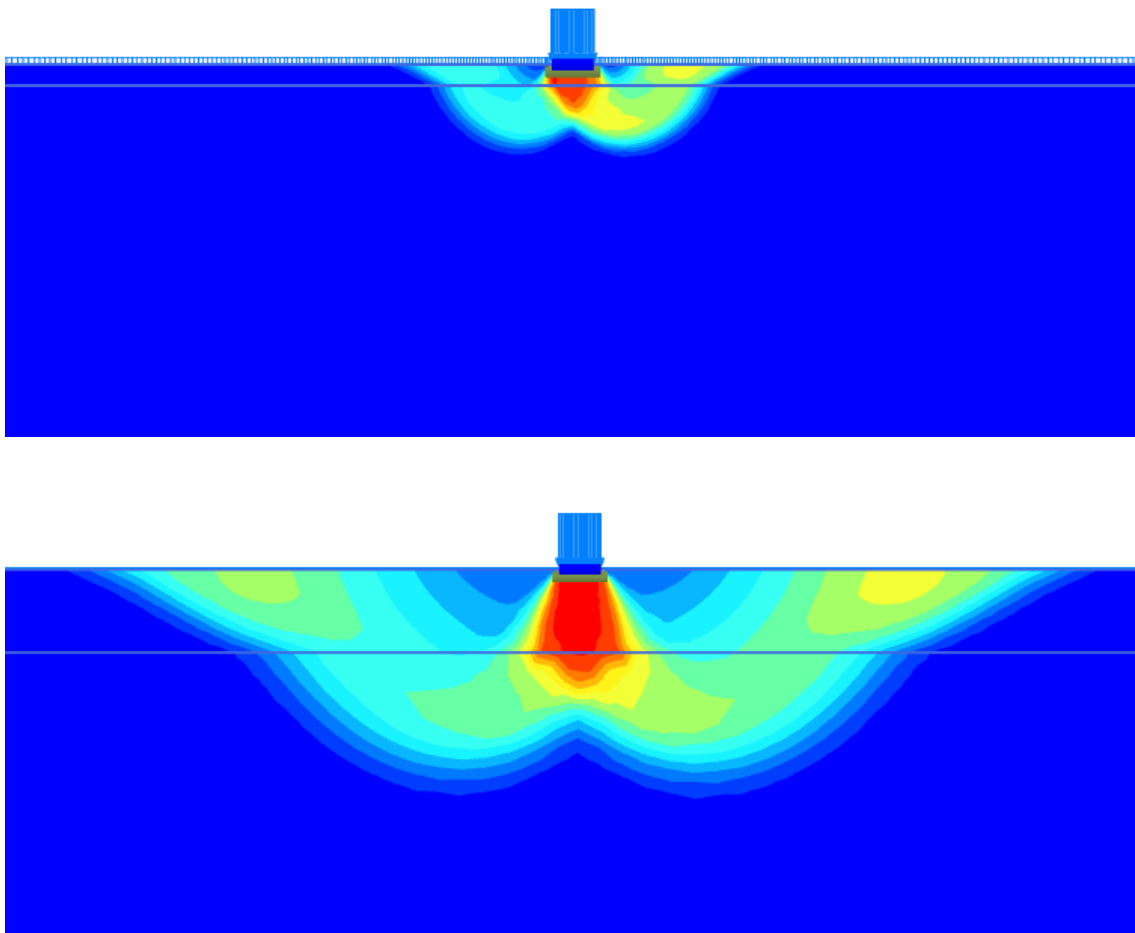


Bild 3.21: Bruchfigur beim Durchstanzen: $d/b = 0,5$, $c_u/\gamma b = 0,5$, $q/\gamma b = 1$
(oben); $d/b = 2$, $c_u/\gamma b = 1$, $q/\gamma b = 1$ (unten) für $\varphi = 40^\circ$

3.4 Quasi-statische 3D-Grenzflächen

Die 3D-Grenzflächen wurden sowohl für die angepasste Grundbruchgleichung nach DIN 4017:2006 als auch für die Formel aus DIN EN 1998-5:2006 erstellt. Aus den 3D-Grenzflächen wurden 2D-Grenzkurven abgeleitet und für beide Gleichungsarten für rein kohäsiven und kohäsionslosen Boden durchgeführt. Die dimensionslose Bodenträgheitskraft mit \bar{F} , wurde variiert mit $\bar{F} = 0$ und $\bar{F} = 0,5$.

3.4.1 DIN-basierte Grundbruchgleichung

In Bild 3.22 und Bild 3.23 sind die 3D-Grenzflächen für die DIN-basierte Grundbruchgleichung dargestellt, wobei aufgrund der Symmetrie bezüglich \bar{H} lediglich die halben Kuppeloberflächen für $\bar{H} \geq 0$ zu sehen sind. Bei $\bar{F} = 0,5$ ist deutlich die Verringerung der Tragfähigkeit zu erkennen.

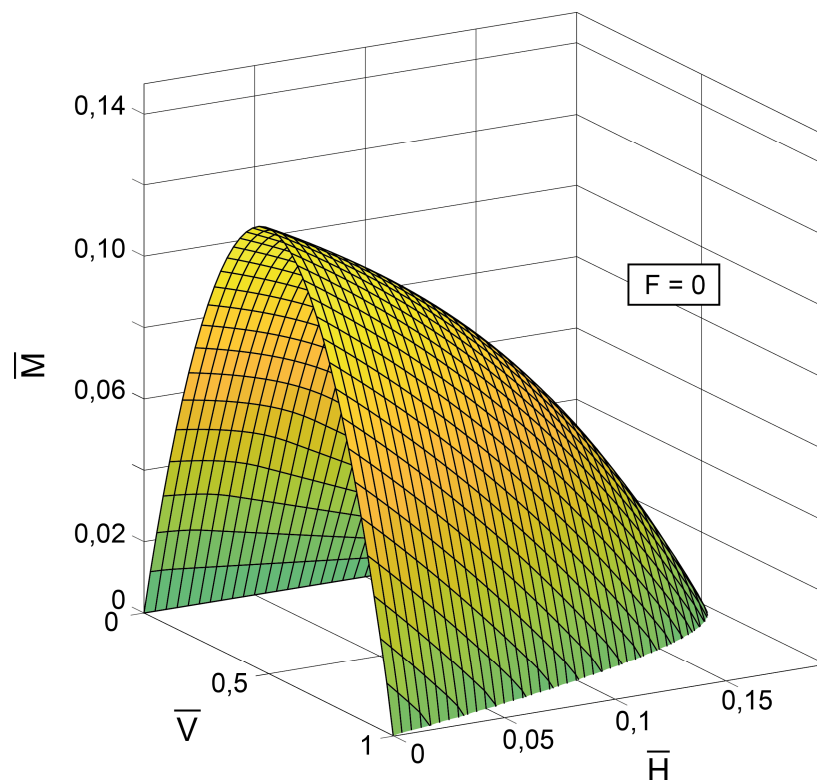


Bild 3.22: 3D-Grenzfläche für die DIN-basierte Grundbruchgleichung für rein kohäsiven Boden mit $c = 30$ kPa und $\varphi = 0^\circ$

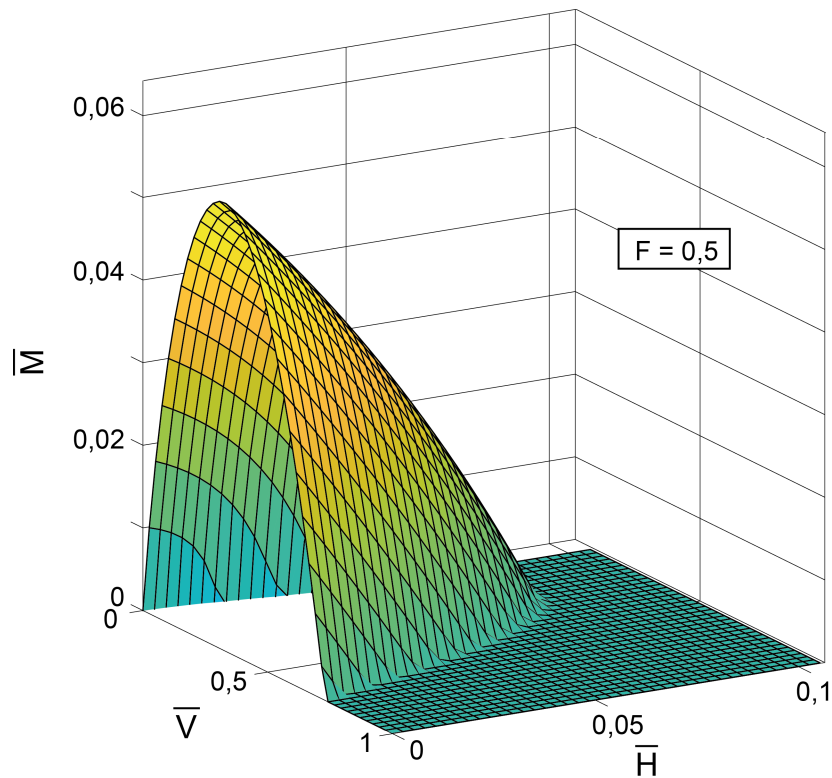
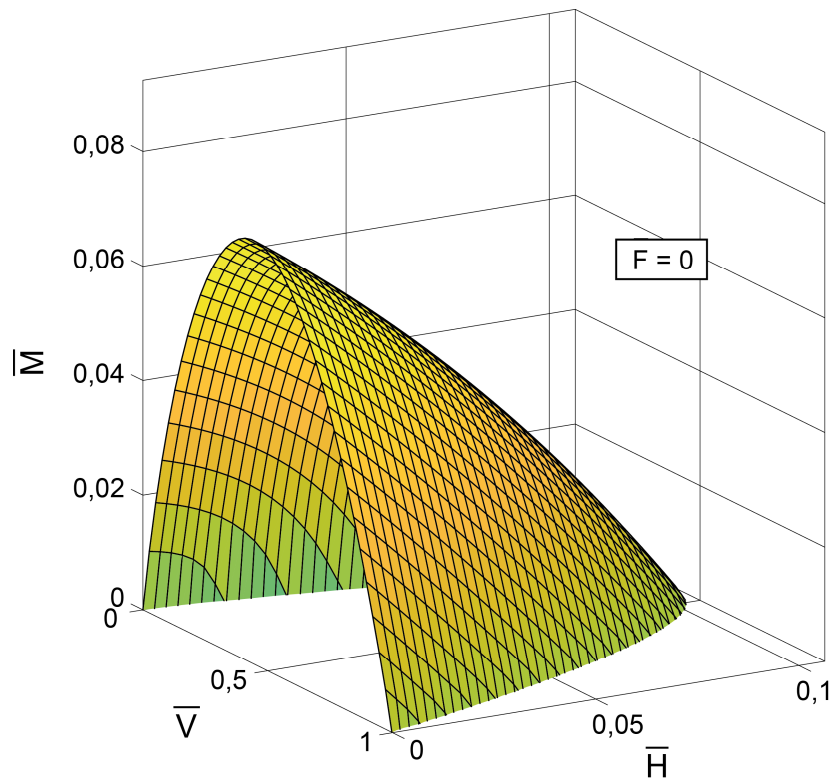


Bild 3.23: 3D-Grenzfläche für die DIN-basierte Grundbruchgleichung für kohäsionslosen Boden mit $c = 0$ kPa und $\varphi = 30^\circ$

Bei rein kohäsivem Boden muss für den Neigungsbeiwert nach Gl. (2.21) herangezogen werden, wodurch die Horizontalkraft auf den Wert $b \cdot c$ begrenzt wird. Die Grenzfläche für den rein kohäsiven c_u -Boden wurde als unabhängig von \bar{F} angenommen, da $e_{c,E} = 1$ wie in Kapitel 2.1.2 erläutert. Auf eine Darstellung der 3D-Grenzflächen für die Formel aus DIN EN 1997-1:2014 wird an dieser Stelle verzichtet, da es in den vorgestellten Berechnungen vorrangig um die Darstellung und Erweiterung der Formel nach DIN 4017:2006 ging.

Da 3D-Diagramme für eine genaue Bestimmung der Lastkombinationen ungeeignet bzw. unübersichtlich sein kann, können anhand von Schnitten durch die 3D-Grenzfläche Interaktionskurven abgeleitet werden. Solche 2D-Interaktionsdiagramme sind in Bild 3.24 für rein kohäsiven Boden und in Bild 3.25 für kohäsionslosen Boden für die erweiterte Grundbruchgleichung nach DIN 4017:2006 dargestellt. Aus 2D-Interaktionsdiagrammen können dann leicht z.B. für verschiedene bekannte Momente zugehörige Kombinationen aus Horizontal- und Vertikalkraft abgelesen werden.

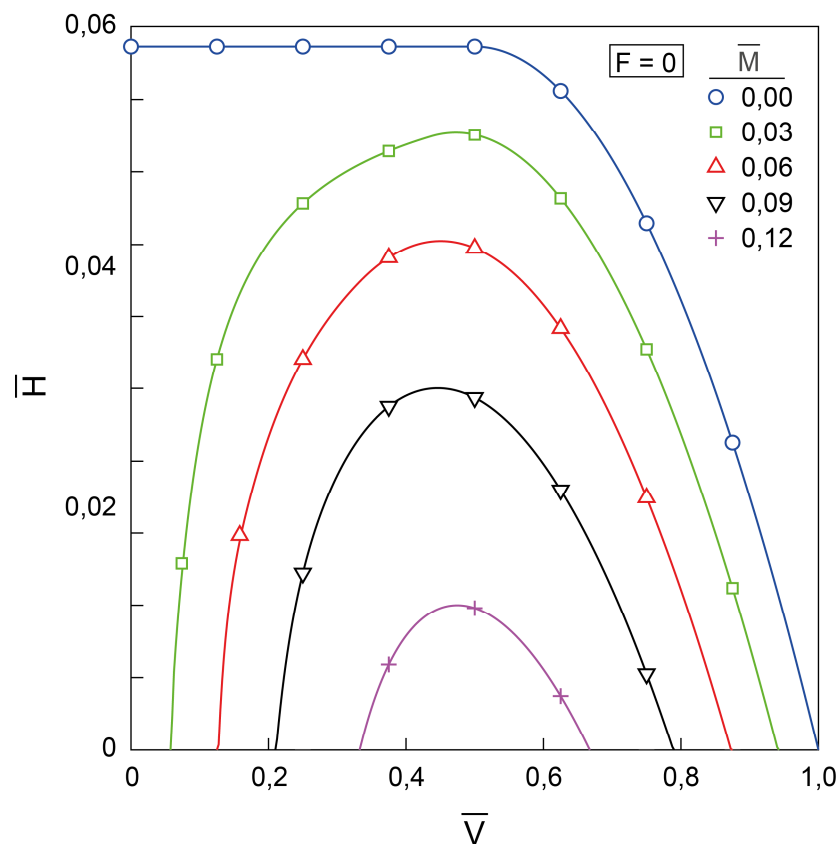


Bild 3.24: 2D-Interaktionskurven $\bar{V}-\bar{H}-\bar{M}$ für die DIN-basierte Gleichung für rein kohäsiven Boden mit $c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 0^\circ$

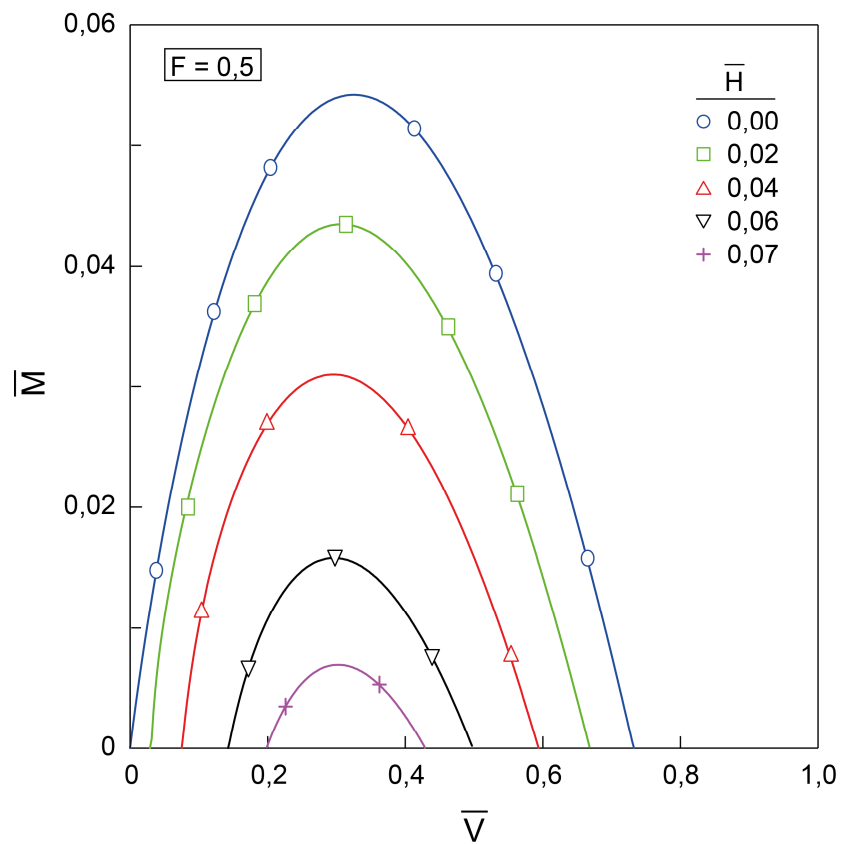
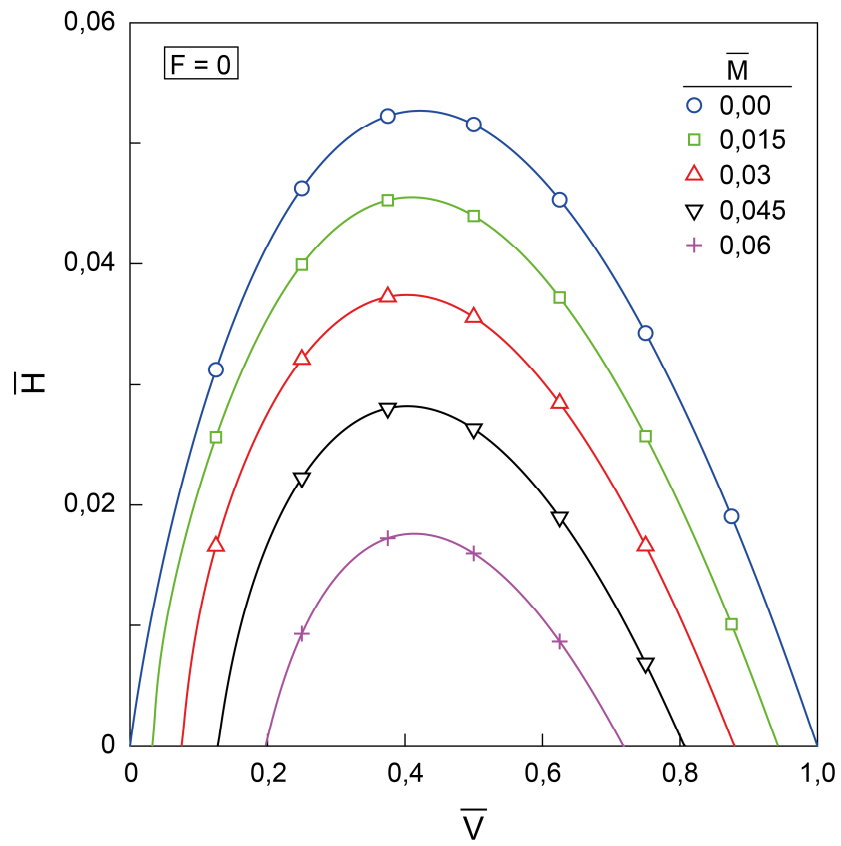


Bild 3.25: 2D-Interaktionskurven $\bar{V}-\bar{H}-\bar{M}$ für die DIN-basierte Gleichung für kohäsionslosen Boden mit $c = 0$ kPa, $\varphi = 30^\circ$

3.4.2 Vergleich der 2D-Interaktionskurven

Nachfolgend sind Vergleiche der 2D-Interaktionsdiagramme nach der Gleichung aus DIN EN 1997-1:2014 sowie für die erweiterte Grundbruchgleichung nach DIN 4017:2006 dargestellt und bewertet. Bild 3.26 zeigt den Vergleich für c_u -Boden, Bild 3.27 zeigt analog dazu die Kurven für kohäsionslosen Boden im statischen Fall $\bar{F} = 0$. Zu sehen sind jeweils die \bar{V} - \bar{H} sowie die \bar{V} - \bar{M} -Ebene, die entsprechend horizontale bzw. vertikale Schnitte durch die 3D-Grenzfläche darstellen.

Auffällig in Bild 3.26 ist, dass die Kurven nach DIN EN 1998-5:2006 deutlich größere Werte sowohl für die aufnehmbare Horizontalkraft als auch für das aufnehmbare Moment liefern. Dies liegt, im Vergleich zu den Kurven nach DIN 4017:2006, auf der unsicheren Seite. Für den kohäsionslosen Boden (Bild 3.27) stimmen die Kurven nach den beiden Verfahren zwar besser überein, dennoch sind auch hier geringfügige Unterschiede zu erkennen.

Bei einem rein kohäsiven c_u -Boden fällt außerdem in der \bar{V} - \bar{H} -Ebene der Unterschied zwischen DIN EN 1997-1:2014 und DIN 4017:2006 bezüglich der Begrenzung der Horizontalkraft bei kleinen Vertikalkräften auf. Dieses Vorgehen ist in der Gleichung aus DIN EN 1997-1:2014 nicht berücksichtigt.

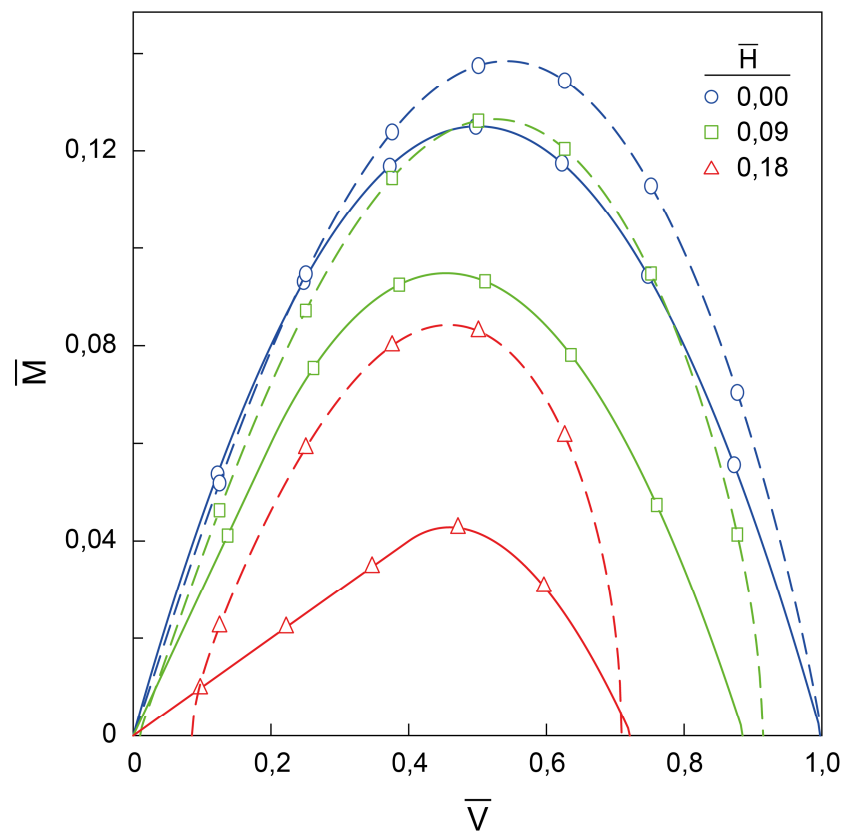
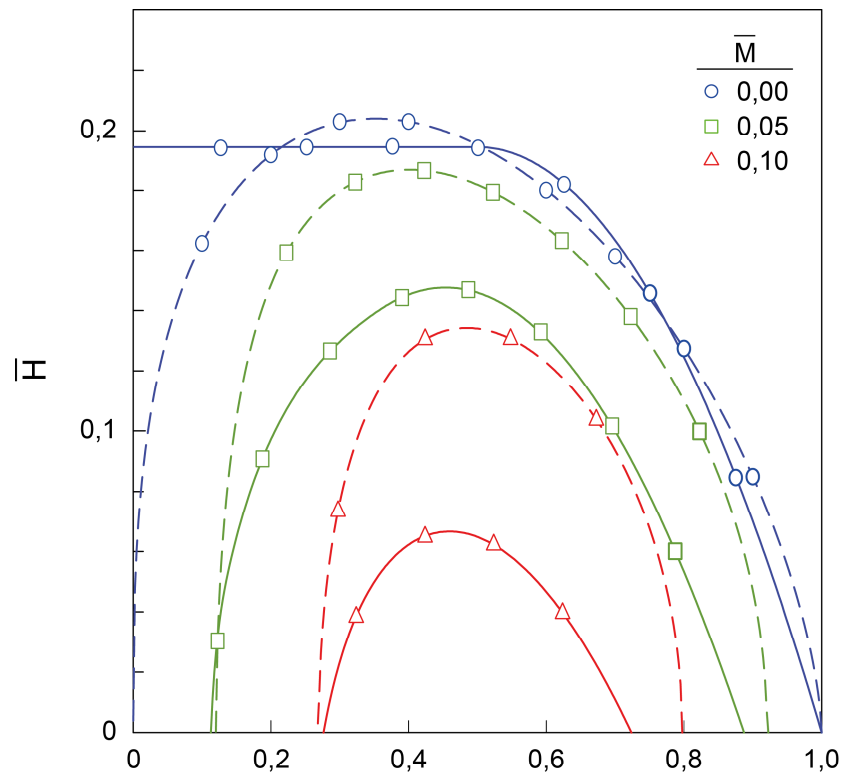


Bild 3.26: Interaktionskurven \bar{V} - \bar{H} und \bar{V} - \bar{M} für c_u -Boden, $\bar{F} = 0$: DIN-basierte Gleichung (durchgezogene Linien); EN 1998-5 (gestrichelte Linien)

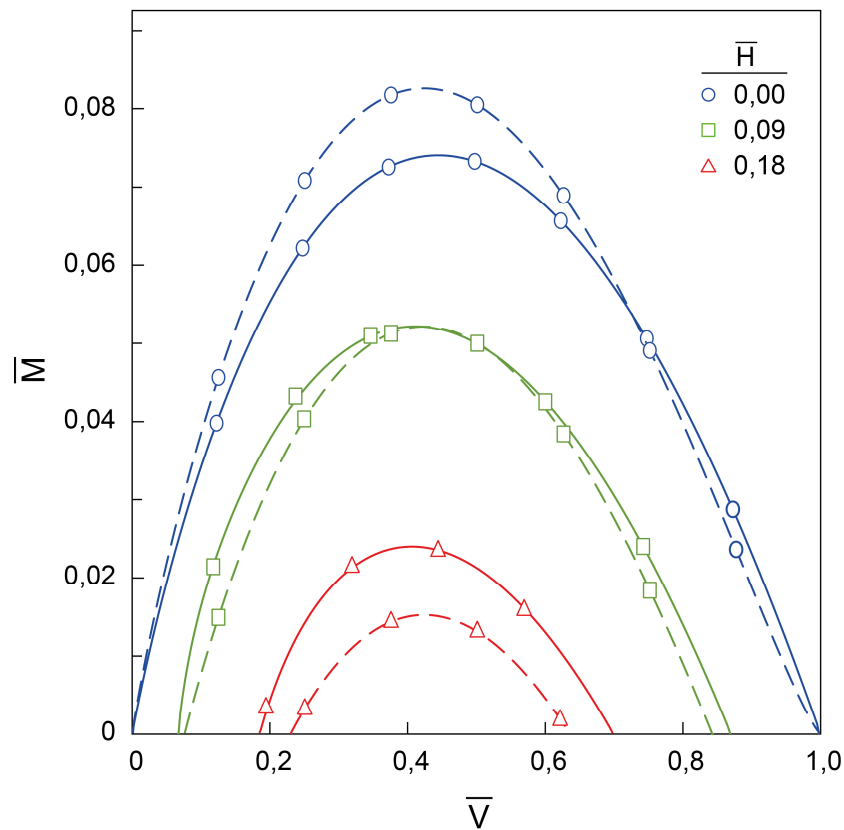
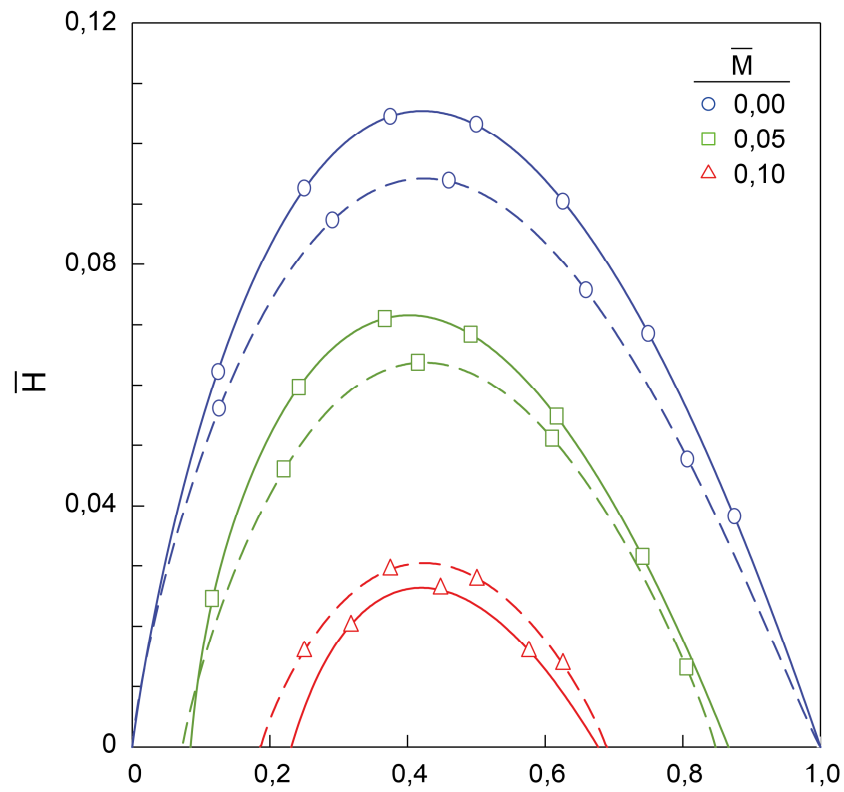


Bild 3.27: Interaktionskurven \bar{V} - \bar{H} und \bar{V} - \bar{M} für kohäsionslosen Boden, $\bar{F} = 0$:
 DIN-basierte Gleichung (durchgezogene Linien); EN 1998-5
 (gestrichelte Linien)

3.5 Fazit

Die herkömmliche statische Grundbruchformel wie sie aus DIN 4017:2006 oder DIN EN 1997-1:2014 bekannt ist, konnte mit den numerischen 2D-Berechnungen sehr gut nachvollzogen und reproduziert werden. Die Superposition der einzelnen Anteile liegt auf der sicheren Seite im Vergleich zu einer gekoppelten Berechnung. Die Tragfähigkeitsbeiwerte sowie die statischen Neigungsbeiwerte aus DIN 4017:2006 konnten durch die numerischen Berechnungen bestätigt werden. Auch die Einflüsse der Trägheitseffekte aus Boden und Überbau bei einer nicht-statischen Belastung konnten durch die numerischen Untersuchungen gut abgebildet werden. Sowohl die Literaturstudien als auch die eigenen Untersuchungen ergaben, dass der Einfluss der Exzentrizität gut mit der aus DIN 4017:2006 bekannten Gleichung von Meyerhof (1953) abgebildet werden kann.

Die klassische dreigliedrige Grundbruchgleichung kann mit einer kuppelförmigen 3-D-Grenzfläche der Tragfähigkeit – definiert durch Kombinationen von vertikaler Last, horizontaler Last und Biegemoment – formuliert werden. Die Betrachtung der kuppelförmigen Grenz-Oberflächen, wie sie in DIN EN 1998-5:2006 vorgestellt werden, sind vergleichbar mit den hier gezeigten 3D-Flächen der entsprechend umgeformten Gleichung nach DIN 4017:2006 und liefern ähnliche Bruchlasten bzw. Kombinationen aus V , H und M . Die 3D-Grenzflächen bei fehlender seitlicher Auflast führen für die beiden Sonderfälle eines c_u -Bodens und eines kohäsionslosen Bodens zu einfachen Ausdrücken. Für den c_u -Boden ist jedoch eine Differenzierung notwendig, da der Neigungsbeiwert nach DIN 4017:2006 ein Gleiten entlang der Fundamentsohle unter Ansatz eines vollen Verbunds ausschließt.

Die Anwendung der klassischen Grundbruchgleichung hat somit den wesentlichen Vorteil, dass Reibungsböden mit Kohäsion, der Einfluss der seitlichen Auflast sowie verschiedene Fundamentgeometrien erfasst werden können.

4 Numerische Untersuchungen zur Dimensionierung von Baugrubenwänden

4.1 Modell und Vorgehensweise

4.1.1 Modellbeschreibung

Für die durchgeführten Berechnungen wurde ein gängiges Baugrubensystem betrachtet, wie es z. B. in Walz (2006) oder Hettler et al. (2006; 2018) dargestellt ist. Dieses System besteht aus einer einfach gestützten Wand in einem mitteldicht gelagerten Sand. Bei diesem Grundsystem wurden die beiden Grenzwerte der Einbindelänge untersucht: t_0 für die frei aufgelagerte und t_1 für die im Boden eingespannte Wand. Anders als in Hettler (2006; 2018) wurde für die folgenden Berechnungen allerdings ein Wandreibungswinkel $\delta = \pm(2/3)\varphi$ angesetzt, wie dies bei Spundwänden üblich ist. Bei den Berechnungen wurden die beiden in Deutschland für Stützbauwerke gängigsten Bemessungssituationen getrennt untersucht: i) die vorübergehende Bemessungssituation BS-T für kurzzeitige Bauwerke wie sie z.B. ein Baugrubenverbau darstellt und ii) die ständige Bemessungssituation BS-P für dauerhafte Bauwerke.

Das Grundsystem besteht aus einer 10 m tiefen Baugrube, wobei die Wand bei 2 m ein horizontales Auflager in Form einer Steife hat. Die Einbindelängen werden anhand der FEM-Ergebnisse so bestimmt, dass die Bedingung aus Gl. (2.46) erfüllt ist. Das Vorgehen ist in Abschnitt 4.2 genauer erläutert. Auf der Geländeoberfläche wirkt eine Auflast von $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$, die als großflächig zu betrachten ist. Das FE-Modell hat eine gleichbleibende Breite von 40 m. Die Abstände zu den Modellrändern sind kleiner als z. B. in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ (EANG, 2014) empfohlen wird, eine Beeinflussung der Schnittgrößen durch den Modellrand wurde in den vorliegenden Beispielen jedoch vorab ausgeschlossen.

Anschließend wurden verschiedene Ergänzungen bzw. Erweiterungen des Grundsystems untersucht. Bild 4.1 gibt einen Überblick über die einzelnen Modelle. Die Systeme 1 und 2 bilden die Grundsysteme mit freier Auflagerung (System 1) und bodenmechanischer Einspannung (System 2) ab. Anschließend wurde die Anzahl der Steifen variiert mit zweifacher Stützung in System 3 und dreifacher Stützung in System 4. Analog zum Beispiel in Hettler et al. (2006)

wurde der Einfluss von Grundwasser in den FEM-Berechnungen zunächst vernachlässigt und deswegen in den ersten vier Systemen als tief anstehend angesetzt. System 5 zeigt nun den Einfluss des Grundwassers anhand einer einfach gestützten Wand (wie in System 2). Dabei ist der Grundwasserstand unterhalb der Baugrube genau auf dem Niveau der Baugrubensohle und auf der Erdseite bei $-7,4\text{ m}$, was dem maximal möglichen Wasserstand entspricht, bei dem die Auftriebssicherheit der Baugrube rechnerisch gerade noch gewährleistet ist. Während die Systeme 1 bis 4 eine gestützte Spundwand darstellen, wurde in System 5 der Einbau einer Abdichtung in Form einer Schlitzwand mit einer abdichtenden undurchlässigen Schicht und System 6 mit rückverankerter Betonsohle betrachtet.

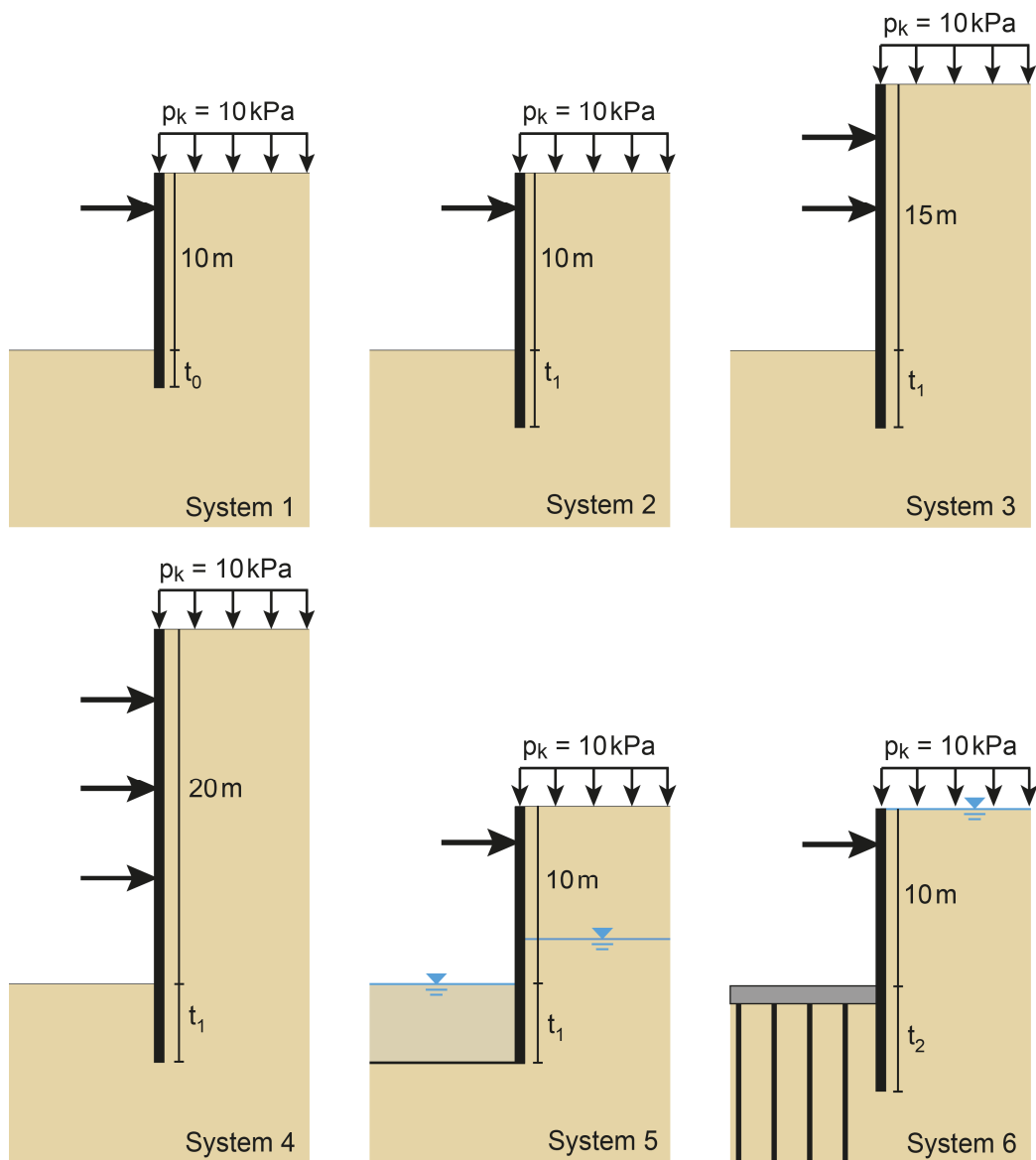


Bild 4.1: Übersicht der betrachteten Baugrubensysteme

Als Stoffmodell wurde das Hardening-Soil Modell verwendet. Prinzipiell ist dem Hardening-Soil-Modell das elasto-plastische Versagenskriterium wie bei dem Stoffmodell nach Mohr-Coulomb zu Grunde gelegt. Allerdings können diese eine plastische Volumendehnung bei isotroper Kompression nicht abbilden, weshalb im Hardening-Soil Modell eine zusätzliche Kappen-Fließfläche eingeführt wird, die den elastischen Bereich schließt (PLAXIS Handbuch, 2021). Mit dem Hardening-Soil Modell können eine Ent- und Wiederbelastung abgebildet werden, was z. B. bei Stützbauwerken relevant ist, da es durch den Bodenaushub während der Baumaßnahme zu einer Entlastung der Baugrubensohle kommt.

Als plastische Stoffparameter gelten auch hier der Reibungswinkel φ , der Dilatanzwinkel ψ , sowie die Kohäsion c . Die elastische Steifigkeit des Bodens wird über drei getrennte Steifigkeitsparameter dargestellt: E_{50} (Sekantenmodul bei 50% der maximalen Scherfestigkeit aus drainierten Triaxialversuchen), E_{oed} (Tangentenmodul aus Kompressionsversuchen) sowie E_{ur} (Steifigkeit für Ent- und Wiederbelastung). Die Steifigkeit des Bodens ist stark spannungsabhängig, dies wird über den Exponenten m berücksichtigt. Ein weiterer elastischer Parameter stellt die Querdehnzahl ν_{ur} für Ent- und Wiederbelastung dar (PLAXIS Handbuch, 2021).

Die in den Berechnungen angesetzten Bodenparameter sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. E_{50} , E_{oed} und E_{ur} werden auf ein Druckniveau $p_{ref} = 100$ kPa bezogen. Die Größenordnung der Werte wurde in Anlehnung an die Ergebnisse aus Hegert (2016) gewählt; die Annahme, dass $E_{50} \approx E_{oed}$ basiert auf den Untersuchungen zu Sanden in Schanz (1998). Es wurde mit einer nicht-assozierten Fließregel gerechnet. Um den Einfluss des Reibungswinkels zu zeigen wurden alle Systeme mit $\varphi = 35^\circ$ und $\varphi = 30^\circ$ berechnet.

Tabelle 4.1: Materialkennwerte für einen mitteldicht gelagerten Sand bei den numerischen Berechnungen zu Baugrubenwänden

E_{50}	30 MPa
E_{oed}	30 MPa
E_{ur}	60 MPa
m	0,77
γ	18 kN/m ³
c	0 kPa
φ	35°/30°
ψ	10°

Die Wand wurde mit einem Plattenelement modelliert mit den Materialeigenschaften: $EA = 4,452 \cdot 10^6$ kN/m; $EI = 73,29 \cdot 10^3$ kNm²/m; $\nu = 0,3$. Die Steifen werden in Plaxis als linear-elastische ‚fixed-end anchor‘ modelliert. Die zugehörigen Kennwerte wurden so gewählt, dass die Steifen als näherungsweise unnachgiebig anzusehen sind: $EA = 21 \cdot 10^9$ kN/m mit einem horizontalen Abstand von 1 m. Für die Systeme 5 und 6 wurde statt der Spundwand eine Schlitzwand mit den folgenden Eigenschaften verwendet: $EA = 24 \cdot 10^6$ kN/m; $EI = 1,28 \cdot 10^6$ kNm²/m; $\nu = 0,2$. Die Schlitzwand wurde wie die Spundwand als Plattenelement modelliert.

Entlang der Wand sind Interface-Elemente angebracht. Statt den von Plaxis vordefinierten Wert R_{inter} für die Festigkeits-Reduzierung in den Interface-Elementen zu verwenden, wurde den Elementen ein eigenes Material zugewiesen. Das Interface-Material entspricht dem des umliegenden Bodens, lediglich die Scherparameter wurden entsprechend der Wandreibung angepasst, sodass gilt $\varphi_{Interface} = \delta_{Wand}$. Für die Berechnungen in System 1 bis 4 wurde $\delta = \pm(2/3)\varphi$ gewählt, während für die Systeme 5 und 6 für $\delta = \pm(1/2)\varphi$ angesetzt wurde, wie dies für Schlitzwände oder Ort betonwände üblich ist. Aufgrund der Verformungseigenschaften eines Interfaces wurde der Dilatanzwinkel $\psi = 0$ gesetzt. Dies wäre auch bei Verwendung von R_{inter} automatisch der Fall. Die abweichenden Interface-Parameter sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

Tabelle 4.2: Reibungswinkel der Interface-Elemente in Grad

	Systeme 1 – 4			System 5 – 6		
φ_{Boden}	φ_k	$\varphi_{d,BS-T}$	$\varphi_{d,BS-P}$	φ_k	$\varphi_{d,BS-T}$	$\varphi_{d,BS-P}$
35	23,33	20,89	19,51	17,5	15,67	14,63
30	20	17,77	16,53	15	13,33	12,40

Die Betonsohle in System 6 wurde als linear-elastisches Volumenelement mit den Materialeigenschaften von Beton modelliert: $E = 25.106 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,15$; $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$. Die zur Rückverankerung eingebauten Pfähle werden als ‚node-to-node anchor‘ mit den gleichen Materialeigenschaften wie die Steifen modelliert, die mit dem unteren Systemrand verbunden sind, um eine feste Fixierung abzubilden. Als horizontaler Abstand in Zeichenebene wurde 2 m angesetzt.

4.1.2 Vorgehensweise

Beispielhaft für die Berechnungen der einfach gestützten, frei aufgelagerten Wand in System 1 ist im Folgenden der Ablauf der Berechnungen dargestellt. Für die mehrfach gestützten Wände verläuft die Berechnung analog, wobei die Phasen 2 und 3 der Anzahl der Steifen entsprechend wiederholt werden.

Phase 0: Initial Phase (ohne Belastung, k_0 -Phase)

Phase 1: Einbau der Spundwand + Aktivierung der Interface-Elemente

Phase 2: Aushub bis unterhalb der Steifenlage

Phase 3: Einbau der Steife

Phase 4 - Phase 7: Aushub bis Baugrubensohle

Phase 8: Aktivierung der Auflast

Bei den Berechnungen mittels Plaxis 2D Connect werden als Ergebnis Spannungen, Verformungen, sowie die Schnittgrößen in der Wand ermittelt. Entsprechend den beiden Nachweisverfahren EFA/RFA und MFA werden diese Ergebnisse anschließend für die Bemessungssituationen BS-T (vorrübergehende Belastungen) und BS-P (ständige Belastungen) verglichen. Die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte wurden DIN 1054:2021 entnommen.

Für die Berechnung nach EFA werden die charakteristischen Werte aus der FE-Berechnung mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert: $\gamma_G = 1,20$ für BS-T, bzw. $\gamma_G = 1,35$ für BS-P. Damit ergeben sich die Bemessungswerte der Spannungen, Verformungen und Schnittgrößen. Für die Berechnung nach MFA-2 werden die Materialkennwerte mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten γ_M verrechnet und direkt in Plaxis eingegeben: $\gamma_M = 1,15$ für BS-T, bzw. $\gamma_M = 1,25$ für BS-P, die FEM-Berechnungen liefern damit direkt die zugehörigen Bemessungswerte ohne erneute Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf die Ergebnisse. Für die Variante MFA-1 wurde die in Plaxis festeingebaute ‚Safety-Analyse‘ mit einer φ - c -Reduktion, angewendet. Es ist zu beachten, dass dabei in Plaxis das Stoffmodell gewechselt und die Berechnung mit dem Modell nach Mohr-Coulomb verläuft. Die Steifigkeit wird aus dem letzten Berechnungsschritt vor der φ - c -Reduktion übernommen und dann konstant gehalten (PLAXIS Handbuch, 2021). Für die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen und Spannungen wurde ein Ziel-Abminderungsfaktor definiert, der γ_M entspricht.

Mit Hilfe von Vergleichsuntersuchungen konnte ein nennenswerter Einfluss auf die Ergebnisse durch den Wechsel des Stoffmodells von Hardening-Soil zu Mohr-Coulomb während der φ - c -Reduktion ausgeschlossen werden. Daher wurde sich aufgrund der größeren numerischen Stabilität dieser automatisch ablaufenden, schrittweisen Abminderung gegen eine manuelle Abminderung in einem Rechenschritt entschieden, die bei einigen Modellen zu frühzeitigen Berechnungsabbrüchen führte.

4.2 Ermittlung der Mindesteinbindelänge

4.2.1 Vorgehensweise in der analytischen Berechnung nach EAB

Zur Ermittlung der Mindesteinbindelänge nach EAB des Grundsystems wurde das oben beschriebene Verfahren nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ angewendet. Die Erddruckbeiwerte nach DIN 4085:2017 für ein Verhältnis $|\delta/\varphi| = 2/3$ und $\varphi = 35^\circ$ lauten: $K_{agh} = 0,2244$ und $K_{pgh} = 7,2623$.

Mit den in DIN 1054:2021 definierten Teilsicherheitsbeiwerten ergibt sich für die Bemessungssituation BS-T eine rechnerische Mindesteinbindelänge von $t_0 = 1,91$ m für die frei aufgelagerte Wand. Bei einer bodenmechanischen Einspannung, ebenfalls für BS-T, erhöht sich dieser Wert auf rechnerisch

$t_1 = 3,38$ m. Die Biegelinie sowie die zugehörigen Schnittgrößenverteilungen sind in Bild 4.2 grafisch dargestellt.

Für die Bemessungssituation BS-P ergeben sich zwangsläufig andere Einbindelängen und Schnittgrößen in der Wand. Für die frei aufgelagerte Wand erhöht sich die Mindesteinbindelänge auf $t_0 = 2,18$ m bzw. für die im Boden eingespannte Wand auf $t_1 = 3,76$ m. Die Biegelinie und Schnittgrößen sind in Bild 4.3 grafisch dargestellt.

Zur Aufnahme der Ersatzkraft am Wandfuß wurde nach EAB die Einbindelänge t_1 um 20% erhöht:

$$t_1^* = 3,38 \cdot 1,2 = 4,06 \text{ m für den Fall BS-T}$$

$$t_1^* = 3,76 \cdot 1,2 = 4,51 \text{ m für den Fall BS-P}$$

Diese erhöhte Einbindelänge t_1^* wurde im Folgenden auch für die FEM-Berechnungen angesetzt, da eine Bestimmung der erforderlichen Einbindelänge im eingespannten Zustand mit der FEM nur schwer möglich ist. Für den Boden mit $\varphi = 30^\circ$ lauten die Erddruckbeiwerte nach DIN 4085:2017 $K_{agh} = 0,2794$ und $K_{pgh} = 5,0041$. Die zugehörigen Schnittgrößen und Biegelinien sind hier nicht näher dargestellt. Eine Übersicht der Einbindelängen zeigt Tabelle 4.3.

Tabelle 4.3: Analytische Einbindelängen t_0 , t_1 und t_1^* für die Systeme 1 – 5

	$\varphi = 35^\circ$			$\varphi = 30^\circ$		
	t_0	t_1	t_1^*	t_0	t_1	t_1^*
BS-T	1,91 m	3,38 m	4,06 m	2,93 m	4,77 m	5,73 m
BS-P	2,18 m	3,76 m	4,51 m	3,40 m	5,40 m	6,48 m

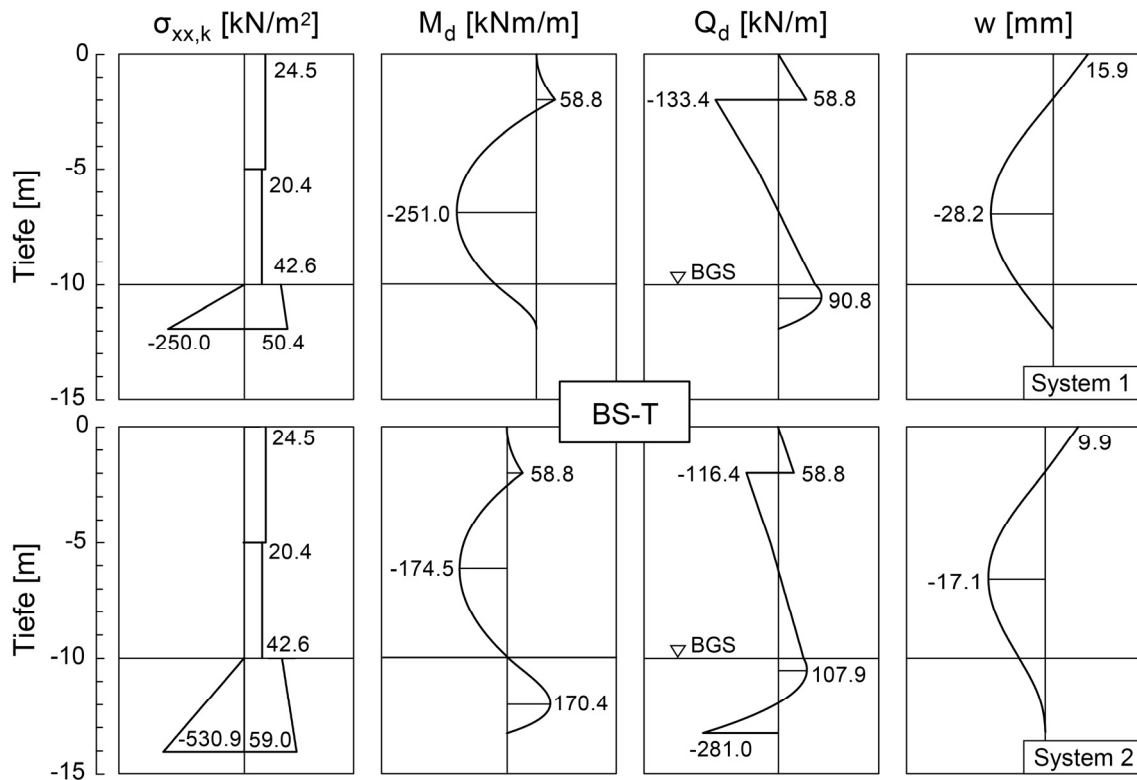


Bild 4.2: Spannungsverteilung, Momenten- und Querkraftverteilungen, Biegelinien für System 1 (oben) und System 2 (unten), $\varphi = 35^\circ$

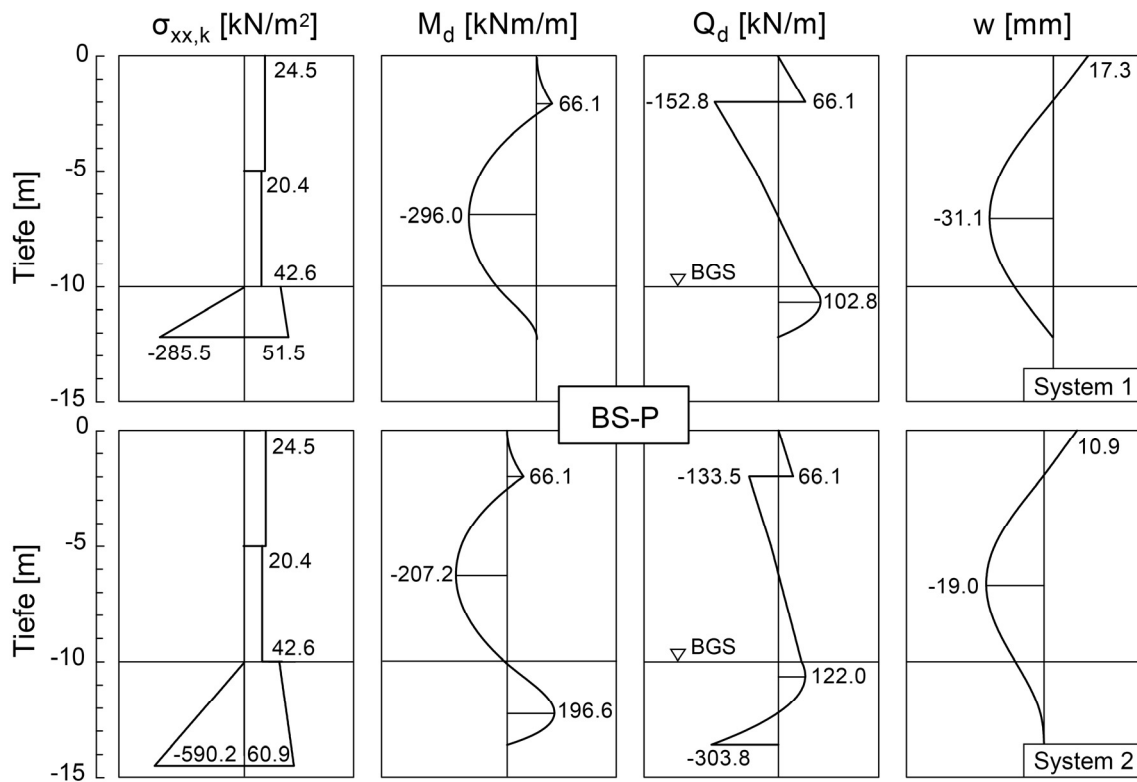


Bild 4.3: Spannungsverteilung, Momenten- und Querkraftverteilungen, Biegelinien für System 1 (oben) und System 2 (unten), $\varphi = 35^\circ$

Für System 5 werden die Einbindelängen aus System 2 übernommen. Durch den Einfluss der Wasserdrücke und aufgrund der Dichtsohle unterhalb der Baugrube führt dies dann jedoch dazu, dass sich dadurch ein System einstellt, das nur eine sehr geringe Teileinspannung aufweist. Das Programm GGU bestimmt bei einer Einbindelänge von $t = 4,06$ m und einem Wandreibungswinkel $\delta = \pm(2/3)\varphi$ eine Teileinspannung von nur 16%. Bei einem Wandreibungswinkel $\delta = \pm(1/2)\varphi$ wie in den FEM-Berechnungen für die Schlitzwand angesetzt ergibt sich dann sogar ein frei aufgelagertes System. Dies ist auch in den FEM-Berechnungen zu sehen.

Für System 6 muss zusätzlich der Lastfall vor Einbau der Betonsohle nachgewiesen werden, in dem das Wasser beidseitig der Wand bis zur Geländeoberkante steht. Mit dem analytischen Verfahren wurden die folgenden Einbindelängen berechnet. Die größere Einbindelänge von System 6 wird als t_2 bezeichnet und für die FEM-Berechnungen wurde wie bei den anderen Systemen auch $t_2^* = t_2 \cdot 1,2$ angesetzt.

Tabelle 4.4: Einbindelängen t_2 und t_2^* für System 6

	$\varphi = 35^\circ$		$\varphi = 30^\circ$	
	t_2	t_2^*	t_2	t_2^*
BS-T	3,85 m	4,63 m	5,40 m	6,48 m
BS-P	4,31 m	5,17 m	6,15 m	7,39 m

Statt den pauschalen Faktor 1,2 auf die Einbindelängen bei voller Einspannung anzusetzen, kann auch der genaue Nachweis zur Aufnahme von $C_{h,k}$ nach Gl. (2.45) geführt werden. Dies wird zur Vollständigkeit hier gezeigt, auch wenn in den FEM-Berechnungen der pauschale Ansatz verwendet wurde, um die Unterschiede zwischen Analytik und FEM aufzufangen. Die entsprechenden Einbindelängen sind Tabelle 4.5 zu entnehmen, wobei die Werte in Klammern den zugehörigen Erhöhungsfaktor darstellen. Die Einbindelängen wurden analog zum Vorgehen in Walz (2006) für einen Erddruckneigungswinkel $\delta_{pC,k} = +(1/3)\varphi$ berechnet.

Tabelle 4.5: Einbindelängen mit dem genauen Nachweis zur Aufnahme von $C_{h,k}$ nach Lackner (1950); die Werte in Klammer entsprechen dem Erhöhungsfaktor

	Systeme 1 – 5		System 6	
	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 30^\circ$
BS-T	3,75 (1,11)	5,25 (1,10) ^{*)}	4,24 (1,10) ^{*)}	5,94 (1,10) ^{*)}
BS-P	4,17 (1,11)	5,94 (1,10) ^{*)}	4,74 (1,10) ^{*)}	6,77 (1,10) ^{*)}
*) Mindestlänge um die Bedingung $\Delta t \geq 0,1 \cdot t_1$ zu erfüllen				

4.2.2 Vorgehensweise bei EFA/RFA

Bei einer Berechnung mittels der FEM ist der theoretische Fußauflagerpunkt der Einspannung nach Blum nicht definiert, da es verfahrensbedingt keinen Verschiebungsnulldpunkt mit einer vertikalen Tangente gibt. Deshalb wurde hier wie in Beispiel 12.11 in Hettler et al. (2018) vorgegangen: Die Fußauflagerkraft wurde aus der Bodenreaktion bis zum Wandfuß ermittelt, unabhängig davon, ob es sich um eine frei aufgelagerte oder im Boden eingespannte Wand handelt. Entsprechend wurde auch der Erdwiderstand bis zu dieser Tiefe angesetzt. Die Integration der Normalspannungen entlang des Interface-Elements über die Einbindelänge liefert die charakteristische Fußauflagerkraft $B_{h,k}$. Der Erdwiderstand kann prinzipiell auch mit einer FEM-Berechnung bestimmt werden, wie aber u. a. die Berechnungen in Kapitel 5 zeigen, kann es dabei zu Abweichungen von der analytischen Lösung kommen, weshalb für den Nachweis des Fußauflagers der Wert nach DIN 4085:2017 zugrunde gelegt wurde.

4.2.3 Vorgehensweise bei MFA

Da bei MFA das Gesamtversagen des Systems unter verringerten Materialkennwerten betrachtet wird, ist im Unterschied zu EFA/RFA kein gesonderter Nachweis der Bodenreaktion am Fußauflager erforderlich. Die potentiellen Grenzzustände im Boden können durch die Abminderung der Scherparameter identifiziert werden. Kommt es zu keinem Systemversagen während der numerischen Berechnungen, gilt gemäß MFA auch dieser Nachweis als erfüllt.

4.2.4 Vorgehen am Beispiel von System 1

Mit den FEM-Ergebnissen bei einer Einbindelänge aus der analytischen Lösung für BS-T ist der Nachweis des Fußauflagers nicht erfüllt: $B_{h,d} = 233 \text{ kN/m} > E_{ph,d} = 183 \text{ kN/m}$. Beim Vergleich der Spannungen entlang der Wand (Bild 4.4), wird deutlich, dass sich in der FEM Berechnung eine Erddruckverteilung einstellt, die sich von den Ansätzen der EAB unterscheidet.

Die Unterschiede in der Spannungsverteilung zwischen der analytischen Balkenstatik und den FEM-Berechnungen können verschiedene Ursachen haben. Hierzu wurden die resultierenden charakteristischen Kräfte bis zur Höhe der Baugrubensohle verglichen: Der analytisch ermittelte aktive Erddruck mit der Umlagerung nach EAB beträgt $E_{a,EAB,k} = 224 \text{ kN/m}$. Im Vergleich dazu liefern die FEM-Ergebnisse eine resultierende Kraft $E_{FEM,k} = 323 \text{ kN/m}$. D. h., dass der aktive Erddruck, wie er nach den Annahmen der EAB vorliegt, nicht voll mobilisiert wird, da die Verformungen nicht ausreichen, den Grenzzustand des aktiven Erddrucks hervorzurufen.

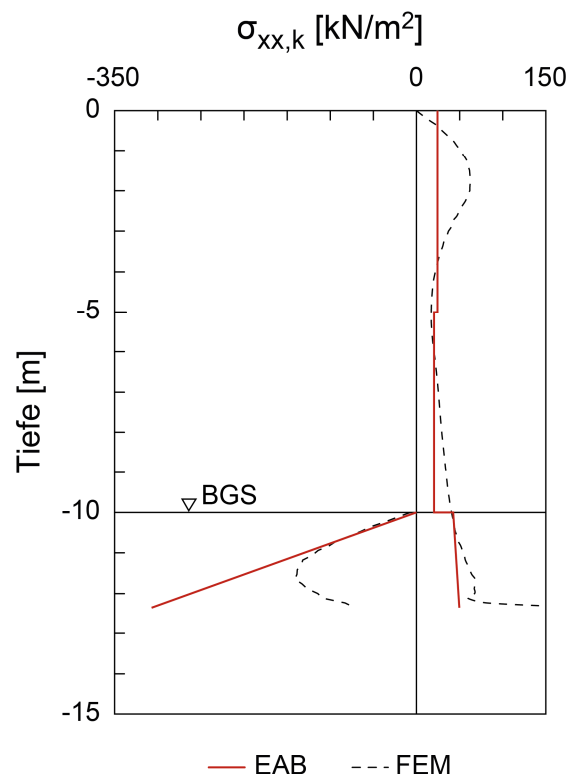


Bild 4.4: Charakteristische Normalspannungsverteilung entlang der Wand für $\varphi = 35^\circ$ und $t_0 = 2,35 \text{ m}$ im Vergleich zu den Ansätzen nach EAB

Weitere Untersuchungen haben gezeigt, dass durch eine Erhöhung der Nachgiebigkeit der als starr angenommenen Stützung eine Annäherung an die Verteilung des aktiven Erddrucks nach EAB beobachtet wird. Für den Extremfall der sehr weichen Stützung werden die Werte nach EAB erreicht, siehe Bild 4.5. Ein Vergleich der resultierenden Kräfte bis zum Wandfuß aus der FEM-Berechnung ergibt $E_{FEM,k} = 250 \text{ kN/m}$, was wesentlich besser mit den Werten nach EAB übereinstimmt. Der Nachweis des Fußauflagers ist dennoch nicht erfüllt. Da so weiche Materialeigenschaften für eine Steife eher unrealistisch sind, werden die anfangs festgelegten Kennwerte beibehalten.

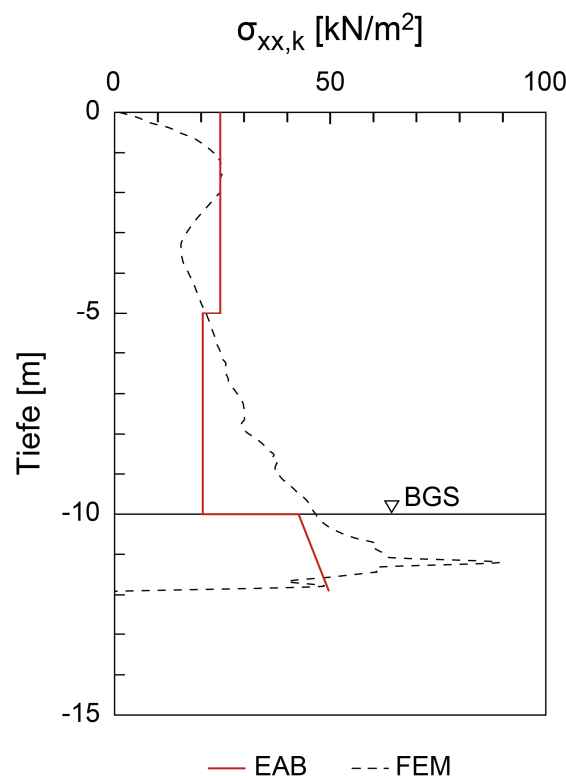


Bild 4.5: Charakteristische Normalspannungsverteilung entlang der Wand für System 1 bei einer Einbindelänge von $t_0 = 1,91 \text{ m}$ im Vergleich zu den Ansätzen nach EAB

Um dann anhand der FEM-Ergebnisse das Fußauflager mit der sich dort einstellenden Erddruckverteilung nachzuweisen, muss die Einbindelänge entsprechend vergrößert werden. Eine Variation der Einbindelänge liefert für BS-T eine Tiefe $t_0 = 2,35 \text{ m}$, was 23% größer als die analytische Lösung ist. Der Nachweis lautet mit einer charakteristischen Fußauflagerkraft $B_{h,k} = 232 \text{ kN/m}$ und einem charakteristischen Erdwiderstand $E_{ph,k} = 361 \text{ kN/m}$ wie folgt:

$B_{h,d} = 278 \text{ kN/m} = E_{ph,d}$. Für die Bemessungssituation BS-P erhöht sich die erforderliche Einbindelänge auf $t_0 = 2,84 \text{ m}$ mit $B_{h,d} = 377 \text{ kN/m} = E_{ph,d}$, die Einbindelänge ist ca. 30% größer als es sich mit einer analytischen Lösung ergeben würde.

Bei der Berechnung mit MFA tritt mit der analytisch ermittelten Einbindelänge $t_0 = 1,91 \text{ m}$ sowohl bei MFA-1 als auch bei MFA-2 kein Versagen auf. Vergleicht man die Bemessungsmomente mit den analytischen Ergebnissen aus Bild 4.2, sieht man, dass ähnliche Werte erreicht werden: Das maximale Feldmoment nach MFA-1 ist mit $M_{MFA-1,d} = 286 \text{ kNm}$ ca. 14% größer als das Moment aus der Balkenstatik mit $M_{EFA,d} = 251 \text{ kNm}$ und liegt somit in einer ähnlichen Größenordnung.

Aus Vergleichsgründen wurden in den folgenden FEM-Berechnungen die Einbindelängen angesetzt, die für eine Berechnung nach EFA/RFA erforderlich sind, um das Fußauflager nachzuweisen. Bei $\varphi = 30^\circ$ ergeben sich die folgenden Mindesteinbindelängen um den Nachweis in Gl. (2.46) zu erfüllen:

$$\text{BS-T: } t_0 = 3,82 \text{ m} \quad E_{ph,d} = 505 \text{ kN/m} = B_{h,d}$$

$$\text{BS-P: } t_0 = 4,90 \text{ m} \quad E_{ph,d} = 772 \text{ kN/m} = B_{h,d}$$

4.3 Bewertung der Berechnungsergebnisse

In den folgenden Unterkapiteln werden die Schnittgrößen nach den verschiedenen Nachweisverfahren EFA/RFA und MFA verglichen. Es wird auf beide Rechenvarianten für MFA eingegangen, MFA-1 für die φ - c -Reduktion in den maßgebenden Bauphasen und MFA-2 für die Abminderung der Scherparameter von Anfang an. Es sei angemerkt, dass außer für System 6 lediglich die letzte Berechnungsphase nach Aufbringen der Oberflächenlast verglichen wurde. In System 6 wurde aufgrund der Belastung durch den Wasserdruck auch eine Zwischenphase vor Absenken des Wasserspiegels nachgewiesen.

Für den Vergleich der Nachweismethoden werden vorrangig die Bemessungsschnittgrößen in der Wand, d. h. Normalkraft N_d , Querkraft Q_d und Moment M_d , betrachtet. Zur Vollständigkeit sind auch die Biegelinien dargestellt. Beim Vergleich der Nachweisverfahren hat sich generell gezeigt, dass die Normalkräfte bei einer Berechnung nach EFA erheblich größer ausfallen als bei einer Berechnung nach MFA. Da dies bei allen Systemen und Berechnungen auftrat, wird nachfolgend nicht jedes Mal gesondert darauf hingewiesen.

Im Folgenden sind nur die Diagramme für den Fall $\varphi = 35^\circ$ dargestellt, da die Berechnungen mit $\varphi = 30^\circ$ grundsätzlich eine ähnliche Tendenz zeigen. Die entsprechenden Vergleiche für $\varphi = 30^\circ$ sind in Anhang A dargestellt.

Die Versagensfigur kann man sehr gut mit den inkrementellen Verformungen darstellen. Bild 4.6 zeigt dies beispielhaft für einen Reibungswinkel von $\varphi = 35^\circ$ mit den Berechnungsergebnisse für die Methode MFA-1. Das mehrfach gestützte und im Boden eingespannte System (System 4) ist deutlich weiter vom Grenzzustand entfernt als ein einfach gestütztes System (System 1), weshalb sich dort die Verformungsfigur nicht so deutlich ausbildet. Man erkennt bei beiden Beispielen jedoch eine grundsätzliche Tendenz. Außerdem ist gut zu erkennen, dass bei einem eingespannten System die Bruchfigur nicht am Wandfußpunkt anfängt, sondern weiter oben.

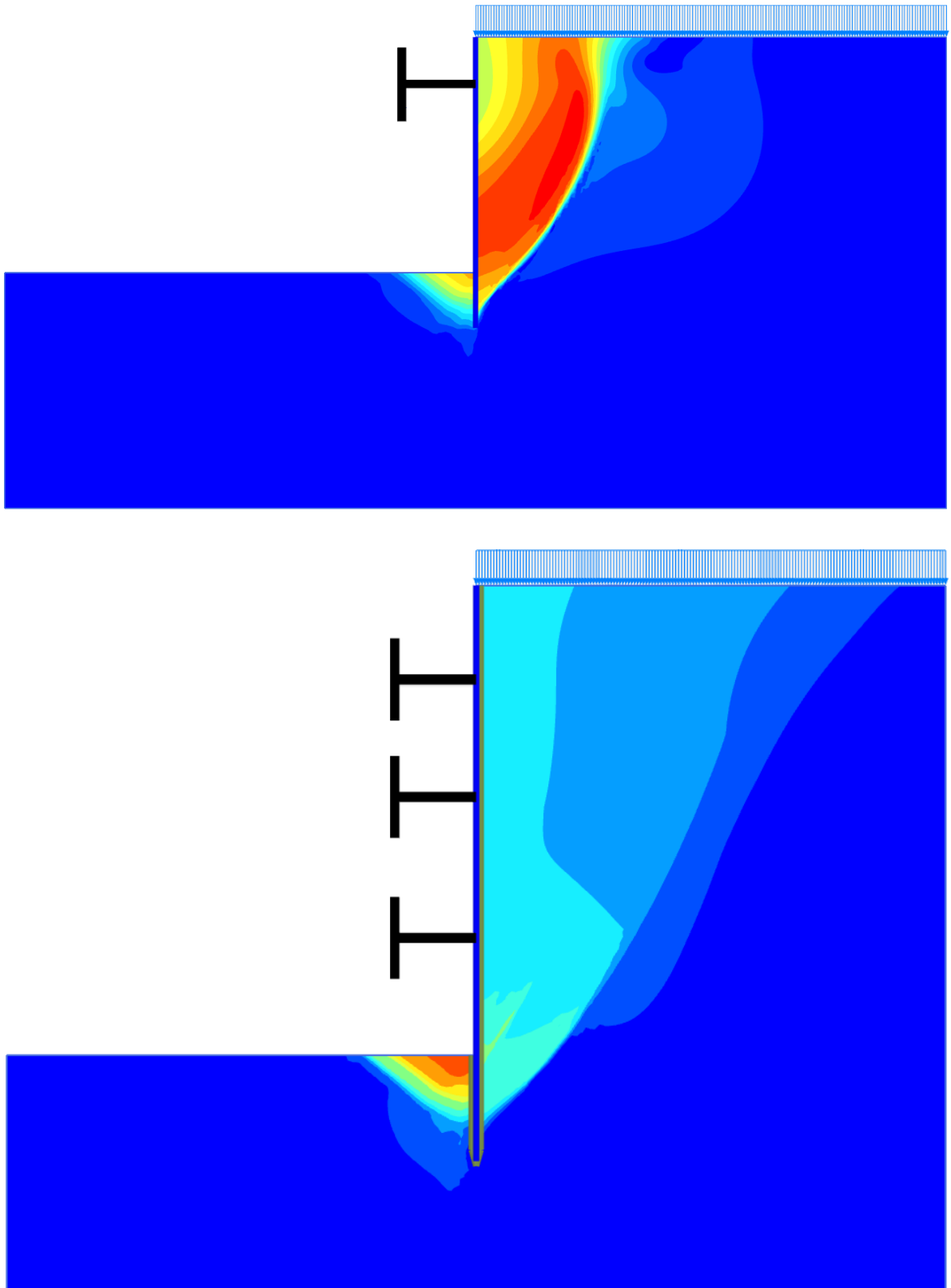


Bild 4.6: Inkrementelle Verschiebungen für System 1 (oben) und System 4 (unten) mit $\varphi = 35^\circ$ und MFA-1, BS-T

4.3.1 System 1

System 1 stellt das Grundsystem mit einer frei aufgelagerten Wand dar. Es wurde entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 4.2 die Mindesteinbindelänge t_0 mit den FEM-Ergebnissen bestimmt. Den Vergleich der Nachweismethoden zeigen Bild 4.7 für BS-T und Bild 4.8 für BS-P.

Für Bemessungssituation BS-T liegen die Schnittgrößen und Verformungen in der gleichen Größenordnung, unabhängig vom genutzten Berechnungsverfahren. Die Unterschiede sind für Querkräfte und Momente nur gering, wobei MFA-1 i. d. R. die kleinsten Bemessungswerte liefert. Auffällig ist, dass MFA-1 und MFA-2 v. a. bezüglich des maximalen Feldmoments größere Unterschiede zeigen und MFA-2 besser mit EFA/RFA übereinstimmt. Für die Querkräfte ergeben alle drei Verfahren nahezu identische Werte. In Höhe der Steife zeigen sowohl die Querkräfte als auch die Stützmomente bei allen drei Nachweisverfahren nahezu identische Werte.

Für Bemessungssituation BS-P zeigt sich ein ähnliches Bild. Bei einer Berechnung nach EFA/RFA tritt allerdings ein geringes Einspannmoment auf, was bei einer Berechnung nach MFA nicht der Fall ist. Die Einbindelänge wurde so bestimmt, dass der Nachweis des Fußauflagers eingehalten wird, was dann zu einer Teileinspannung bei EFA/RFA führt. Entsprechend sind im Einspannbereich die Werte nach EFA/RFA geringer als die nach MFA.

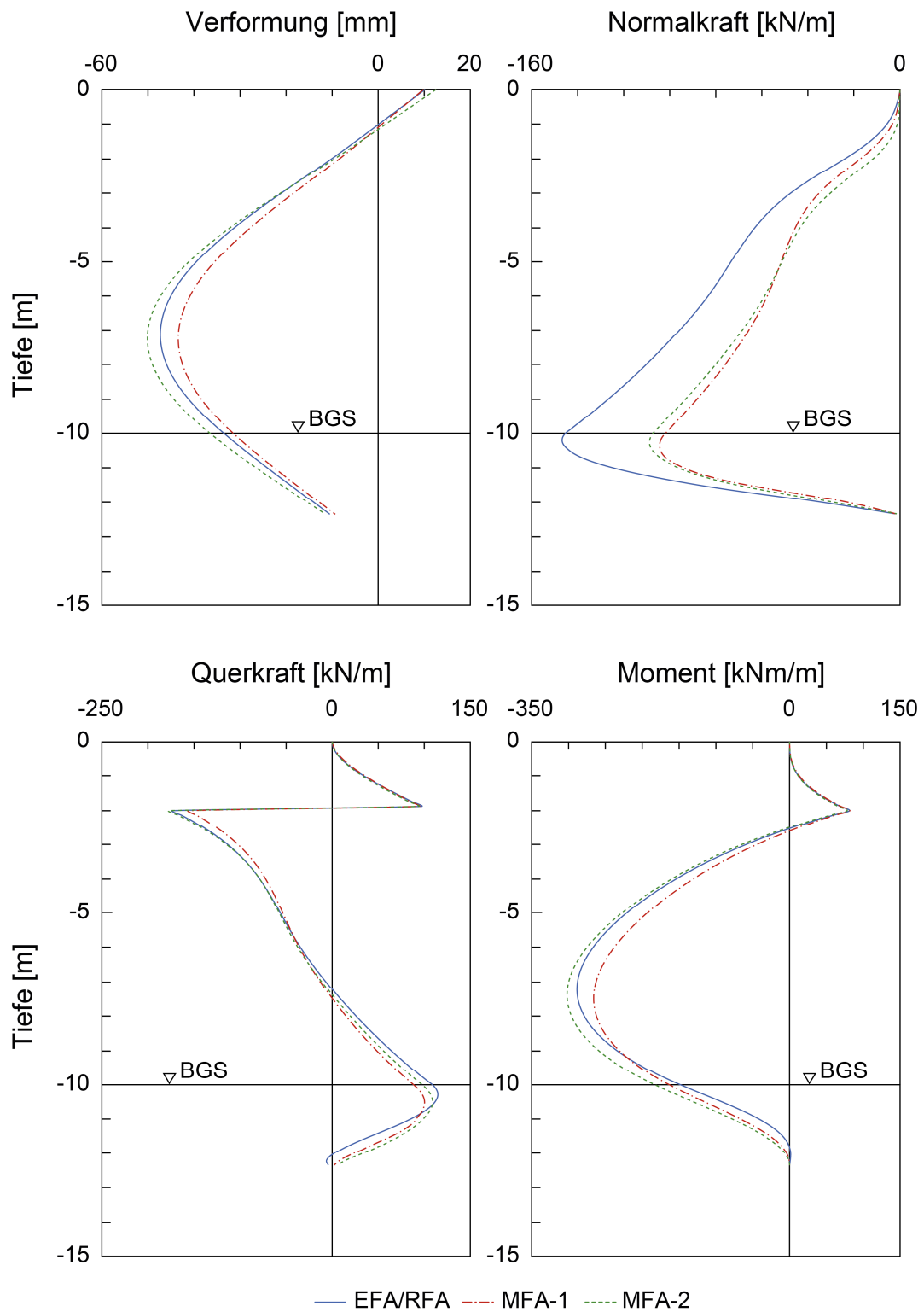


Bild 4.7: System 1 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

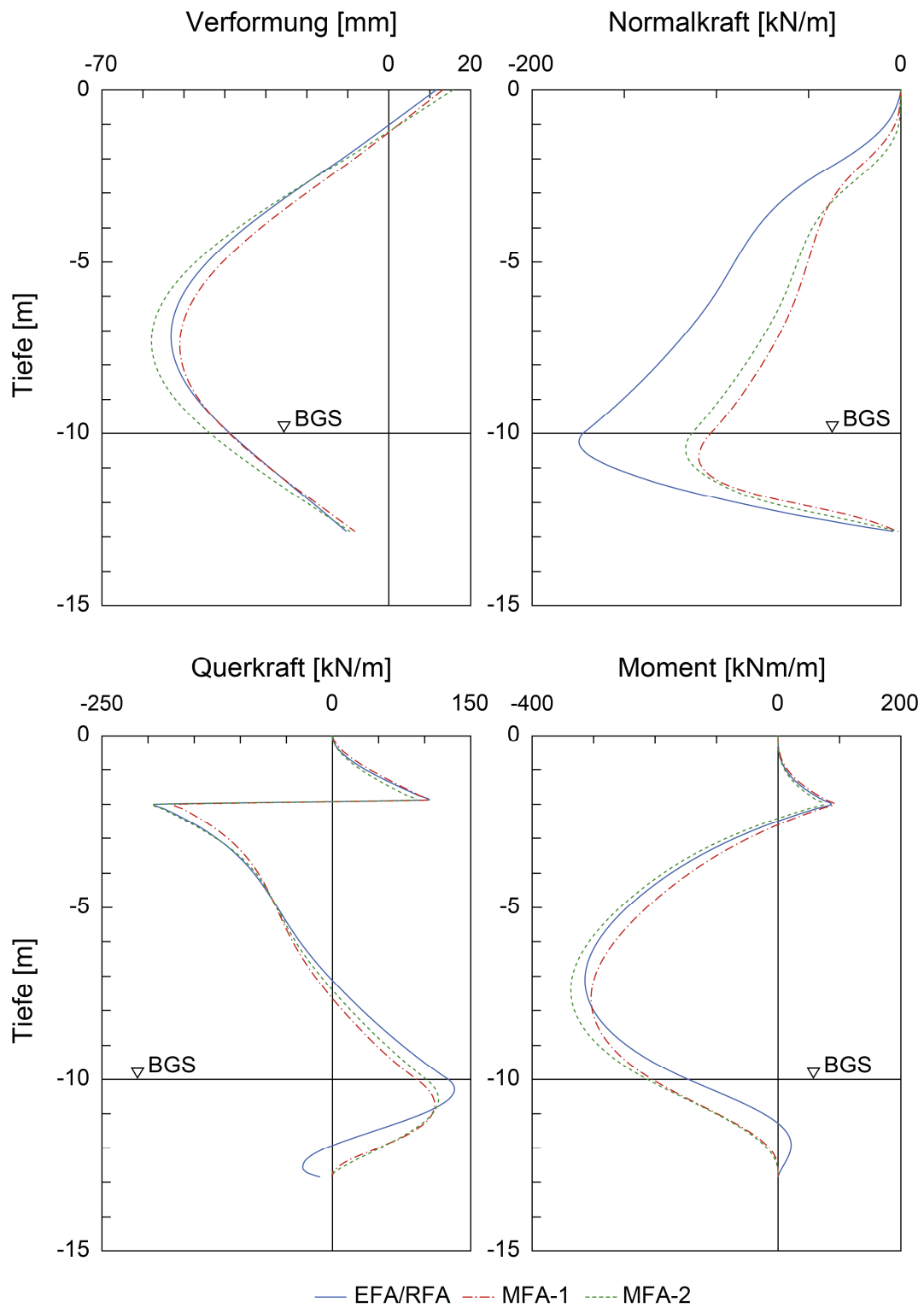


Bild 4.8: System 1 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

4.3.2 System 2

System 2 ist das im Boden eingespannte Grundsystem mit der Einbindelänge t_1^* inklusive des pauschalen Erhöhungsfaktors 1,2. Den Vergleich der Nachweismethoden zeigen Bild 4.9 für die Bemessungssituation BS-T und Bild 4.10 für die Bemessungssituation BS-P.

Für die Bemessungssituation BS-T ist eine ähnliche Tendenz wie bei System 1 erkennbar: In Höhe der Aussteifung ergeben alle drei Nachweismethoden nahezu identische Ergebnisse, während das maximale Feldmoment größere Unterschiede aufweist. MFA-2 und EFA/RFA ergeben ähnliche Bemessungswerte, während MFA-1 niedriger ausfällt. Bei den Querkräften liefern alle drei Verfahren über die gesamte Wandlänge Werte vergleichbarer Größenordnung. Generell kann aber auch bei System 2 gesagt werden, dass MFA-1 immer die niedrigsten Bemessungsschnittgrößen ergibt, sowohl für Normal- und Querkräfte als auch für die Momente. Ausgenommen ist lediglich das Einspannmoment, das bei einer Berechnung nach MFA-2 am geringsten ausfällt. Auffällig ist, dass bei $\varphi = 35^\circ$ Einspannmomente und Stützmomente in etwa gleich groß sind, während bei $\varphi = 30^\circ$ das Einspannmoment größer ausfällt als das Stützmoment. Dies ist bei allen drei Nachweisverfahren EFA/RFA und MFA-1 bzw. MFA-2 zu beobachten. Bei $\varphi = 30^\circ$ sind die Unterschiede zwischen MFA-1 und MFA-2 jedoch geringer als bei $\varphi = 35^\circ$.

Für Bemessungssituation BS-P zeigen sich im Wesentlichen die gleichen Tendenzen wie bei Bemessungssituation BS-T. Lediglich die Differenz der Maximalwerte fällt etwas größer aus als bei BS-T.

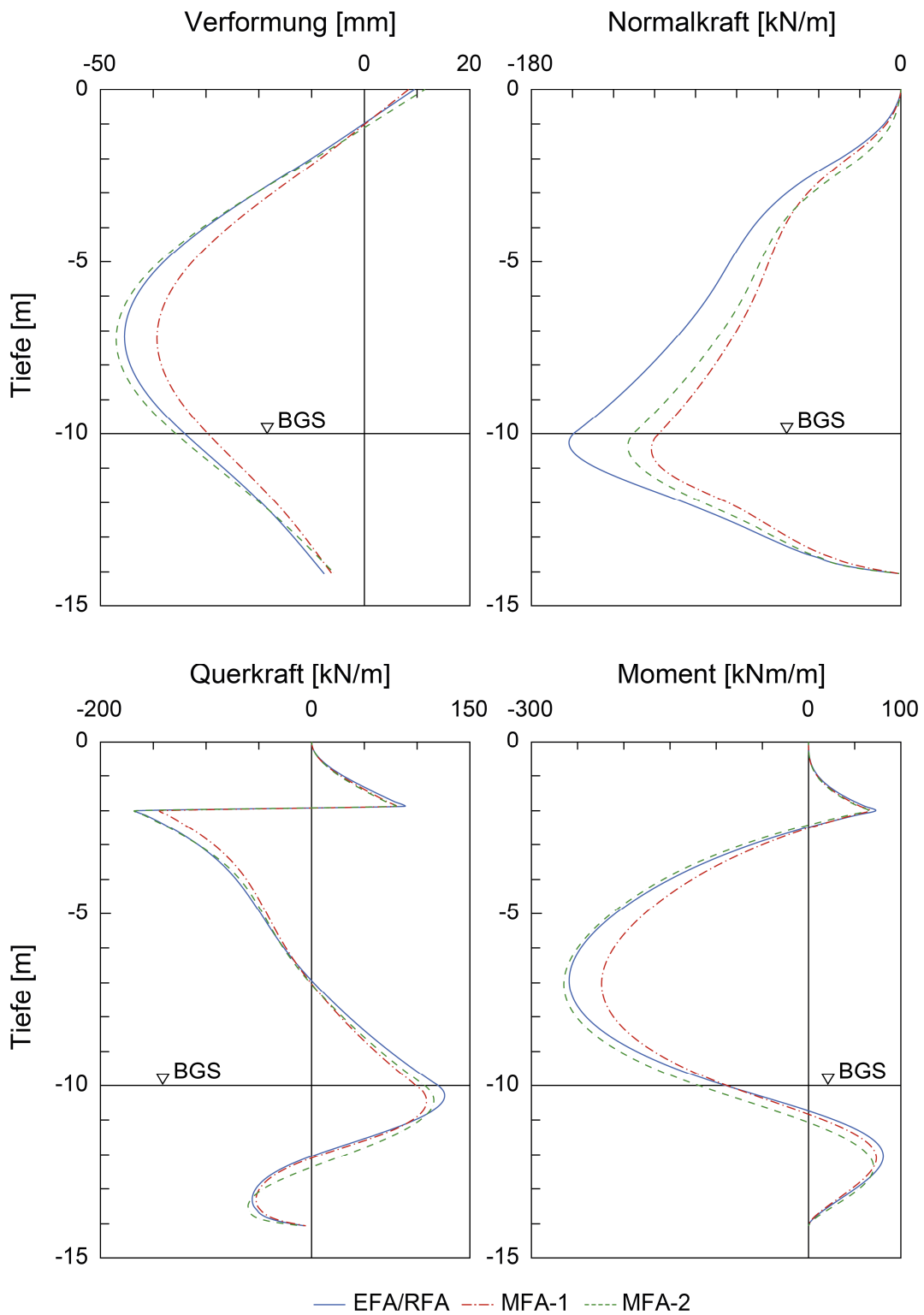


Bild 4.9: System 2 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

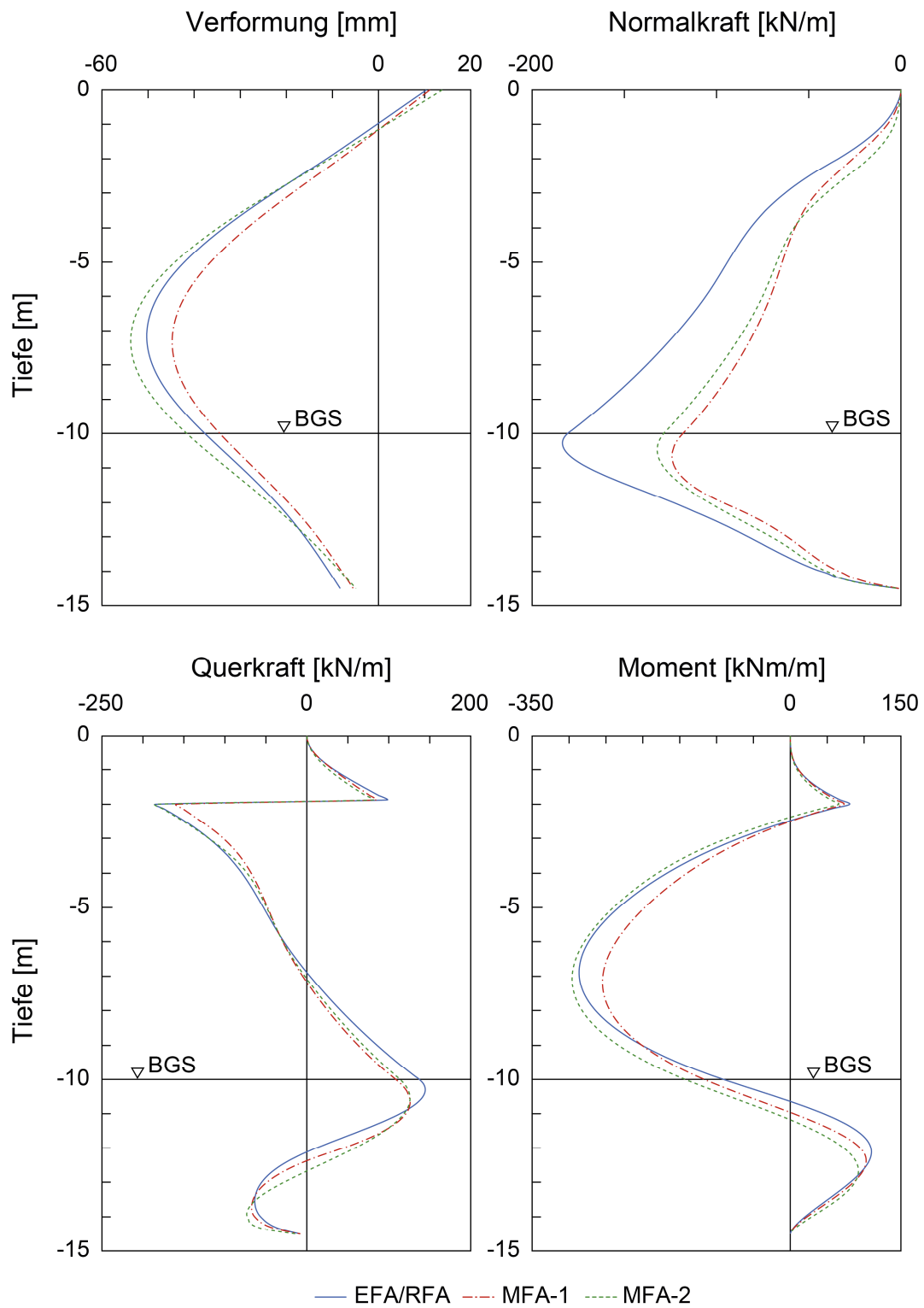


Bild 4.10: System 2 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

4.3.3 System 3 und System 4

Wie erläutert, wurde das Grundsystem durch weitere Steifenlagen ergänzt, um auch mehrfach gestützte Wand-Systeme darzustellen. System 3 stellt eine zweifach gestützte Wand mit einer Gesamtlänge von $15 + t_1^*$ dar; die Steifen haben eine Tiefenlage von -3 m und -7 m. Die Einbindelänge ist ab jetzt für alle Systemkonfigurationen (außer System 6) festgehalten auf t_1^* aus System 2. Das ist möglich, da bei mehrfach gestützten Systemen die Einbindelänge kaum eine Rolle mehr für die Standsicherheit spielt. Den Vergleich der Nachweismethoden zeigen Bild 4.11 für die Bemessungssituation BS-T und Bild 4.12 für die Bemessungssituation BS-P.

System 4 stellt eine dreifach gestützte Wand dar mit einer Gesamtlänge von $20 + t_1^*$ dar. Die Steifen befinden sich in den Tiefen -4 m, -9 m und -15 m. Die Einbindelänge entspricht weiterhin der aus System 2. Den Vergleich der Nachweismethoden zeigen Bild 4.13 für die Bemessungssituation BS-T und Bild 4.14 für die Bemessungssituation BS-P.

Auch für System 3 und System 4 zeigen sich sowohl für die Bemessungssituation BS-T als auch für die Bemessungssituation BS-P grundsätzlich die gleichen Tendenzen wie bei den einfach gestützten Systemen. Bei den maßgebenden Maximalwerten ergibt hier nun jedoch die Berechnung EFA/RFA geringfügig die größten Bemessungswerte. Die allgemeine Größenordnung ist jedoch bei allen drei Nachweismethoden gleich, die Berechnung nach MFA-1 liefert auch hier die geringsten Bemessungswerte. Nur das Einspannmoment ist bei der Berechnung nach MFA-2 geringer. Bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ zeigt sich ein ähnliches Bild.

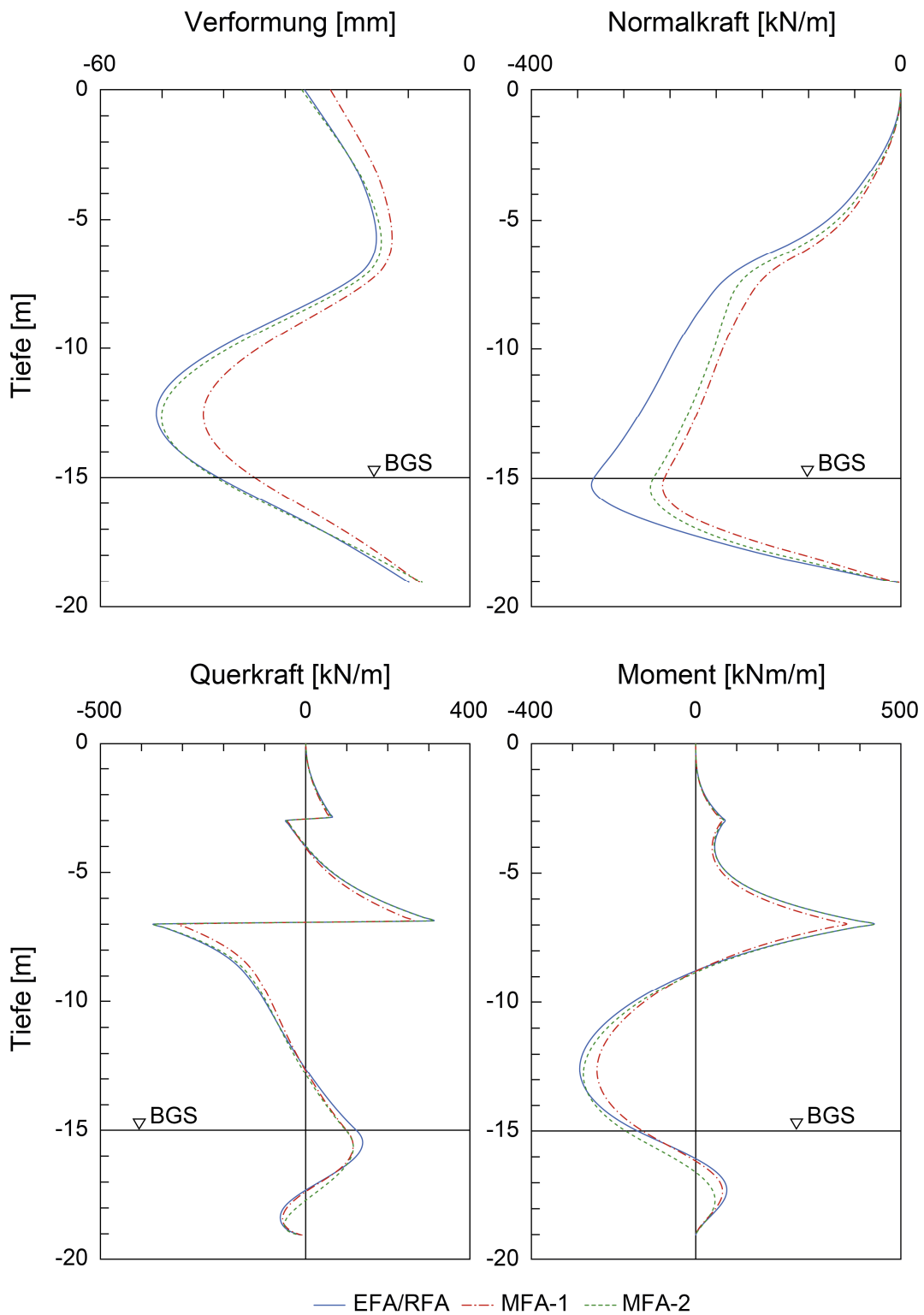


Bild 4.11: System 3 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

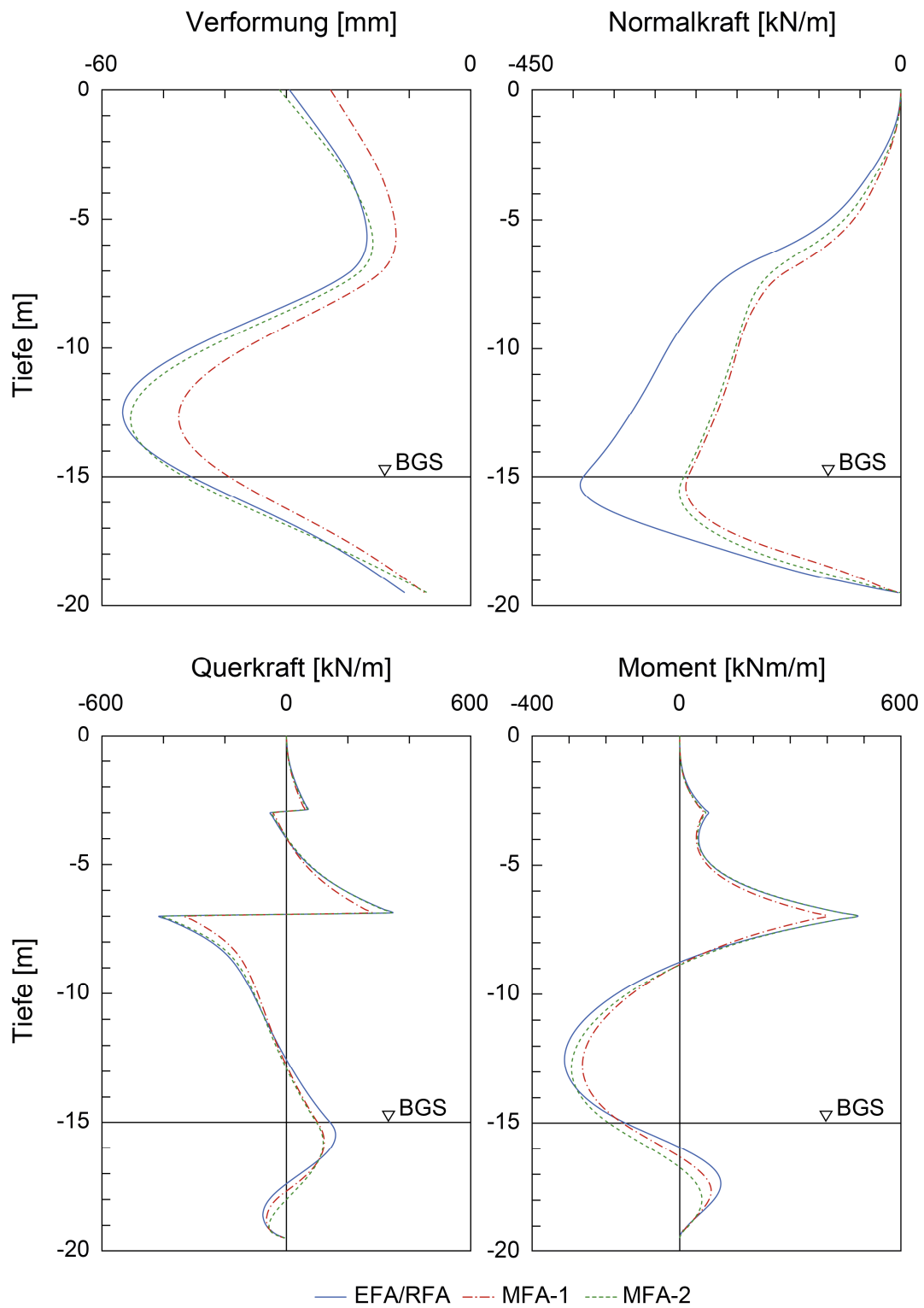


Bild 4.12: System 3 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

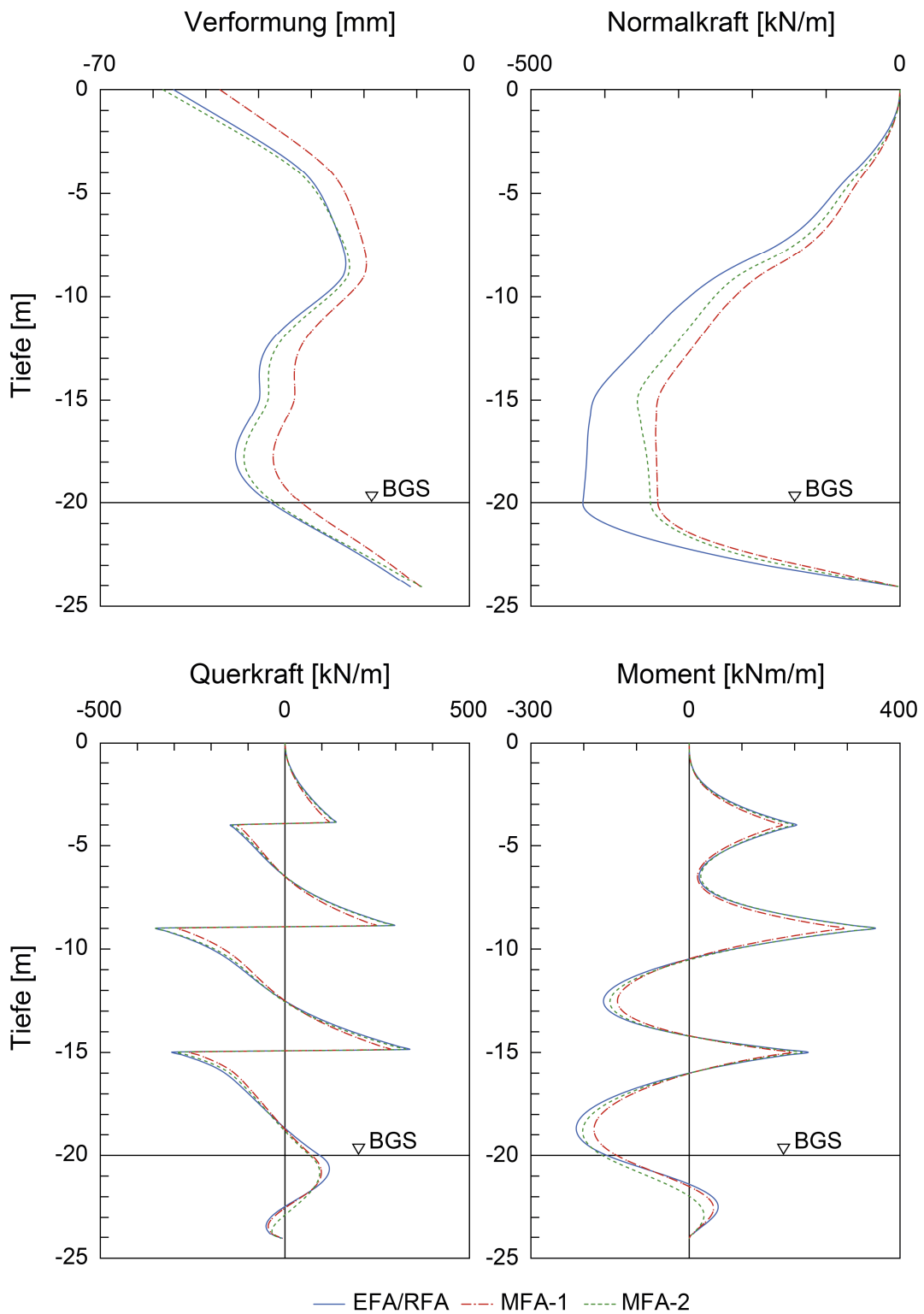


Bild 4.13: System 4 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

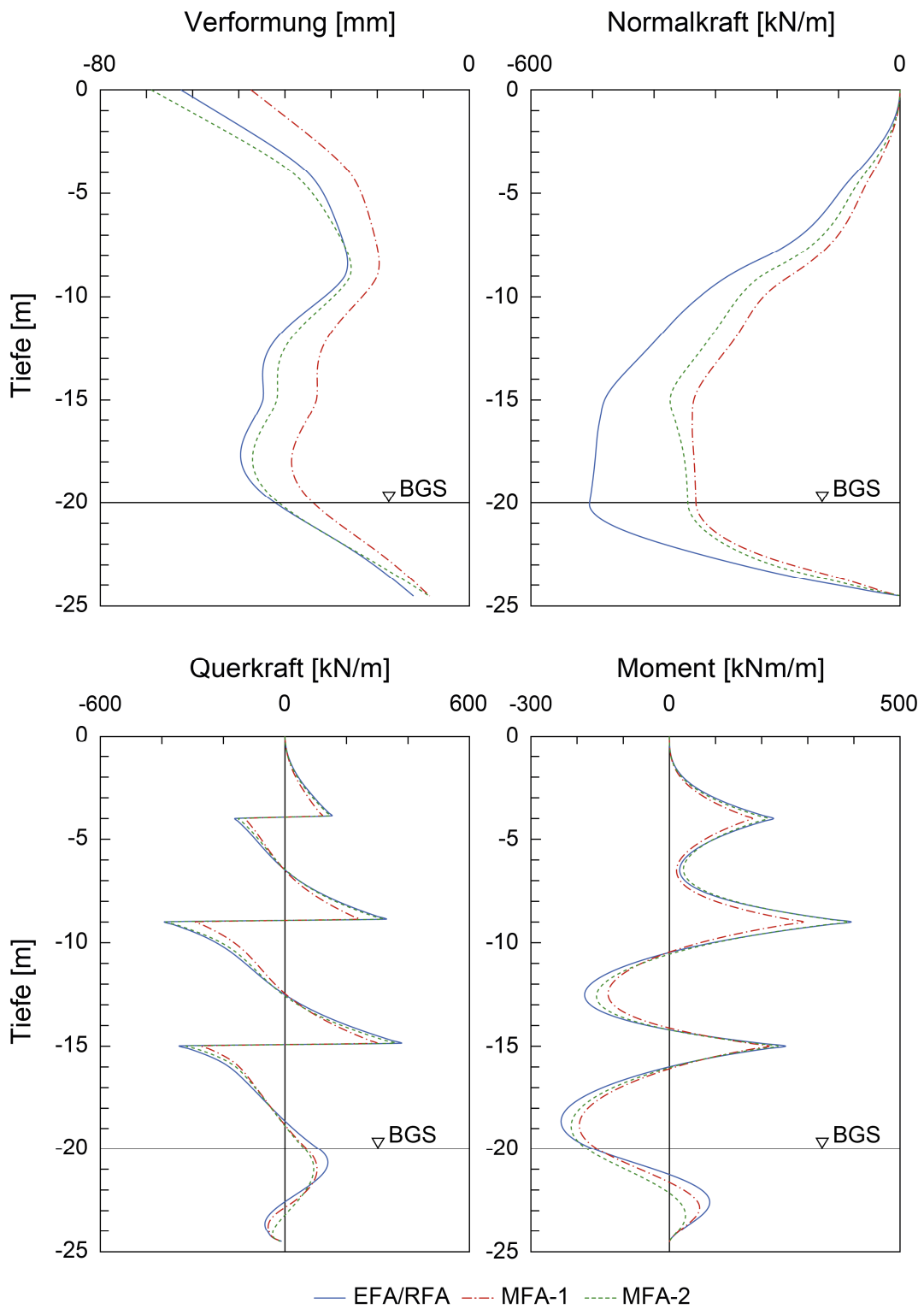


Bild 4.14: System 4 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

4.3.4 System 5

Grundwasser ist bei den meisten Baumaßnahmen nicht wegzudenken, weswegen in System 5 eine einfach gestützte Wand, die teilweise im Grundwasser steht, betrachtet wurde. Die Wandlänge entspricht der aus System 2: $10 + t_1^*$. Unterhalb der Baugrube wurde eine Dichtsohle angenommen, die zusätzlich eine Kohäsion in Höhe von $c = 5$ kPa hat. Den Vergleich der Nachweismethoden zeigen Bild 4.15 für die Bemessungssituation BS-T und Bild 4.16 für die Bemessungssituation BS-P.

Bei System 5 zeigt sich v. a. bei Bemessungssituation BS-P der Einfluss des Grundwassers bzw. der Einfluss der fehlenden Sicherheit auf die Wasserdrücke bei den Nachweismethoden MFA-1 und MFA-2. Während bei Bemessungssituation BS-T die maximalen Feldmomente bei MFA-2 und EFA/RFA noch relativ identisch sind, gibt es hier bei Bemessungssituation BS-P größere Unterschiede. Die Differenz zur Nachweismethode MFA-1 ist hier noch stärker ausgeprägt als bei den Systemen ohne Grundwasser.

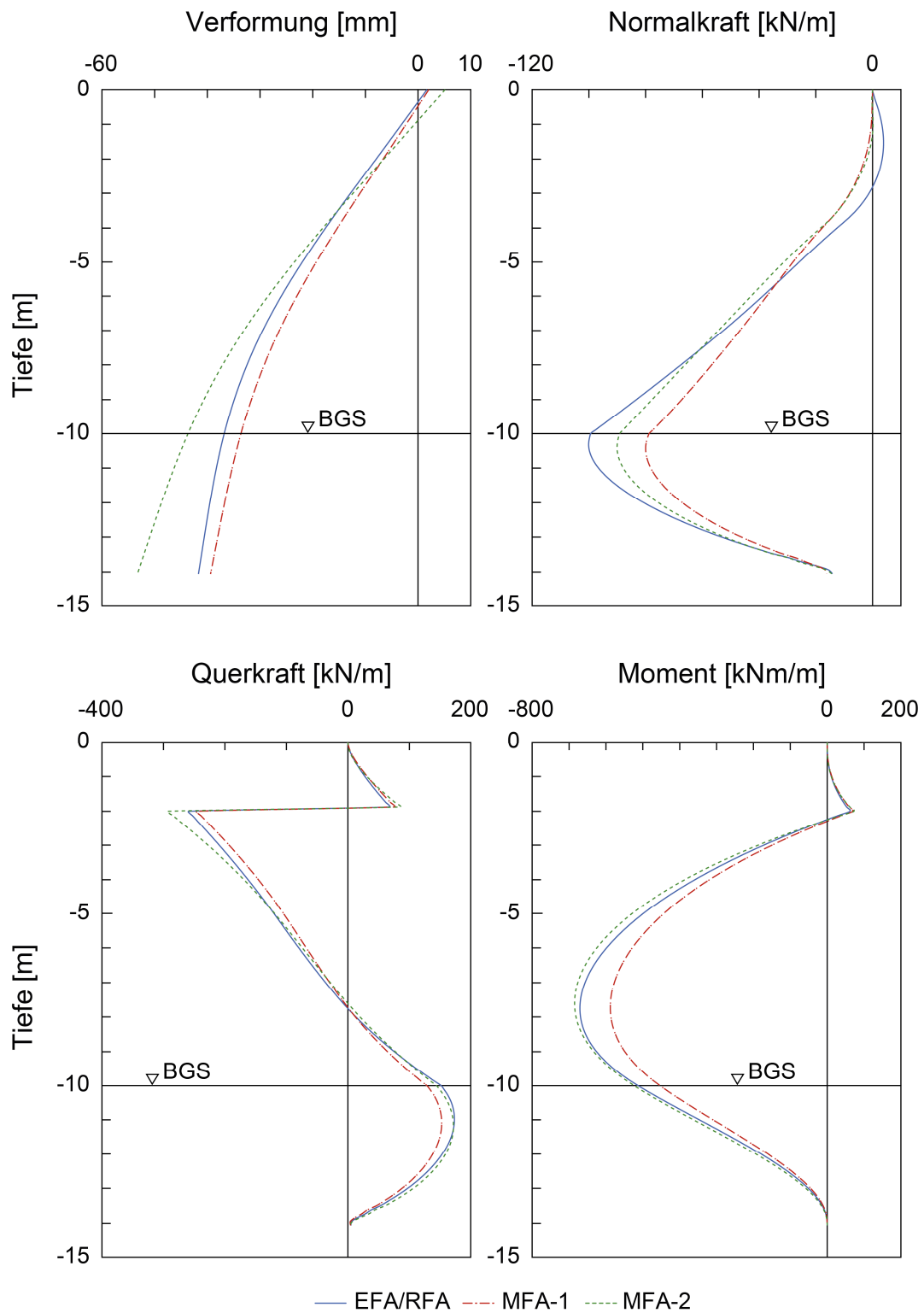


Bild 4.15: System 5 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

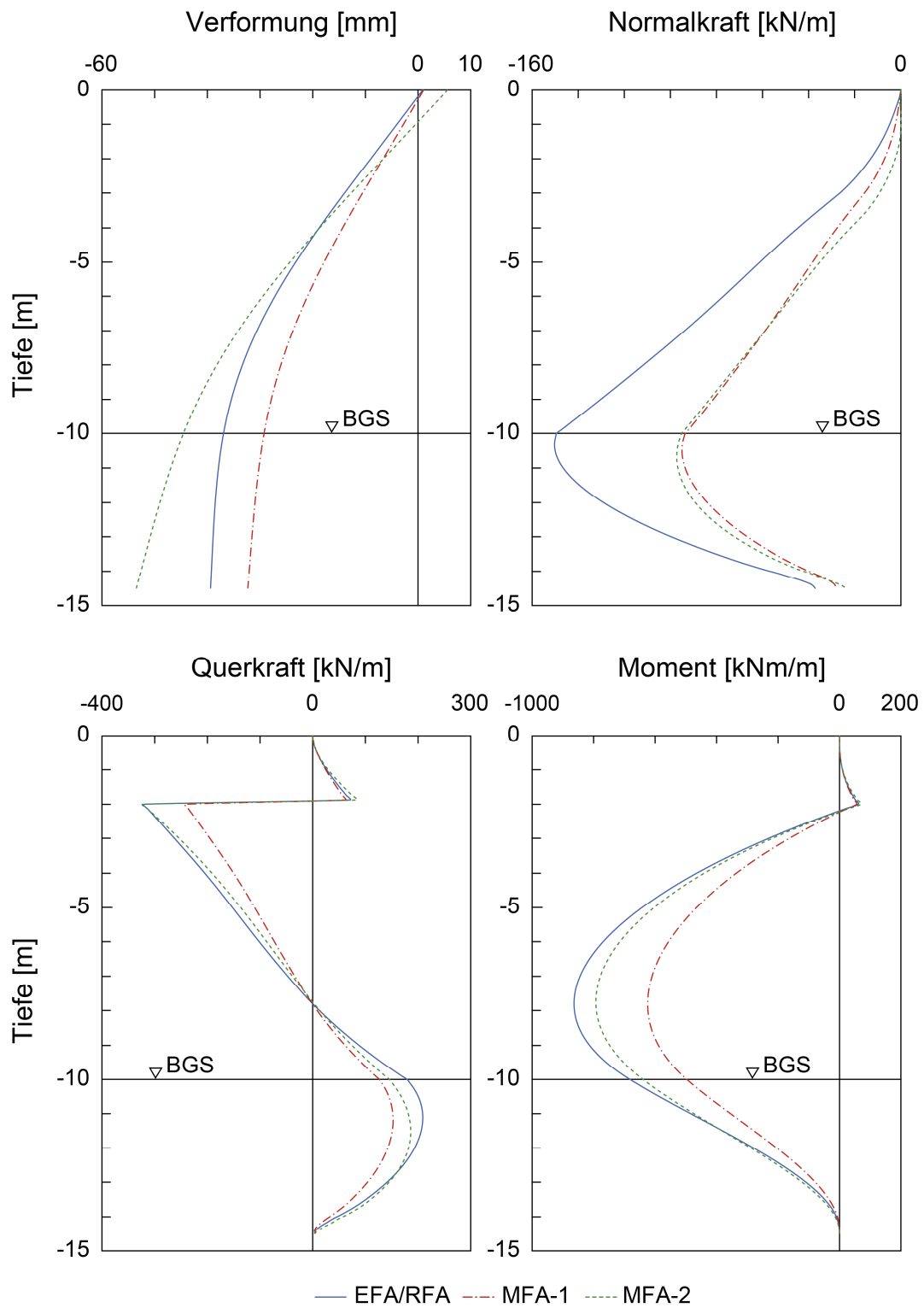


Bild 4.16: System 5 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

4.3.5 System 6

System 6 ist eine einfach gestützte Wand mit einer Gesamtlänge von $10 + t_2^*$, wobei t_2^* jetzt größer gewählt wurde als t_1^* bei System 2, um für den Fall der voll eingestauten Baugrube ohne Einbau der Betonsohle die Sicherheit zu gewährleisten, siehe Kapitel 4.2. Bild 4.17 stellt den Vergleich für die Bemessungssituation BS-T dar und Bild 4.18 für die Bemessungssituation BS-P.

Bei System 6 zeigen sich die Unterschiede zwischen den Nachweismethoden EFA/RFA und MFA-1 bzw. MFA-2 die durch den Einfluss des Grundwassers entstehen noch deutlicher. Auffällig ist, dass hier sowohl für die Bemessungssituation BS-T als auch für die Bemessungssituation BS-P MFA-1 und MFA-2 nur sehr geringe Unterschiede aufweisen. Bei System 6 gibt die Berechnung nach EFA/RFA die größten Bemessungswerte und wäre damit auch für die Bemessung maßgebend, während bei der Berechnung nach MFA wesentlich kleinere Bemessungswerte auftreten. Dies fällt sowohl bei den Querkräften als auch bei den maßgebenden Biegemomenten auf.

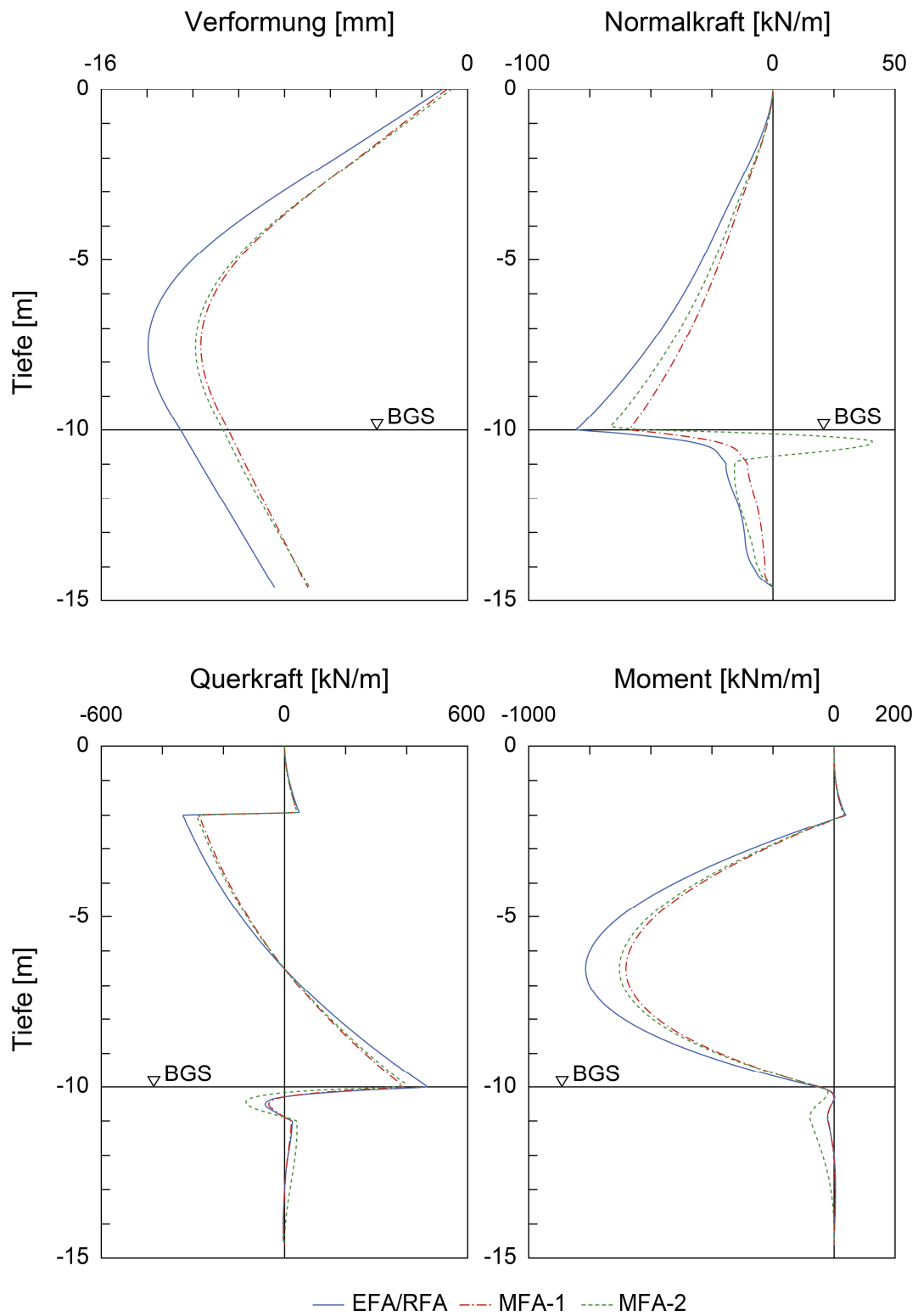


Bild 4.17: System 6 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 35^\circ$

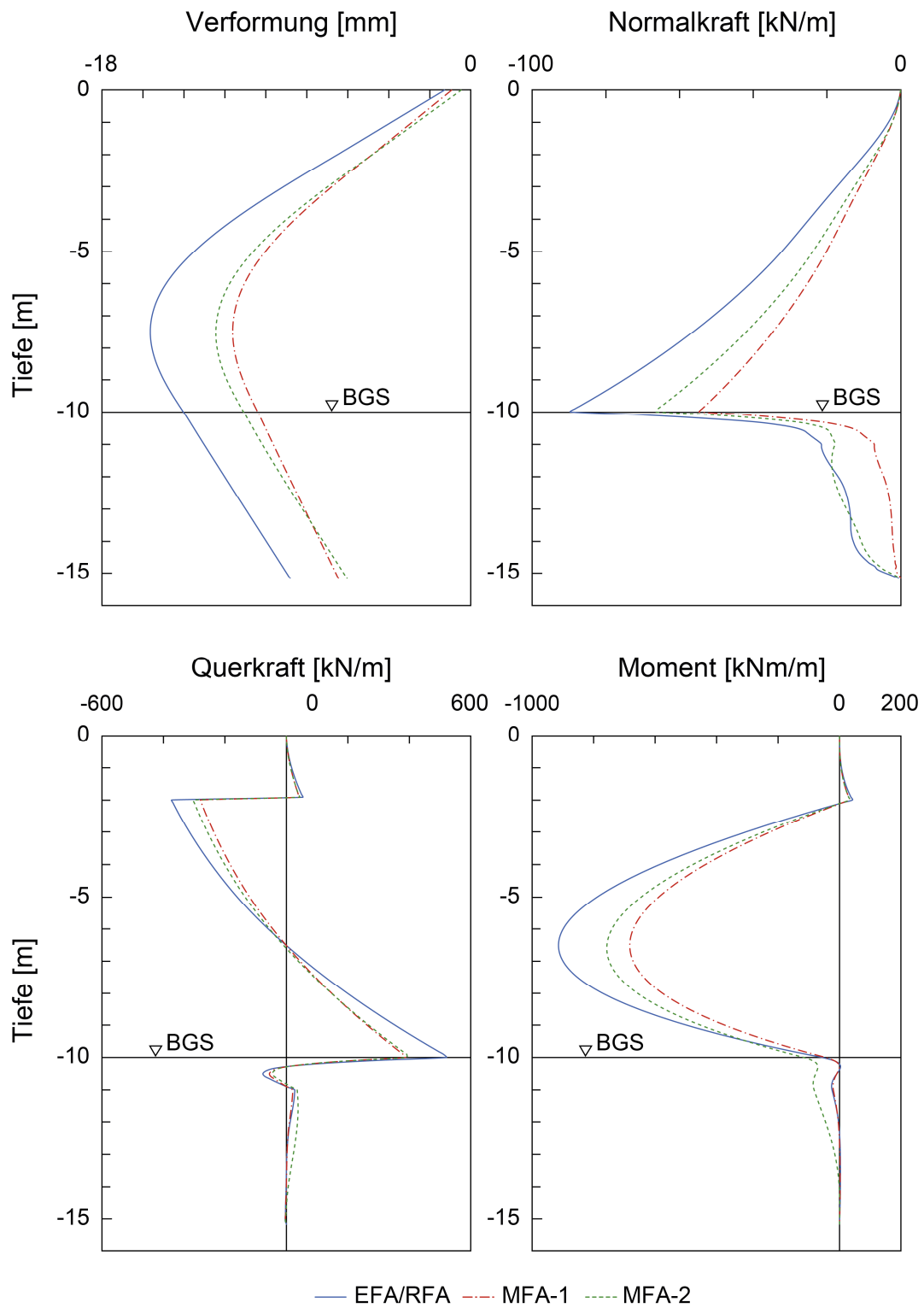


Bild 4.18: System 6 – Vergleich der Ergebnisse nach EFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 35^\circ$

4.4 Fazit

Die Vergleiche der Nachweismethoden EFA/RFA und MFA zeigen, dass für die untersuchten Systeme die FEM-Berechnungen größtenteils gleiche Ergebnisse liefern. Generell liefern im Bereich der Steifen und im Bereich der Einbindung im Boden alle drei Nachweismethoden überwiegend gleiche Ergebnisse, während im Bereich des Feldmoments Unterschiede auftraten.

Bei dem Vergleich der zwei MFA-Varianten MFA-1 (Abminderung nur in den maßgebenden Bauphasen, hier mit der automatischen φ - c -Reduktion berechnet) und MFA-2 (Abminderung ab Beginn der Berechnung) fällt auf, dass MFA-1 teilweise geringere Bemessungsschnittgrößen ergibt als MFA-2. Dies könnte an der unterschiedlichen Grundvoraussetzung bei der Berechnung liegen. Bei MFA-2 wird der Boden von Beginn an geschwächt und jede Berechnungsphase mit den gleichen Materialkennwerten durchgeführt, ähnlich wie bei EFA/RFA. Bei MFA-1 hingegen wird ausgehend von charakteristischen Kennwerten eine Verschlechterung des Bodens aufgebracht.

Eine Besonderheit stellen die Systeme 5 und 6 dar, da sie den Einfluss des Grundwassers zeigen. Da bei einer Berechnung nach MFA im Unterschied zum Verfahren EFA/RFA keine Sicherheit auf Wasserdrücke angesetzt wird, waren hier größere Unterschiede zu erwarten. Während diese für die Bemessungssituation BS-T noch relativ gering ausfallen, sind sie bei der Bemessungssituation BS-P deutlicher und EFA/RFA liefert dann die größeren Bemessungsschnittgrößen, sowohl für Querkräfte als auch für die Momente.

Betrachtet man die Einspannwirkung in den FEM-Modellen im Vergleich zur analytischen Berechnung zeigen sich speziell bei einer einfach gestützten im Boden eingespannten Wand Vorteile des analytischen Modells im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung der Wand. Bei den eingespannten Systemen wird durch den Ansatz des MFA die Einspannwirkung verringert im Vergleich zu den realen Verhältnissen, wie sie durch EFA abgebildet werden. Dadurch verringert sich folglich auch das Einspannmoment und gleichzeitig kann das Feldmoment überschätzt werden, was bei einer Bemessung nahe des Grenzzustand gegebenenfalls zu unwirtschaftlichen Systemen führt.

Aufgrund der Ergebnisse ist es nicht möglich, einen der Ansätze als besser zu beurteilen.

Es sei abschließend noch angemerkt, dass die im Rahmen der Studie gewonnenen Erkenntnisse für Spund- und Schlitzwände in Sanden mit einer verhältnismäßig hohen Festigkeit gelten. Für weichere Böden sind gesonderte Untersuchungen erforderlich, die jedoch nicht im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden.

5 Numerische Untersuchungen zum Erdwiderstand

5.1 Modell und Vorgehensweise

5.1.1 Modellbeschreibung

Zunächst wurde ein einfaches Modell einer im Boden eingebundenen Wand betrachtet. Die Berechnung wurde dabei weggesteuert geführt, um eine gleichmäßige und kontrollierbare Wandbewegung zu ermöglichen. In Bild 5.1 ist das FEM-Modell aus Plaxis 2D Connect V22 dargestellt. Für das 2D-Modell wurde die Verformung direkt am Systemrand angebracht, weshalb ein horizontales Interface unmittelbar am Wandfuß angesetzt wurde. Für das 3D-Modell mit Plaxis 3D Connect V22 wurde das Modell wie in Bild 5.2 dargestellt aufgebaut. Betrachtet wurde das halbe System und vor der Wand wurde ein schmaler Schlitz mit einer Breite von 10 cm eingebaut, um die Wand von der aktiven Bodenseite zu trennen. Um ein Versagen des Schlitzes auszuschließen wurde in einem Bereich von 5 m vor der Wand eine Kohäsion von 20 kPa aufgebracht. Die Netzfeinheit wurde jeweils auf ‚sehr fein‘ eingestellt.

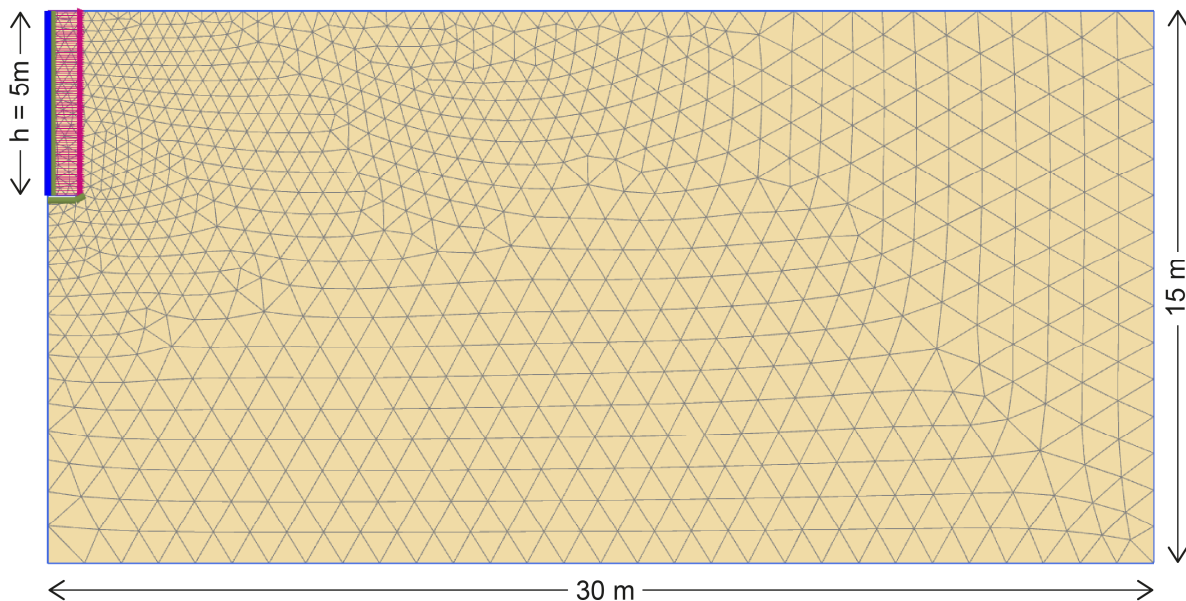


Bild 5.1: 2D-Modell für die numerischen Berechnungen zum passiven Erddruck einer im Boden eingebundenen Wand

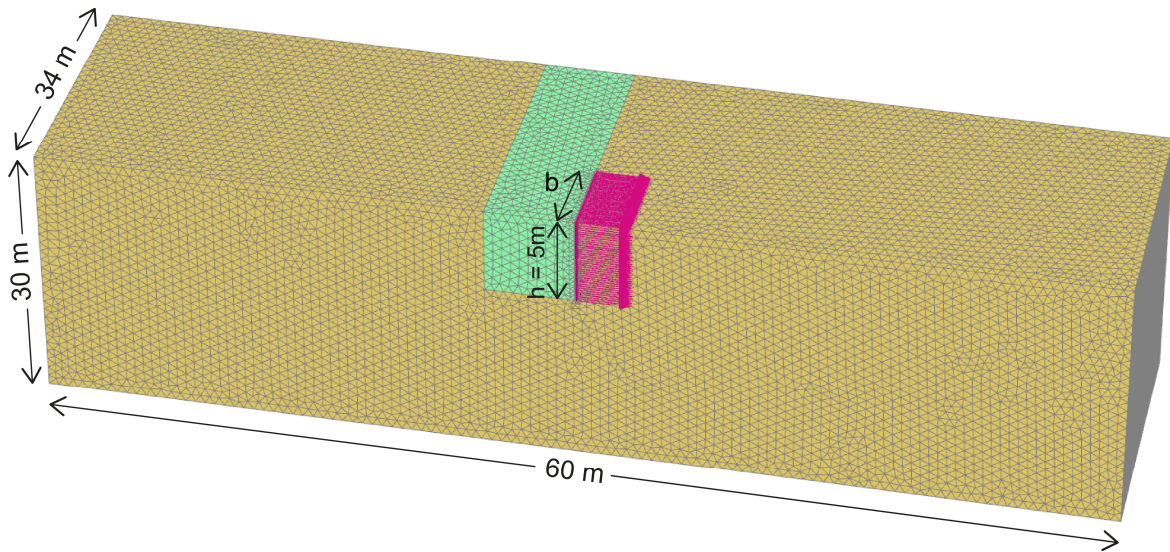


Bild 5.2: 3D-Modell für die numerischen Berechnungen zum passiven Erddruck einer im Boden eingebundenen Wand

Die gewählten Bodenparameter des Sandes sind in Tabelle 5.1 gezeigt; als Stoffmodell wurde das Hardening-Soil-Modell verwendet. Um numerische Instabilitäten zu vermeiden, wurde dem Sand eine Kohäsion von 1 kPa zugewiesen, die jedoch bei der Rückrechnung der Erddruckkräfte und -beiwerte vernachlässigt wurde.

Tabelle 5.1: Materialkennwerte bei den numerischen Berechnungen zum Erdwiderstand auf eine im Boden eingebundene Verbauwand

E_{50}	70 MPa
E_{oed}	70 MPa
E_{ur}	140 MPa
m	0,5
ν_{ur}	0,3
γ	20 kN/m ³
c	1 kPa
φ	35°
ψ	35°

Wie auch bei den Berechnungen in Kapitel 4, wurde entlang der Wand ein Interface-Element eingebaut. Bei den 2D-Berechnungen wurde zusätzlich ein weiteres horizontales Interface unmittelbar am Wandfuß angesetzt. Diesem

werden die Bodeneigenschaften mit einem Wert für $R_{inter} = 1,0$ zugewiesen. Die Wand wurde als Plattenelement modelliert mit den folgenden Materialeigenschaften: $EA = 33 \cdot 10^6$ kN/m; $EI = 2,75 \cdot 10^6$ kNm²/m. Das Gewicht der Platte wurde in allen Berechnungen zu null gesetzt, um einen Einfluss auf die Ergebnisse zu vermeiden.

Zusätzlich zum passiven Erddruck auf Verbauwände wurde auch ein Brückenlager untersucht. Es wurden verschiedene Systeme mit Flügelwänden modelliert und der Öffnungswinkel der Wände variiert. Eine beispielhafte Modellkonfiguration ist in Bild 5.3 zu sehen. Eine Übersicht der drei Systeme mit den zugehörigen Abmessungen ist in Bild 5.4 dargestellt.

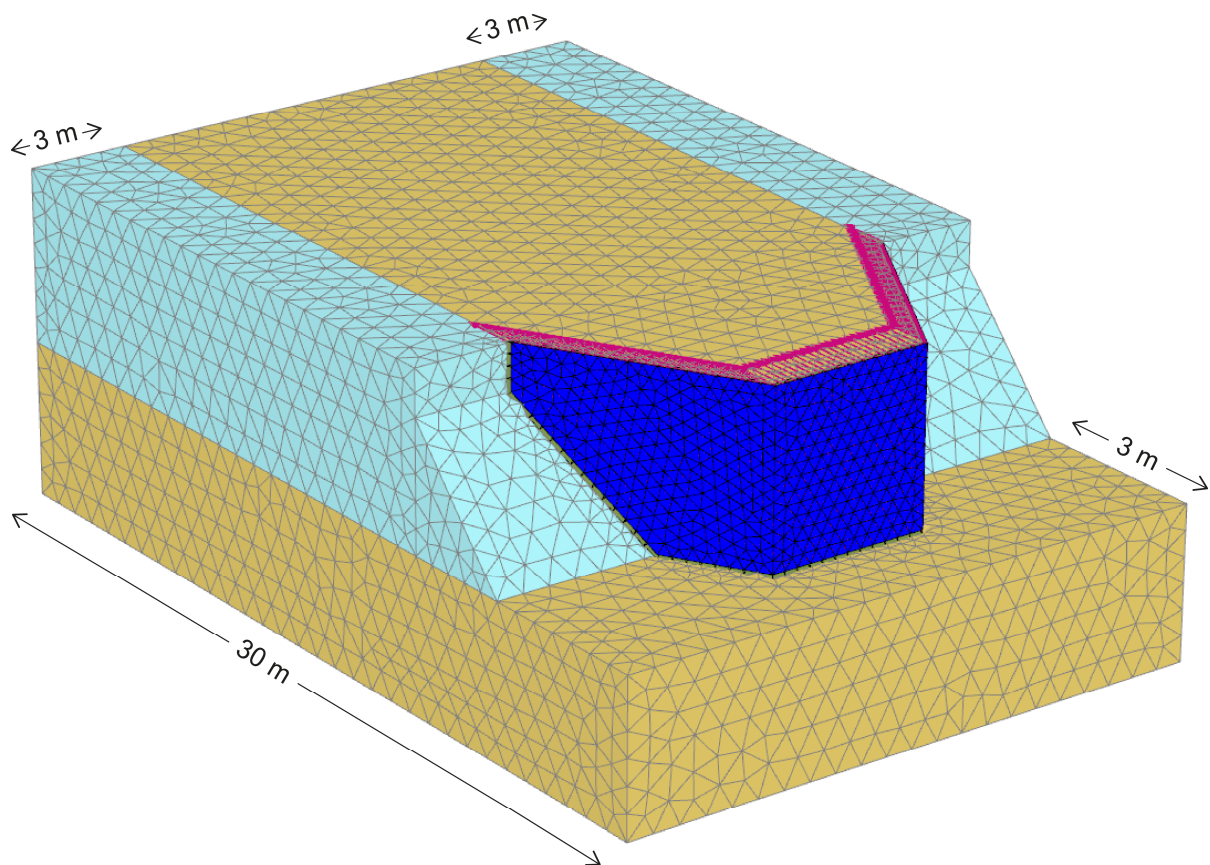


Bild 5.3: 3D-Modell eines Brückenwiderlagers mit Flügelwänden

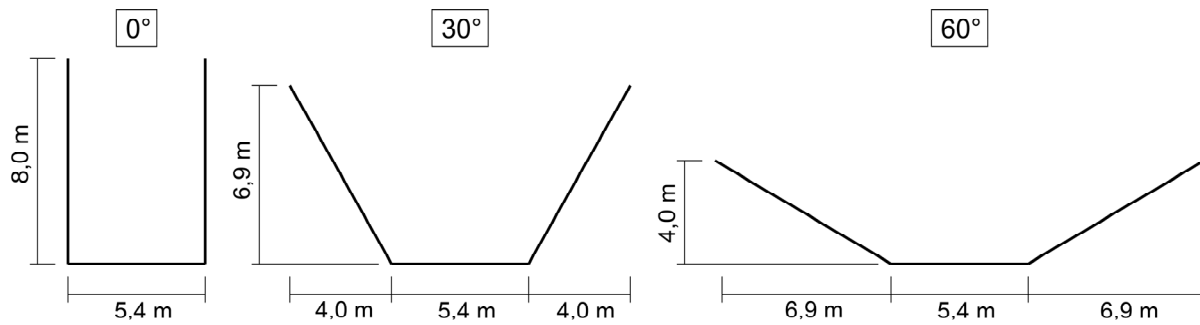


Bild 5.4: Übersicht der Systeme mit Flügelwänden

Die Berechnungen zum Brückenwiderlager wurden mit dem Stoffmodell Hardening-Soil durchgeführt, die angesetzten Bodenkennwerte für den Sand sind identisch mit denen in Tabelle 5.1. Um ein Versagen der seitlichen Böschung weitestgehend zu vermeiden, wurde dem Boden in den Seitenbereichen (blauer Bereich in Bild 5.3) zusätzlich eine Kohäsion von 15 kPa zugewiesen.

5.1.2 Vorgehensweise

Um den Erdwiderstand auf eine Verbauwand zu ermitteln, wurde die Versuchswand über die eingepprägten Verschiebungen gegen den Boden bewegt. Die Verschiebung wurde so lange erhöht, bis die Last-Verformungskurve ein sichtbares Plateau aufweist und somit der Bruchzustand im Boden als erreicht zu betrachten ist. Aus der Last-Verformungskurve kann der zugehörige Erddruckbeiwert K_{pgh} mit Gl. (5.1) bestimmt werden.

$$K_{pgh} = \frac{2 \cdot F_x}{\gamma \cdot h^2} \quad (5.1)$$

wobei F_x die maximale Kraft und h die Einbindelänge der Wand sind. Für den 3D-Fall mit einer geraden Wand wurde die Gesamtkraft F_x zunächst durch die Wandbreite geteilt und anschließend Gl. (5.2) angewendet. Der Formbeiwert μ_{pgh} stellt das Verhältnis aus dem räumlichen und dem ebenen Zustand dar:

$$\mu_{pgh} = \frac{K_{pgh}^r}{K_{pgh}} \quad (5.2)$$

Für die Flügelwände wurde lediglich die Gesamtkraft F_x betrachtet und verglichen.

5.2 Ebener Zustand

Für den ebenen Zustand mit einer unendlich breiten Wand wurde zunächst ein 2D-Modell, wie es in Bild 5.1 dargestellt ist, untersucht. Anschließend wurde das gleiche System auch im 3D-Modell mit einem 1 m breiten Streifenelement abgebildet. Bild 5.5 zeigt den Vergleich zwischen den 2D- und 3D-Berechnungen. Dargestellt ist der passive Erddruckbeiwert K_{pgh} über die horizontale Wandverformung u_x in Belastungsrichtung. Es wird deutlich, dass mit dem 3D-System zwar eine Annäherung an den idealen ebenen Zustand aus Plaxis 2D erreicht wird, der Maximalwert ist bei einer Berechnung mit Plaxis 3D jedoch ca. 11 % größer als bei der Berechnung mit Plaxis 2D. Vergleicht man diese Werte mit DIN 4085:2017, passt die 2D-Berechnung mit $K_{pgh} = 6,25$ gut mit dem DIN-Wert $K_{pgh} = 6,32$ überein. Mit der 3D-Berechnung ergibt sich ein ca. 11 % höherer Wert von $K_{pgh} = 6,96$.

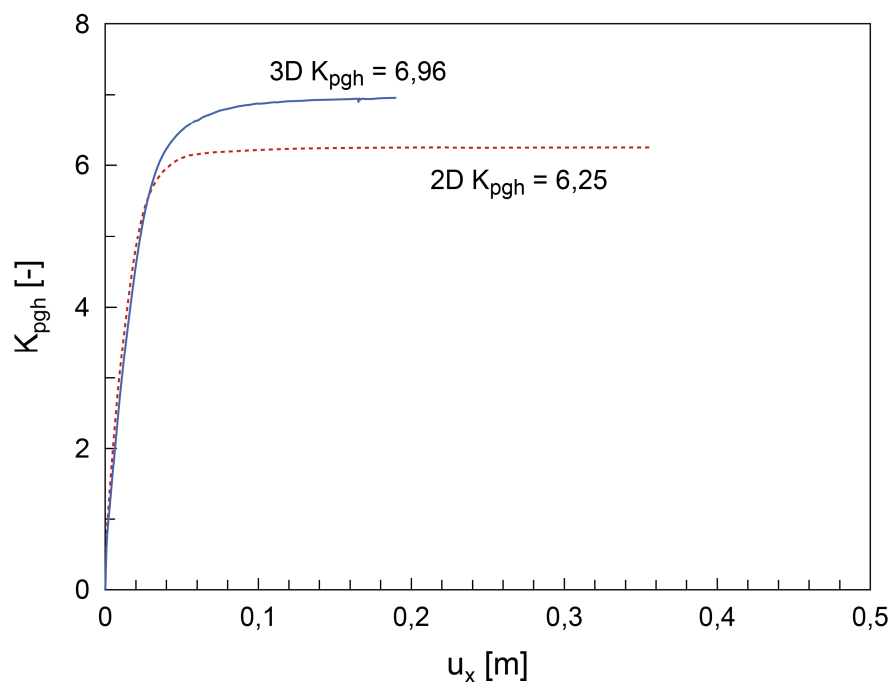


Bild 5.5: Vergleich der Erddruckbeiwerte K_{pgh} für das 2D- und 3D-Modell

In Bild 5.6 ist die Verformungsfigur anhand der inkrementellen Verschiebungen sowie der Verlauf der Scherdehnungen dargestellt. Die typische Bruchfigur, wie sie sich für den Erdwiderstand im ebenen Zustand ergibt, ist deutlich zu erkennen.

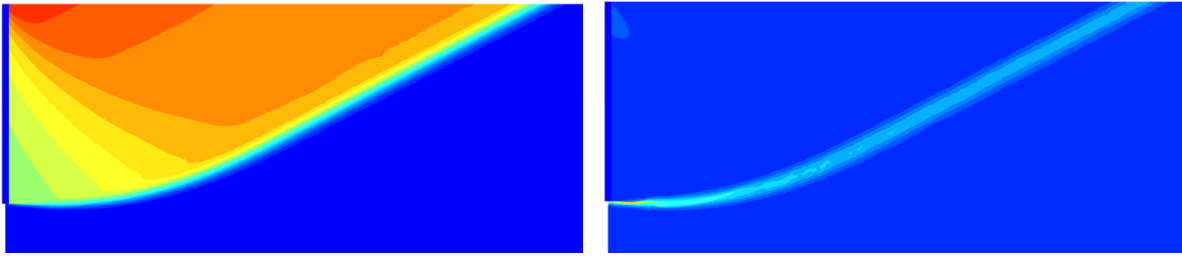


Bild 5.6: Inkrementelle Verformungen (links) und Scherdehnungen (rechts) für den ebenen Zustand in Plaxis 2D

5.3 Räumlicher Erdwiderstand

5.3.1 Einfluss der Netzfeinheit

Bei den numerischen Berechnungen fiel eine große Abhängigkeit zur gewählten Diskretisierung auf. Bild 5.7 zeigt einen Vergleich für das Modell mit $b/h = 5$.

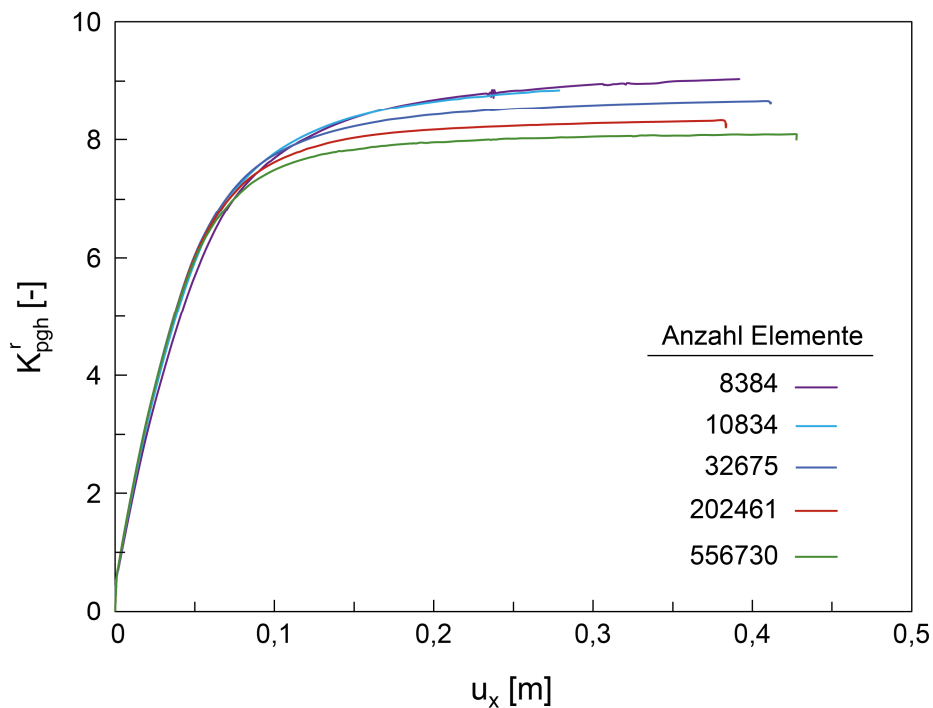


Bild 5.7: Einfluss der Netzfeinheit auf die Berechnung von K_{pgh}^r am Beispiel von $b/h = 5$

Je feiner das Netz wird, desto kleiner wird erwartungsgemäß auch der räumliche Erddruckbeiwert K_{pgh}^r , da sich das System weicher verhält. Zwischen einer

Netzfeinheit mit der Einstellung ‚sehr grob‘ (8384 Elemente) und ‚medium‘ (10834 Elemente) ist hingegen kaum ein Unterschied festzustellen. Die Abweichung zwischen einem extrem feinen und einem sehr groben Netz beträgt ca. 12%.

Für die nachfolgenden Berechnungen zum räumlichen Erdwiderstand wurde immer eine möglichst feine Diskretisierung gewählt, indem in Plaxis das Netz mit der Einstellung ‚sehr fein‘ inklusive einer zusätzlichen dreifachen Verfeinerung erstellt wurde.

5.3.2 Einfluss des Stoffmodells

Bild 5.8 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Geometrieverhältnisse mit den Stoffmodellen Hardening-Soil und Mohr-Coulomb. Für die maximale System-Horizontalkraft F_x , bezogen auf die Breite der Wand, ergeben sich mit beiden Stoffmodellen nahezu identische Werte. Lediglich zu Beginn der Kurven, beim Übergang vom elastischen Verhalten in plastisches Verhalten sind Unterschiede erkennbar.

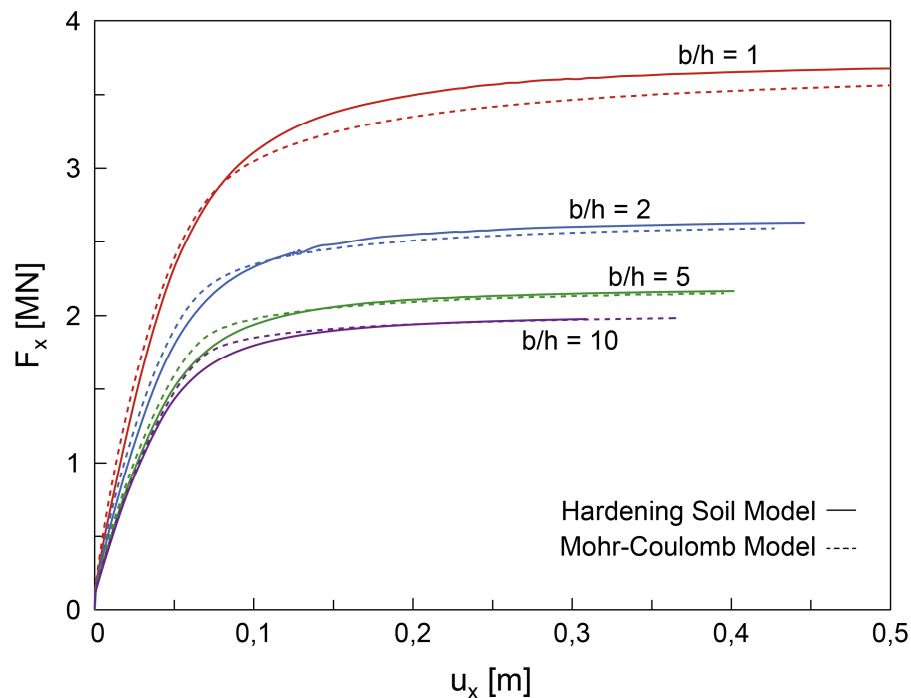


Bild 5.8: Einfluss des Stoffmodells auf die Berechnung

5.3.3 Vergleich der Ergebnisse

Um den räumlichen Erdwiderstand abzubilden wurde die Wandbreite variiert. Bild 5.9 zeigt die Ergebnisse für verschiedene Verhältnisse b/h . Man erkennt deutlich, dass mit zunehmendem Verhältnis b/h die auf die Wandbreite bezogene Bruchlast F_x sinkt und sich dem ebenen Zustand annähert.

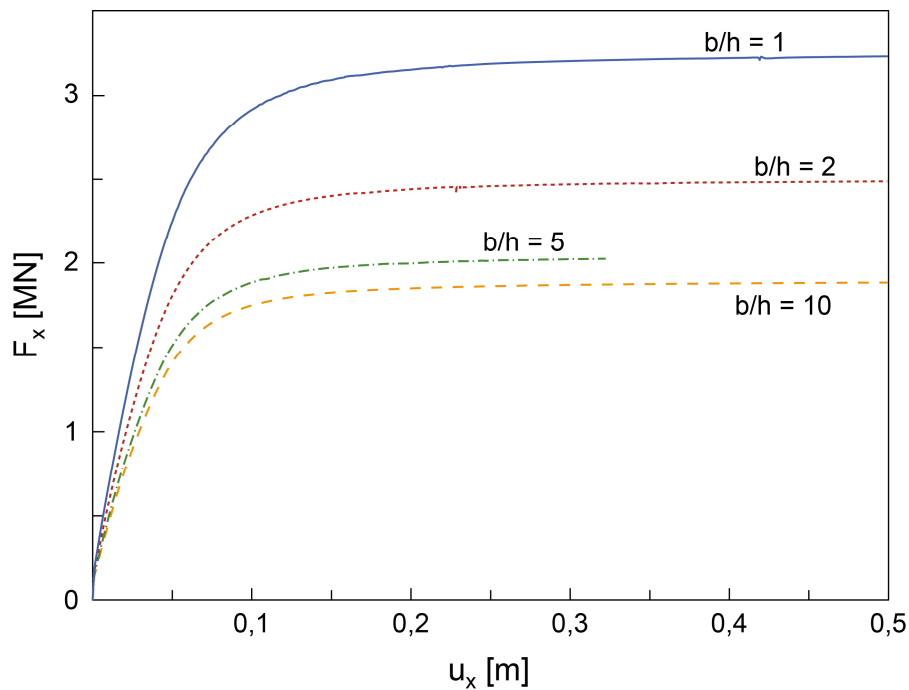


Bild 5.9: Auf die Wandbreite bezogene Bruchlast F_x für das 3D-Modell in Abhängigkeit von b/h

Bild 5.10 zeigt den nach Gl. (5.2) umgerechneten Formbeiwert μ_{pgh} . Zum Vergleich sind sowohl die Werte nach DIN 4085 als auch die Werte nach Schmüdderich et al. (2019) dargestellt, wobei bei Letzteren sowohl obere als auch untere Grenzwerte angegeben sind. Die in der vorliegenden Arbeit gezeigten Ergebnisse liegen über den Vergleichswerten.

Bild 5.11 zeigt die Verformungsfigur an der Geländeoberfläche bei verschiedenen Verhältnissen Breite zu Höhe b/h . Die grundlegende Figur ist bei allen Verhältnissen ähnlich, doch je breiter die Wand, desto gleichmäßiger wird der Verlauf der Verformungen über die Wandbreite. Bei schmalen Wänden stellt sich ein eher abgerundeter Verlauf ein im Gegensatz zu dem Verlauf bei $b/h = 10$.

Der Unterschied zwischen $b/h = 1$ und $b/h = 2$ ist verhältnismäßig gering, während bei $b/h = 10$ fast ein dem ebenen Zustand ähnelnder Verlauf entsteht.

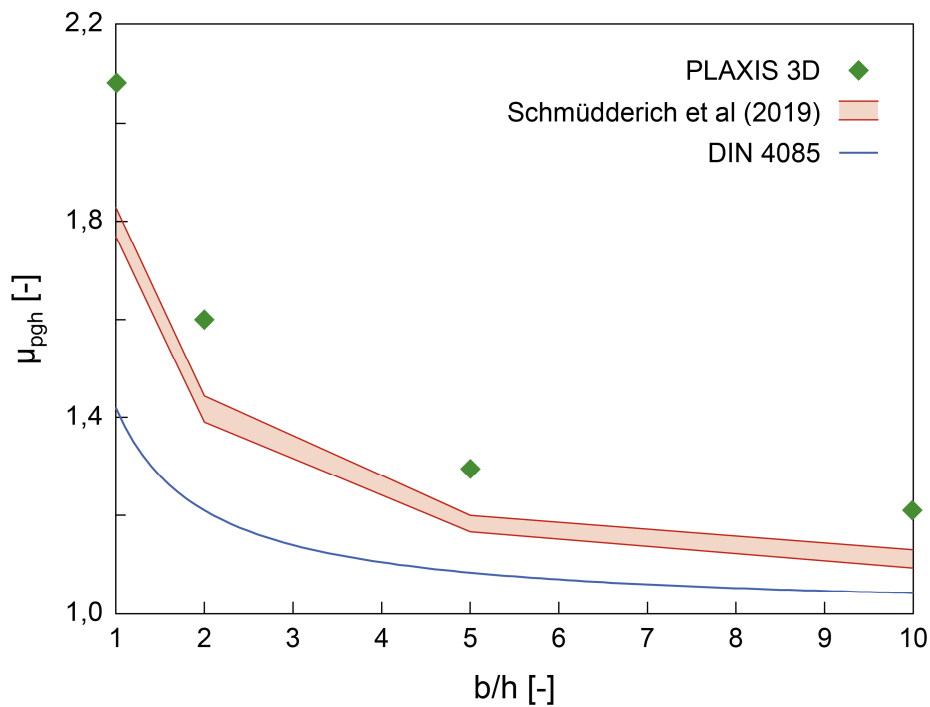


Bild 5.10: Formbeiwert μ_{pgh} in Abhängigkeit von b/h Tabelle 5.2 zeigt die rückgerechneten Werte für K_{pgh}^r für die betrachteten Längenverhältnisse b/h sowie den Formbeiwert μ_{pgh} . Vergleicht man die Formbeiwerte mit verschiedenen Lösungen aus der Literatur sowie dem Vorschlag aus DIN 4085:2017 (siehe Bild 5.10), liegen die hier gezeigten numerischen Ergebnisse über den Vergleichswerten.

Tabelle 5.2: Erdwiderstandsbeiwert K_{pgh}^r für verschiedene Verhältnisse b/h bei einem Wandreibungswinkel $\delta = \varphi/2$

b/h	K_{pgh}^r	μ_{pgh}
10	7,57	1,21
5	8,09	1,29
2	9,85	1,58
1	13,01	2,08

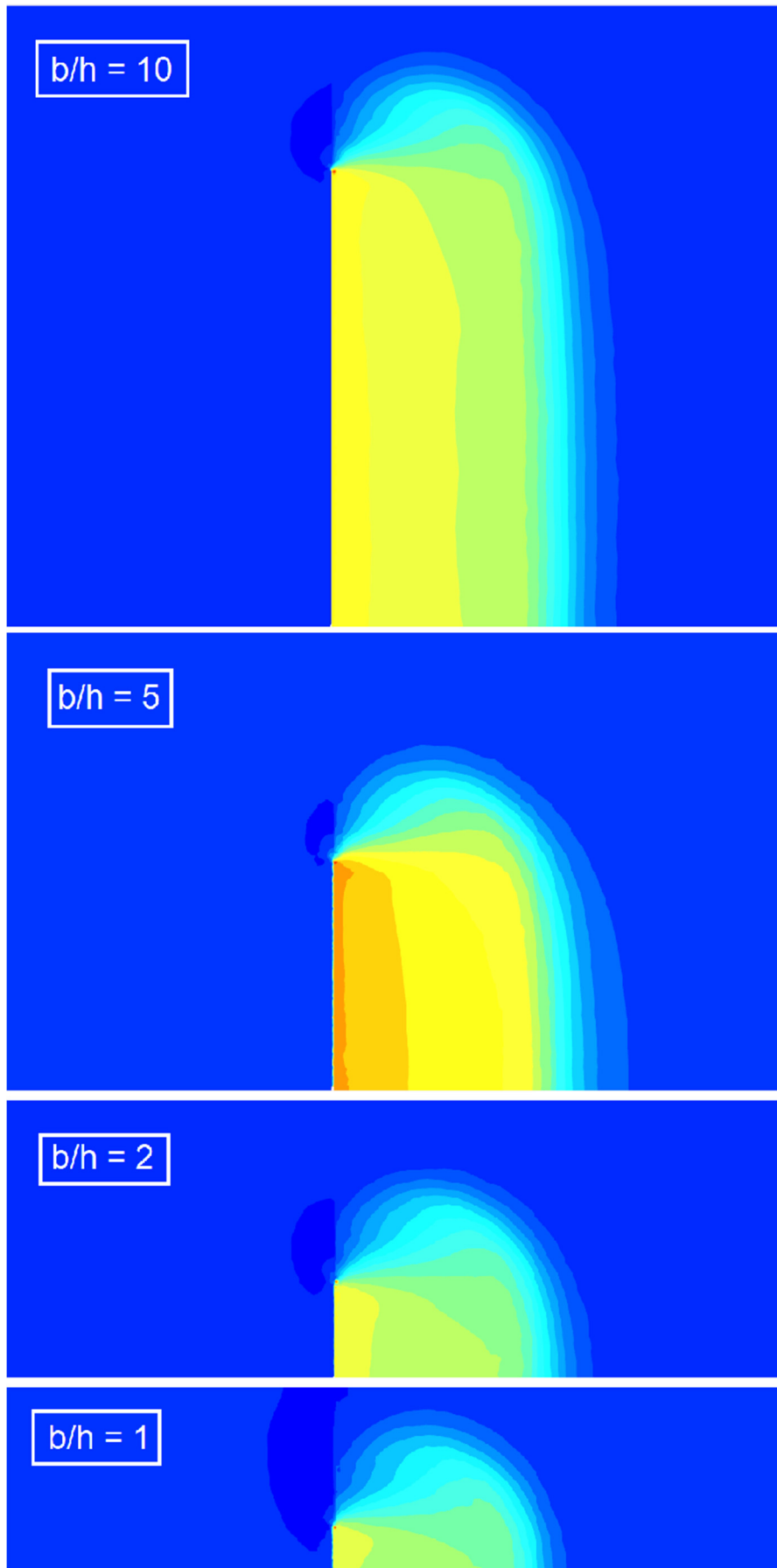


Bild 5.11: Verformungsfigur an der Geländeoberfläche in Abhängigkeit zu b/h

5.4 Erdwiderstand bei Brückenwiderlagern

5.4.1 Einfluss der Netzfeinheit

Auch bei den Berechnungen für ein Brückenwiderlager mit Flügelwänden ist eine Abhängigkeit zur Netzfeinheit zu erkennen, wie aus Bild 5.12 deutlich wird. Das Diagramm zeigt den Einfluss der Netzfeinheit beispielhaft für einen Öffnungswinkel von 60° , die Tendenz zeigte sich jedoch bei allen Berechnungen. Bei einem Öffnungswinkel von 60° war die Abweichung mit fast 25 % am größten, während bei einem Öffnungswinkel von 30° die Abweichung zwischen ‚sehr fein‘ und ‚medium‘ nur 13 % beträgt. Es wurde für alle weiteren Berechnungen die Auflösung ‚sehr fein‘ gewählt.

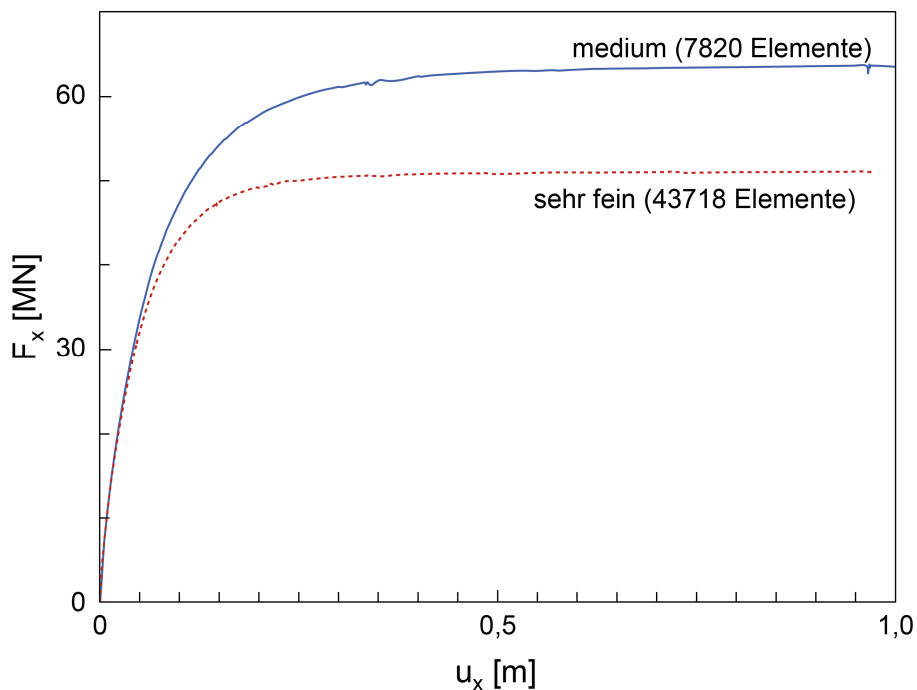


Bild 5.12: Einfluss der Netzfeinheit auf die Berechnung am Beispiel des Systems mit einem Öffnungswinkel von 60°

5.4.2 Einfluss der Wandsteifigkeit der Flügelwände

Zunächst wurde nur die vordere Platte des Systems belastet. Dabei wurde jedoch eine sehr starke Abhängigkeit von der aufgetragenen Maximalverschiebung

beobachtet und die erzielten Maximalwerte für die Kraft F_x wichen teils stark voneinander ab. Betrachtet man sich die einzelnen Teilwände, siehe Bild 5.13, verformen sich diese nicht gleichmäßig, d. h. die Wand ist nicht als vollkommen starr anzusehen. Dargestellt sind sowohl der farbig gekennzeichnete Verlauf in der gesamten Flügelwand als auch ein Schnitt bei ca. -1,5 m Tiefe zur besseren Veranschaulichung. Aus diesem Grund wurde anschließend zum Vergleich das gesamte Wandsystem mit einer einheitlichen Verformung beansprucht, was eine vollkommen starre Wand darstellt. So sollte der Einfluss der Wandnachgiebigkeit ausgeschlossen werden. Den Vergleich zeigt Bild 5.14 anhand der Last-Verformungskurven für verschiedene Öffnungswinkel. Die Ergebnisse bei einem Öffnungswinkel von 0° wurden durch den Vergleich mit einer Berechnung bei 1° verifiziert. Die Kurvenverläufe sind nahezu identisch.

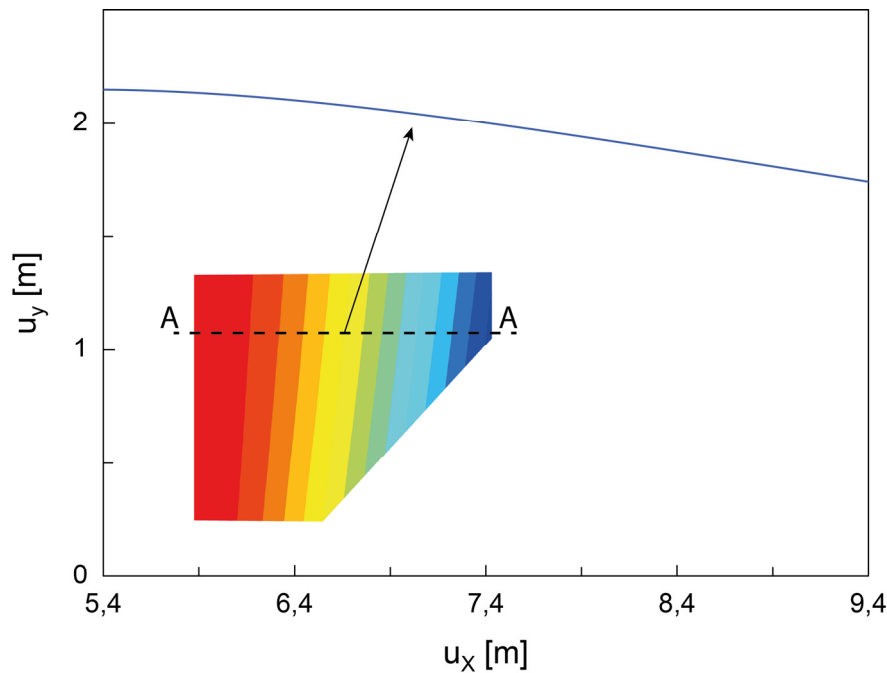


Bild 5.13: Horizontaler Schnitt in einer Tiefe von ca. 1,5 m durch einen beispielhaften Verformungsverlauf der nachgiebigen seitlichen Flügelwand bei Belastung nur auf der Vorderwand.

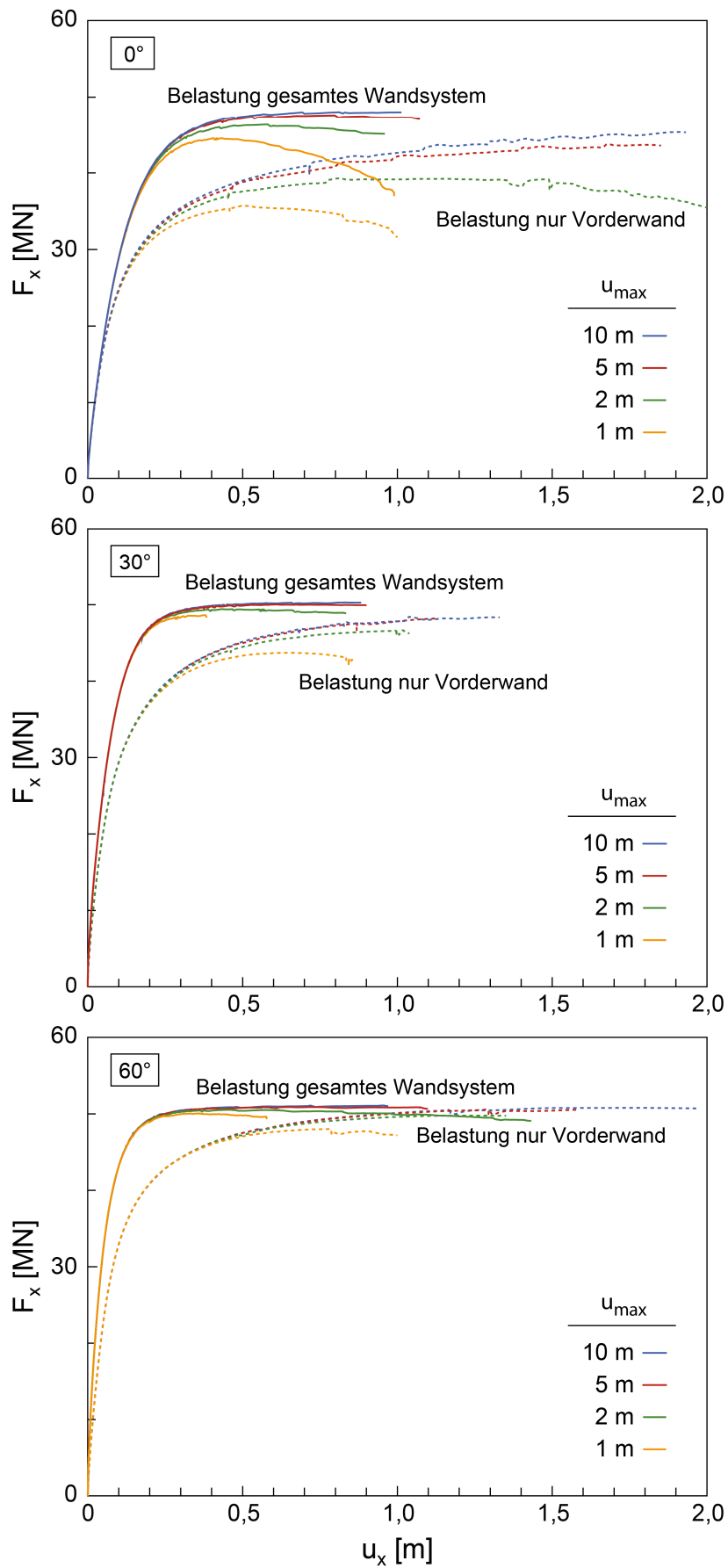


Bild 5.14: Vergleich der Kraft F_x bei weichen und starren Flügelwänden

Je größer der Öffnungswinkel der Flügelwände wird, desto stabiler wird auch die Berechnung. Für den größten der untersuchten Öffnungswinkel 60° gibt es kaum noch Unterschiede zwischen den Berechnungen mit verschiedenen Maximalverformungen. Auch der Unterschied zwischen einer Belastung auf der Vorderwand und einer Belastung der gesamten Wandfläche inklusive der Flügelwände ist vergleichsweise gering, sodass bereits bei ca. 1 m Verformung bei beiden Methoden die Maximallast erreicht wird. Der Hauptunterschied liegt dann nur in der deutlich erhöhten Anfangssteifigkeit bei einer Belastung des gesamten Wandsystems.

5.4.3 Verformungsfigur und Bewertung der Ergebnisse

Bild 5.15 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Öffnungswinkel. Erwartungsgemäß ist die Gesamtkraft F_x im System bei einem Öffnungswinkel von 0° , also bei senkrecht stehenden Flügelwänden, am geringsten. Je größer der Öffnungswinkel, desto mehr nähert sich das Wandsystem einem ebenen Zustand an.

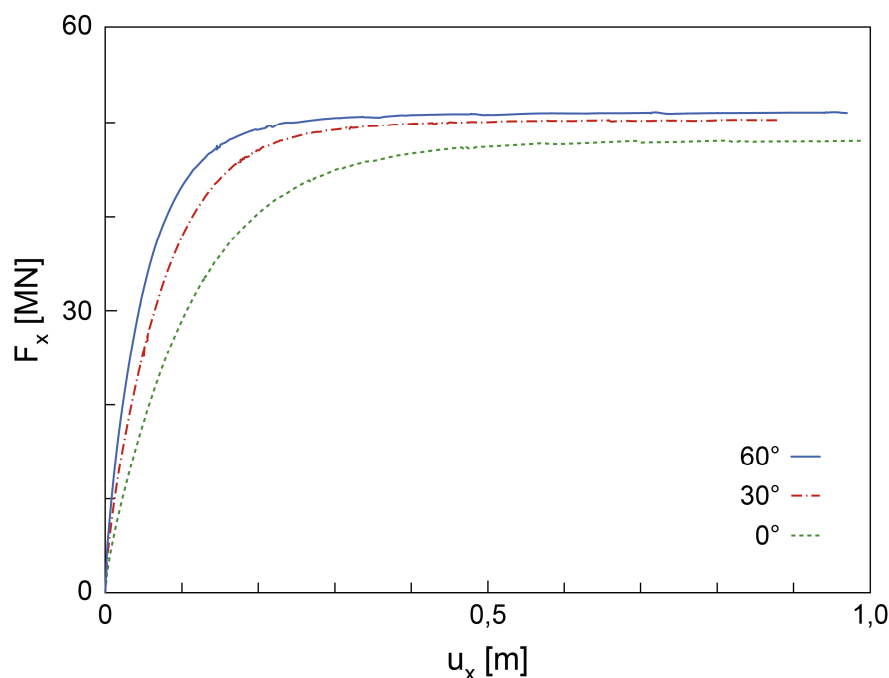


Bild 5.15: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven für verschiedene Öffnungswinkel der Flügelwände

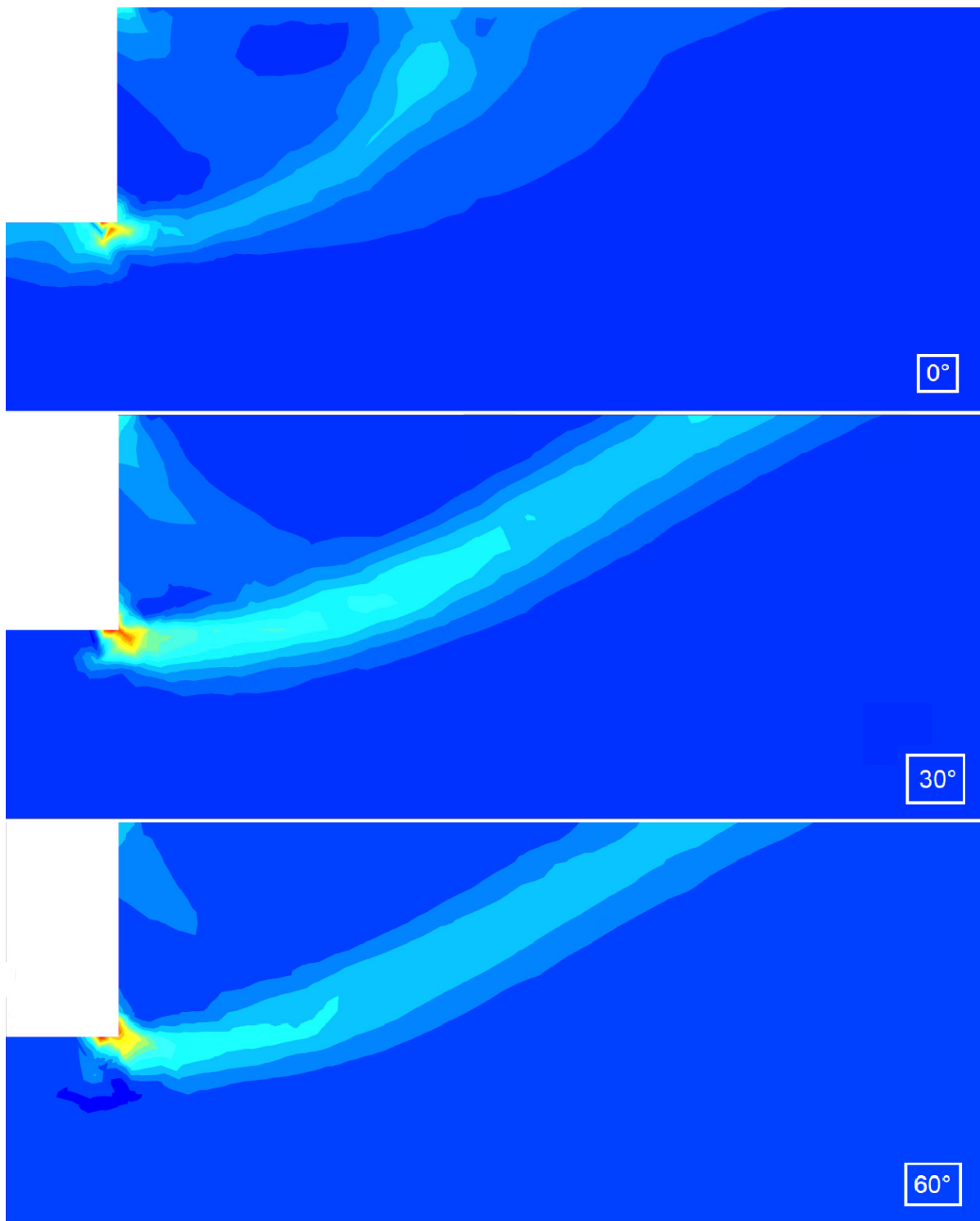


Bild 5.16: Scherdehnung bei verschiedenen Öffnungswinkeln der Flügelwände

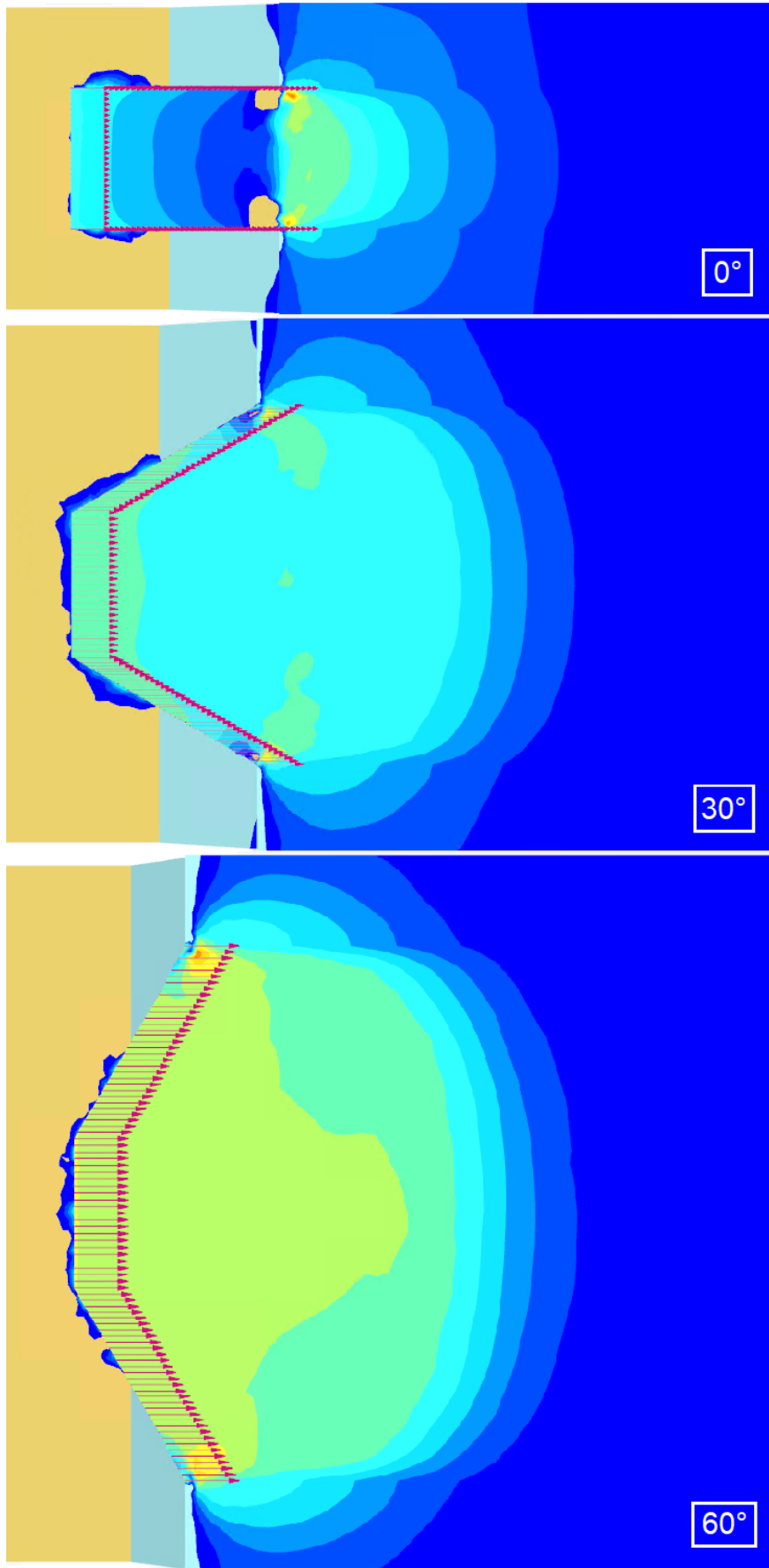


Bild 5.17: Verformung bei verschiedenen Öffnungswinkeln der Flügelwände

Bild 5.16 zeigt die Scherdehnung als Schnitt durch die Mittelachse des Systems und Bild 5.17 zeigt die Verformungsfigur als Draufsicht bei verschiedenen Öffnungswinkeln der Flügelwände. Um die Verformung hinter der Wand deutlicher hervorzuheben, wurde die Verformung der seitlichen Böschung ausgeblendet. Der Knick in der Verformungsfigur wird durch die Änderung der Kohäsion in den seitlichen Bodenstreifen verursacht. Dies wird hier vernachlässigt, da es mehr um die grundsätzliche Abbildung der Flügelwände in numerischen Modellen ging. Anhand der Scherdehnungen ist die Bruchfigur beim Erdwiderstand sehr gut zu erkennen. Bei einem Öffnungswinkel von 30° und 60° zeigt sich der typische gekrümmte Verlauf.

5.5 Fazit

Wird der passive Erddruck im 2D-Modell simuliert, zeigt sich ein idealer ebener Zustand und die Werte aus DIN 4085:2017 können sehr gut reproduziert werden. Im 3D-Modell ergeben sich jedoch Unterschiede, auch wenn lediglich ein schmales Streifenelement modelliert wird. Die 3D-Werte für den Erdwiderstandsbeiwert liegen bei den durchgeführten Berechnungen etwa 11% höher als diejenigen aus dem 2D-Modell.

Vergleicht man räumliche Erddruckprobleme mit dem ebenen Zustand, lässt sich ein Formbeiwert μ_{pgh} definieren. Die Werte aus DIN 4085, die sich aus Versuchen ergaben, oder auch andere Vorschläge aus der Literatur, konnten in den numerischen Berechnungen mit Plaxis 3D jedoch nicht reproduziert werden.

Bei der Modellierung eines Brückenwiderlagers mit Flügelwänden spielt die Wandsteifigkeit der Flügelwände eine große Rolle. Sind sie zu nachgiebig, hat dies einen großen Einfluss auf die maximale Kraft und die Gesamtverformung des Systems.

Sowohl bei der Berechnung des räumlichen Erdwiderstands auf eine einfache Wand als auch bei der Berechnung von Brückenwiderlagern mit Flügelwänden zeigte sich eine deutliche Abhängigkeit zur Diskretisierung des FEM-Netzes. Die Abweichung lagen dabei zwischen 25 % und 12 %, wobei erwartungsgemäß die feinere Auflösung auch zu geringeren Bruchlasten bzw. Erdwiderstandsbeiwerten führte.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Einführung der Eurocodes ging eine Vereinheitlichung der bisherigen länderspezifischen Nachweisverfahren einher. Hierfür wurde das Teilsicherheitskonzept inklusive der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und der Tragfähigkeit (ULS) eingeführt. Neben den in der Praxis allgemein angewandten analytischen Verfahren gewinnt auch die Finite-Elemente-Methode (FEM) immer mehr an Bedeutung für geotechnische Berechnungen, da sie eine einfache, realitätsnahe Abbildung aufwendiger Systemgeometrien oder geschichteten Böden ermöglicht. In der vorliegenden Arbeit wurden daher verschiedene geotechnische Problemstellungen betrachtet und ihre Umsetzung mit Hilfe von numerischen Berechnungen untersucht. Der Themenschwerpunkt lag auf Berechnungen zum Grundbruchverhalten von Fundamenten verschiedener Geometrie, der Umsetzung der Regelungen der neuen DIN EN 1997, v. a. im Hinblick auf im Boden eingebundene Wände, sowie der Ermittlung des Erdwiderstands bei einfachen Wänden sowie Brückenwiderlagern.

• Grundbruch

Analog zu dem Vorgehen bei der analytischen Ermittlung des Grundbruchwiderstands wurden die einzelnen Lastanteile Kohäsion, Fundamentbreite sowie Einbindetiefe getrennt betrachtet. Für die Parameter Kohäsion und Einbindetiefe zeigten die durchgeführten Berechnungen eine sehr gute Übereinstimmung mit den exakten Lösungen nach Reissner (1924) und Prandtl (1920). Auch für den Anteil der Fundamentbreite konnten die mittlerweile als exakt geltenden Lösungen aus dem Verfahren der Charakteristiken in Abhängigkeit der Reibungsbedingungen in der Sohlfläche gut mit Plaxis 2D nachgebildet werden.

Um den Einfluss der Fundamentform darzustellen, wurden weitere Berechnungen mit Plaxis 3D durchgeführt. Hierbei kam es jedoch zu Abweichungen zu den Werten, die z. B. nach DIN 4017 angewendet werden sollen. Diese fallen mit abnehmendem Seitenverhältnis l/b deutlich kleiner aus als die numerischen Ergebnisse. Für Streifenfundamente, also sehr große Verhältnisse l/b , konvergieren die numerischen Ergebnisse jedoch ebenfalls gegen 1, was zusätzlich als Plausibilitätskontrolle dient.

Es wurde auch der Einfluss der Lastexzentrizität sowie der Superposition der einzelnen Komponenten der Fundamenttragfähigkeit untersucht. Für die Lastexzentrizität wird i. d. R. der Vorschlag von De Beer (1964) bzw. Meyerhof (1953) verwendet, die von einer mittig belasteten, reduzierten Ersatzsohlfläche mit einer gleichmäßigen Sohlspannungsfigur ausgehen. Dieser Vorschlag konnte mit den numerischen Berechnungen in Plaxis 2D bestätigt werden.

Für die Superposition der einzelnen Lastanteile konnte gezeigt werden, dass diese immer auf der sicheren Seite liegt, da die gekoppelte Berechnung größere Gesamt widerstände ergab als die Superposition der einzelnen Anteile.

Bei der analytischen Herleitung der Grundbruchgleichung sowie ihrer einzelnen Lastanteile wurde von einer assoziierten Fließregel ausgegangen, d. h., dass Reibungswinkel und Dilatanzwinkel des Bodens gleich groß sind. Dies ist jedoch in der Realität oftmals nicht der Fall, weshalb dieser Aspekt in der vorliegenden Arbeit nochmals gesondert untersucht wurde. Dabei zeigte sich mit abnehmendem Dilatanzwinkel eine zunehmende numerische Instabilität und deutlich reduzierten Tragfähigkeiten im Vergleich zur assoziierten Fließregel.

Bei seismischer Beanspruchung wird i. d. R. die Grundbruchgleichung aus EN 1998-5 angewendet, die jedoch im Vergleich zu der einfachen Formel für statisches Grundbruchversagen unnötig kompliziert erscheint. Aus diesem Grund wurde die statische Grundgleichung um Bodenträgheitsbeiwerte ergänzt. Diese bilden das Verhalten und die Trägheitskräfte im Boden in Abhängigkeit vom seismischen Koeffizienten ab. Der seismische Koeffizient in vertikaler Richtung wurde vernachlässigt. Anhand von 3D-Grenzflächen sowie 2D-Interaktionskurven, die die Bruchlast in Abhängigkeit von Vertikal- und Horizontalkräften sowie Momenten abbilden, konnte eine gute Übereinstimmung der beiden Gleichungsarten gezeigt werden. Die Erweiterung der statischen Grundbruchformel hat zusätzlich den Vorteil, dass auch Kombinationen aus Reibungswinkel und Kohäsion abgebildet werden können, während die Formel aus EN 1998-5 auf entweder rein kohäsiven oder kohäsionslosen Böden eingeschränkt ist.

Bei geschichtetem Boden kann es, v. a. bei einer steiferen nichtbindigen Bodenschicht, die über einer weichen Schicht liegt, zu einem Durchstanzversagen des Bodens kommen. Dabei bildet sich unterhalb des Fundaments ein Block mit nur sehr geringer Lastausbreitung und das eigentliche

Grundbruchversagen findet dann erst in der darunter liegenden Schicht statt. In Anlehnung an bereits veröffentlichte Studien wurden hierzu verschiedene Systemkonfigurationen mit variierender Schichtdicke und Bodenkennwerten betrachtet. Dabei konnten die Ergebnisse aus der Literatur sehr gut reproduziert werden.

- **Dimensionierung von Baugrubenwänden**

Im Zuge der Erarbeitung der neuesten Generation des EN 1997 wurden neue Ansätze und Regelungen für die Anwendung numerischer Verfahren eingeführt. Dies wurde in der vorliegenden Arbeit für verankerte Baugrubenwände im Detail betrachtet. Für die Anwendung von numerischen Programmen gelten die beiden Nachweisverfahren Material Factor Approach und Effect Factor Approach. Letzterer ersetzt dabei den Resistance Factor Approach, der bisher bei den gängigen (analytischen) Nachweisen Anwendung findet. Der Material Factor Approach ist als ‚Input factoring‘ zu verstehen, d. h. dass die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Programm-Eingangsparameter, wie sie die Bodenkennwerte darstellen, angewendet werden. Im Gegensatz dazu stellt der Effect Factor Approach ein ‚Output factoring‘ dar, da die Berechnung zunächst mit charakteristischen Kennwerten durchgeführt wird und anschließend die daraus resultierenden Schnittgrößen und sonstige Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten verrechnet werden.

Verglichen wurden hauptsächlich die Schnittgrößen in der Wand, die sich bei Anwendung der beiden Nachweismethoden ergaben. Bei allen untersuchten Systemen wurden im Wesentlichen die gleichen Beobachtungen gemacht. Generell liefern im Bereich der Steifen und im Bereich der Einbindung im Boden alle drei Nachweismethoden überwiegend gleiche Ergebnisse, während im Bereich des Feldmoments Unterschiede erkennbar sind.

Für den Material Factor Approach gibt es zwei Möglichkeiten zur Abminderung der Scherparameter des Bodens. Bei der ersten Variante findet die Abminderung nur in den maßgebenden Bauphasen statt, die nachgewiesen werden müssen. Dies kann entweder mit einer programminternen φ - c -Reduktion ablaufen oder durch eine manuelle Eingabe abgeminderter Eingangswerte. Die Alternative ist, die Eingangswerte für Reibungswinkel und Kohäsion schon in der ersten Phase der Berechnung abzumindern und dann die gesamte Simulation mit diesen abgeminderten Scherparametern durchzuführen. Vergleicht man diese beiden Varianten (MFA-1 als Abminderung nur in den maßgebenden Bauphasen mit der

programminternen φ - c -Reduktion und MFA-2 als Abminderung ab Beginn der Berechnung) fällt auf, dass MFA-1 teilweise geringere Bemessungsschnittgrößen ergibt als MFA-2. Dies könnte an der unterschiedlichen Grundvoraussetzung bei der Berechnung liegen. Bei MFA-2 wird der Boden von Beginn an geschwächt und jede Berechnungsphase mit den gleichen Materialkennwerten durchgeführt, ähnlich wie bei EFA/RFA. Bei MFA-1 hingegen wird ausgehend von charakteristischen Kennwerten eine Verschlechterung des Bodens aufgebracht.

Eine Besonderheit stellen die hier untersuchten Systeme 5 und 6 dar, da sie den Einfluss des Grundwassers zeigen. Bei einer Berechnung nach MFA wird im Unterschied zum Verfahren EFA/RFA keine Sicherheit auf Wasserdrücke angesetzt. Dadurch sind größere Unterschiede zwischen den einzelnen Nachweisverfahren zu erwarten. Während diese für die Bemessungssituation BS-T noch relativ gering ausfallen, sind sie bei der Bemessungssituation BS-P deutlicher und EFA/RFA liefert dann die größeren Bemessungsschnittgrößen, sowohl für Querkräfte als auch für die Momente.

Betrachtet man die Einspannwirkung in den FEM-Modellen im Vergleich zur analytischen Berechnung zeigen sich speziell bei einer einfach gestützten im Boden eingespannten Wand Vorteile des analytischen Modells im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung der Wand. Bei den eingespannten Systemen wird durch den Ansatz des MFA die Einspannwirkung verringert im Vergleich zu den realen Verhältnissen, wie sie durch EFA abgebildet werden. Dadurch verringert sich folglich auch das Einspannmoment und gleichzeitig kann das Feldmoment überschätzt werden, was bei Entwürfen nahe des Grenzzustand gegebenenfalls zu unwirtschaftlichen Systemen führt.

Die im Rahmen der hier gezeigten Berechnungen gewonnenen Erkenntnisse gelten für Spund- und Schlitzwände in Sanden mit einer verhältnismäßig hohen Festigkeit. Für weichere Böden oder Systeme, die sich näher am Grenzzustand befinden, sind gesonderte Untersuchungen erforderlich, die jedoch nicht im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden. Aufgrund der gezeigten Ergebnisse ist es nicht möglich, einen der Ansätze als besser zu beurteilen. Schwierigkeiten durch die fehlende Sicherheit auf Wasser o. ä. müssen jedoch bei der Anwendung berücksichtigt werden. Die Anwendung der verschiedenen Nachweismethoden bietet weitere Möglichkeiten zur genaueren Untersuchung

und eine Ausweitung der Berechnungen auf Tonböden mit und ohne Wassereinfluss sollte in Zukunft angestrebt werden.

- **Passiver Erddruck**

Bei fast allen geotechnischen Problemstellungen spielen der aktive und passive Erddruck eine maßgebende Rolle. Der aktive Fall kann dabei sehr gut durch analytische Gleichungen abgebildet werden, für den passiven Fall gibt es jedoch eine Vielzahl an Berechnungsmodellen. Die Umsetzung in numerischen Modellen ist v. a. für den Fall des räumlichen Erdwiderstands teilweise noch mit Problemen behaftet.

Wird der passive Erddruck im 2D-Modell simuliert, also in einem ebenen Versagenszustand, wie er auch bei den analytischen Erddruckbeiwerten angesetzt wird, können die Werte aus DIN 4085:2017 sehr gut reproduziert werden. Die Abbildung des ebenen Zustands in einem 3D-Modell ist stark abhängig vom gewählten System, wobei ein kleiner Modellstreifen, dem 2D-Modell am nächsten kommt. Dennoch liegen die rückgerechneten Erddruckbeiwerte höher als diejenigen aus dem 2D-Modell.

Vergleicht man das räumliche Erddruckproblem bei einer in der Breite begrenzten Wand mit dem ebenen Zustand, lässt sich ein Formbeiwert μ_{pgh} definieren. Dieser war bereits Gegenstand verschiedener Studien, wobei jedoch die Werte aus DIN 4085 nicht immer reproduziert werden konnten. Auch in der vorliegenden Arbeit war dies der Fall und die numerischen Ergebnisse aus Plaxis 2D ergaben höhere Werte im Vergleich. Die numerische Abbildung des Formbeiwertes für räumlichen Erdwiderstands bietet Raum für weitere Forschung.

Bei Brückenwiderlagern, die dynamischen Belastungen ausgesetzt sind, ist die Berechnung des Erdwiderstands ebenfalls von großer Bedeutung, auch für den statischen Fall. Eine numerische Umsetzung solcher Brückenwiderlager, insbesondere mit der Modellierung von Flügelwänden, war bislang jedoch nur selten Gegenstand von Studien. In der vorliegenden Arbeit wurde das räumliche Verhalten bei solchen Brückenwiderlagern ausführlich untersucht und verschiedenen Systemgeometrien betrachtet. Die Berechnungen zeigten, dass bei der Modellierung die Wandsteifigkeit der Flügelwände eine besondere Rolle spielt und nicht vernachlässigt werden darf.

Außerdem ist die Systemantwort, von Modellen wie sie hier betrachtet wurden, deutlich abhängig von der Diskretisierung des FEM-Netzes. Dies konnte sowohl bei der Berechnung des räumlichen Erdwiderstands auf eine einfache Wand als auch bei der Berechnung von Brückenwiderlagern mit Flügelwänden festgestellt werden. Untersucht wurden deshalb verschiedene Feinheitsgrade für die Auflösung, wobei sich eine Abweichung zwischen 25% und 12% ergab.

Im Hinblick auf die Zukunft sind v. a. die numerische Umsetzung von räumlichen Erdwiderstandsproblemen von großem Interesse und Bedeutung. Auch die dynamische Belastung und deren numerische Modellierung von Brückenwiderlagern sollte weiter untersucht werden.

Literaturverzeichnis

- Absi, É. (1984): *La Théorie de la Plasticité et l'Equilibre limite en Mécanique des Sols*, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, no. 421.
- Antão, A. N.; Santana, T. G.; Da Vicente Silva, M.; da Costa Guerra, N. M. (2011): Passive earth-pressure coefficients by upper-bound numerical limit analysis, *Canadian Geotechnical Journal* 48 (5), 767–780.
- Bauduin, C.; Bakker, K. J.; Frank, R. (2005): Use of Finite Element Methods in geotechnical ultimate limit state design, *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka.
- Benmebarek, S.; Khelifa, T.; Benmebarek, N.; Kastner, R. (2008): Numerical evaluation of 3D passive earth pressure coefficients for retaining wall subjected to translation, *Computers and Geotechnics* 35 (1), 47–60.
- Blum, H. (1932): Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung, *Die Bautechnik* 10 (5), 50–58.
- Bolton, M. D. (1986): The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique* 36 (1), 65–78.
- Brinch Hansen, J. (1953): *Earth Pressure Calculation*, Danish Technical Press, Kopenhagen.
- Brinch Hansen, J. (1966): *Resistance of a rectangular anchor slab*, Bull. No. 21, Danish Geotechnical Institute.
- Brinch Hansen, J. (1970): *A revised and extended formula for bearing capacity*, Bull. No. 28, Danish Geotechnical Institute.
- Brinkgreve, R. B. J.; Post, M. (2015): Geotechnical ultimate limit state design using finite elements, *Geotechnical Safety and Risk V*: IOS Press, Amsterdam, 464–469.
- Budhu, M. (2011): *Soil Mechanics and Foundations*, Wiley, New York.
- Burd, H. J.; Frydman, S. (1997): Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils, *Canadian Geotechnical Journal* 34 (2), 241–253.
- Cascone, E.; Casablanca, O. (2016): Static and seismic bearing capacity of shallow strip footings, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 84, 204–223.

- Chakraborty, T.; Salgado, R. (2010): Dilatancy and shear strength of sand at low confining pressures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136 (3), 527–532.
- Choudhury, D.; Subba Rao, K. S. (2005): Seismic bearing capacity of shallow strip footings, *Geotechnical and Geological Engineering* 23 (4), 403–418.
- Clayton, C. R. I.; Woods, R. I.; Bond, A.; Milititsky, J. (2013): *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Taylor & Francis, London.
- Coulomb, C. A. (1773): Essai sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture, *Mémoires de mathématique et de physique* 7, 343–382.
- Davis, E. H. (1968): Theories of plasticity and the failure of soil masses, *Soil Mechanics: Selected Topics*: Elsevier, New York, 341–354.
- Davis, E. H.; Booker, J. R. (1971): The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory, *Proceedings of the 1st Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Melbourne, 276–282.
- De Beer, E. E. (1964): Grundbruchberechnungen schräg und ausmittig belasteter Flachgründungen, *Bodenmechanik II*: VDI-Verlag, Düsseldorf, 41–132.
- De Beer, E. E. (1970): Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand, *Géotechnique* 20 (4), 387–411.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik", Ernst & Sohn, Berlin.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) (2020): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn, Berlin.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) (2021): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Ernst & Sohn, Berlin.
- Dormieux, L.; Pecker, A. (1995): Seismic bearing capacity of foundation on cohesionless soil, *Journal of Geotechnical Engineering* 121 (3), 300–303.
- Drescher, A.; Detournay, E. (1993): Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials, *Géotechnique* 43 (3), 443–456.

- Duncan, J. M.; Mokwa, R. L. (2001): Passive earth pressures: Theories and tests, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 (3), 248–257.
- Fishman, K. L.; Richards, R.; Yao, D. (2003): Inclination factors for seismic bearing capacity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (9), 861–865.
- Georgiadis, K. (2018): Lateral soil resistance on soldier piles or king posts in clay, *Géotechnique* 68 (12), 1071–1084.
- Goldscheider, M.; Gudehus, G. (1974): *Verbesserte Standsicherheitsnachweise, Vorträge der Baugrundtagung*, DGEG, Essen.
- Gottardi, G.; Butterfield, R. (1994): A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Géotechnique* 44 (1), 181–184.
- Gudehus, G. (1980): Erddruckermittlung, *Grundbau-Taschenbuch*: Ernst & Sohn, Berlin, 289–414.
- Hanna, A. M.; Meyerhof, G. G. (1980): Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay, *Canadian Geotechnical Journal* 17, 300–303.
- Hegert, H. (2016): *Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen in nichtbindigen Böden*, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Technischen Universität Dortmund, Heft 32.
- Heibaum, M.; Herten, M. (2007): Finite-Elemente-Methode für geotechnische Nachweise nach neuer Normung?, *Bautechnik* 84 (9), 627–635.
- Heibaum, M.; Herten, M. (2010): Verifications in accordance with EC7 / DIN 1054 using numerical methods., *Proceedings of the 14th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering*, Bratislava.
- Hettler, A. (2017): Erddruck, *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*: Ernst & Sohn, Berlin, 341–447.
- Hettler, A.; Abdel-Rahman, K. (2000): Numerische Simulation des Erddruckproblems in Sand auf der Grundlage der Hypoplastizität, *Bautechnik* 77 (1), 15–29.

- Hettler, A.; Ortiz, S. V.; Mumme, B. (2006): Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Elemente-Methode, *Bautechnik* 83 (1), 35–45.
- Hettler, A.; Triantafyllidis, T.; Weißenbach, A. (2018): *Baugruben*, Ernst & Sohn, Berlin.
- Hjjaj, M.; Lyamin, A. V.; Sloan, S. W. (2005): Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ , *International Journal of Solids and Structures* 42 (5-6), 1681–1704.
- Horn, A. (1970): Sohlreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden, *Schriftenreihe Straßenbau und Straßenverkehrstechnik* (110).
- Houlsby, G. T. (1991): How the dilatancy of soils affects their behaviour, *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florenz, Rotterdam, 1189–1202.
- Janbu, N. (1957): Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London.
- Kalos, A. (2022): Numerical investigation of the bearing capacity of strip and rectangular shallow footings on cohesive frictional soils under eccentric loads, *Geotechnical and Geological Engineering* 40 (4), 1951–1972.
- Katsigiannis, G. (2017): *Modern Geotechnical Codes of Practice and New Design Challenges Using Numerical Methods for Supported Excavations*, Dissertation, University College London.
- Katsigiannis, G.; Schweiger, H. F.; Ferreira, P.; Fuentes, R. (2015): Design of deep supported excavations: Comparison between numerical and empirical methods, *Geotechnical Safety and Risk V*: IOS Press, Amsterdam, 482–488.
- Kenny, M. J.; Andrawes, K. Z. (1997): The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay, *Géotechnique* 47 (2), 339–345.
- Kerisel, J.; Absi, É. (1990): *Active and passive earth pressure tables*, 3. ed., Engl. ed., Balkema, Rotterdam.
- Knudsen, B. S.; Mortensen, N. (2013): Bearing Capacity, Comparison of Results from FEM and DS/EN1997-1 DK NA 2013, *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic*, Reykjavik, 577–586.

- Krabbenhoft, S.; Damkilde, L.; Krabbenhoft, K. (2012): Lower-bound calculations of the bearing capacity of eccentrically loaded footings in cohesionless soil, *Canadian Geotechnical Journal* 49 (3), 298–310.
- Kumar, J.; Subba Rao, K. S. (1997): Passive pressure coefficients, critical failure surface and its kinematic admissibility, *Géotechnique* 47 (1), 185–192.
- Lackner, E. (1950): *Berechnung mehrfach gestützter Spundwände*, 3. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin, H. 15.
- Lancellotta, R. (2002): Analytical solution of passive earth pressure, *Géotechnique* 52 (8), 617–619.
- Lee, K. K.; Cassidy, M. J.; Randolph, M. F. (2013): Bearing capacity on sand overlying clay soils: experimental and finite-element investigation of potential punch-through failure, *Géotechnique* 63 (15), 1271–1284.
- Lees, A. (2016): *Geotechnical Finite Element Analysis - A Practical Guide*, ICE Publishing, London.
- Lees, A. (2017): Use of geotechnical numerical methods with Eurocode 7, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering and Computational Mechanics* 170 (4), 146–153.
- Lesny, K. (2002): Zum Nachweis der Standsicherheit von Fundamenten auf Basis eines konsistenten Versagensmodells, *Bautechnik* 79 (2), 78–83.
- Loukidis, D.; Chakraborty, T.; Salgado, R. (2008): Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads, *Canadian Geotechnical Journal* 45 (6), 768–787.
- Loukidis, D.; Salgado, R. (2009): Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements, *Computers and Geotechnics* 36 (5), 871–879.
- Lundgren, H.; Mortensen, K. (1953): Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, 409–412.
- Magnan, J.-P.; Droniuc, N.; Canepa, Y. (2003): Les methods de calcul de la portance des fondations superficielles, *International Symposium on Shallow Foundations*, Paris, 79–154.

- Martin, C. M. (2005): Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics, *Proceedings of the 11th International Conference IACMAG*, Turin, 441–450.
- Meyerhof, G. G. (1953): Some recent foundation research and its application to design, *The Structural Engineer* 31 (6), 151–167.
- Meyerhof, G. G. (1963): Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal* 1 (1), 16–26.
- Meyerhof, G. G. (1974): Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal* 11 (2), 223–229.
- Meyerhof, G. G.; Adams, J. I. (1968): The ultimate uplift capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal* 5 (4), 225–244.
- Michalowski, R. L. (1997): An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis, *Soils and Foundations* 37 (4), 57–64.
- Michalowski, R. L. (2001): Upper-bound load estimates on square and rectangular footings, *Géotechnique* 51 (9), 787–798.
- Michalowski, R. L.; Shi, L. (1995): Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils, *Journal of Geotechnical Engineering* 121 (5), 421–428.
- Muhs, H.; Weiß, K. (1969): *Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente im Sand nach Theorie und Versuch*, *Mitteilungen der Degebo*, Heft 59.
- Muhs, H.; Weiß, K. (1973): Inclined load tests on shallow strip footings, *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moskau, 173–179.
- Naujoks, L. (1963): *Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand*, in *Mitteilungen der Degebo*, Heft 32.
- Okamura, M.; Takemura, J.; Kimura, T. (1997): Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay, *Soils and Foundations* 37 (1), 73–88.
- Okamura, M.; Takemura, J.; Kimura, T. (1998): Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soils and Foundations* 38 (1), 181–194.

- Orr, T. (2010): Discussion of White et al. 2008: A comparison of the bearing capacity of flat and conical circular foundations on sand, *Géotechnique* 60 (2), 147–149.
- Ovesen, N. K. (1964): *Anchor slabs, calculation methods, and model tests*, Bull. No. 16, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Pane, V.; Vecchiotti, A.; Cecconi, M. (2016): A numerical study on the seismic bearing capacity of shallow foundations, *Bulletin of Earthquake Engineering* 14 (11), 2931–2958.
- Paolucci, R.; Pecker, A. (1997a): Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils, *Soils and Foundations* 37 (3), 95–105.
- Paolucci, R.; Pecker, A. (1997b): Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils, *Engineering Structures* 19 (8), 637–643.
- Patki, M. A.; Mandal, J. N.; Dewaikar, D. M. (2015): Determination of passive earth pressure coefficients using limit equilibrium approach coupled with the Kötter equation, *Canadian Geotechnical Journal* 52 (9), 1241–1254.
- Pecker, A. (1997): Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations, *Seismic behaviour of ground and geotechnical structures*: Balkema International Publishers, Rotterdam, 261–268.
- Pecker, A.; Salençon, J. (1991): Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations on Clay Soils, *Proceedings of the International Workshop on seismology and Earthquake Engineering*, Mexico, 287–304.
- Perau, E. W. (1995): *Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands von Fundamenten*, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule Essen, Heft 19.
- Perau, E. W.; Zillmann, A. (2015): Variation des Reibungswinkels bei der Bemessung von Baugrubenwänden mit der Finite-Elemente-Methode, *Geotechnik* 38 (4), 289–303.
- PLAXIS Handbuch (2021): Connect Edition V21.01 Material Models Manual.
- Potts, D. M.; Fourie, A. B. (1986): A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 10 (4), 383–405.

- Potts, D. M.; Zdravkovic, L. (2012): Accounting for partial material factors in numerical analysis, *Géotechnique* 62 (12), 1053–1065.
- Poulos, H. G.; Carter, J. P.; Small, J. C. (2001): Foundations and retaining structures - Research and practice, *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, 2527–2606.
- Prandtl, L. (1920): Über die Härte plastischer Körper, *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen (mathematisch-physikalische Klasse aus dem Jahre 1920)*, Berlin, 74–85.
- Pregl, O. (2002): *Bemessung von Stützbauwerken*, Universität für Bodenkultur, Wien, 16.
- Rankine, W. J. M. (1857): On the stability of loose earth, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* 147, 9–27.
- Reddy, S. C. N.; Dewaikar, D. M.; Mohapatro, G. (2014): Computation of passive pressure coefficients: for a horizontal cohesionless backfill with surcharge using method of slices, *International Journal of Geotechnical Engineering* 8 (4), 463–468.
- Reissner, H. (1924): Zum Erddruckproblem, *1st International Congress for Applied Mechanics*, Delft, 295–311.
- Richards, R.; Elms, D. G.; Budhu, M. (1993): Seismic bearing capacity and settlements of foundations, *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (4), 662–674.
- Rowe, P. W. (1963): Stress-dilatancy, earth pressures, and slopes, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 89 (3), 37–61.
- Salençon, J.; Pecker, A. (1995): Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part 1: purely cohesive soil, *European Journal of Mechanics A Solids* 14 (3), 349–375.
- Salgado, R. (2008): *The Engineering of Foundations*, 1st ed., McGraw-Hill, Boston, Mass.
- Schanz, T.; Vermeer, P. A. (1998): On the stiffness of sands, *Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials*: Thomas Telford, London, 338–387.

Schmüdderich, C.; Gußmann, P.; König, D.; Schanz, T. (2017): Vergleichende Untersuchungen zum räumlichen Erdwiderstand mit der Kinematischen-Elemente-Methode, *Bautechnik* 94 (9), 613–623.

Schmüdderich, C.; Tschuchnigg, F.; Wichtmann, T. (2020): Rigorous lower and upper bounds for the 3D passive earth pressure problem, *Géotechnique Letters* 10 (2), 100–105.

Schuppener, Bernd (2012): Kommentar zum Handbuch Eurocode 7-- Geotechnische Bemessung Allgemeine Regeln, 1. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.

Schweiger, H. F. (2010): Design of deep excavations with FEM - Influence of constitutive model and comparison of EC7 design approaches, *Earth Retention Conference 3*: ASCE, Reston, 804–817.

Schweiger, H. F. (2014): Influence of EC7 design approaches on the Design of deep excavations with FEM, *Geotechnik* 37 (3), 169–176.

Seibel, E.; Vrettos, C.; Hettler, A. (2022): Bewertung der Nachweiskonzepte nach EC7 für Baugrubenwände in Sand auf Grundlage der Finite - Elemente - Methode, *Bautechnik*.

Shamsabadi, A.; Khalili-Tehrani, P.; Stewart, J. P.; Taciroglu, E. (2010): Validated Simulation Models for Lateral Response of Bridge Abutments with Typical Backfills, *Journal of Bridge Engineering* 15 (3), 302–311.

Shi, X.; Richards, R. (1995): Seismic bearing capacity with variable shear transfer, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 28 (2), 153–163.

Shiau, J. S.; Augarde, C. E.; Lyamin, A. V.; Sloan, S. W. (2008): Finite element limit analysis of passive earth resistance in cohesionless soils, *Soils and Foundations* 48 (6), 843–850.

Shiau, J. S.; Lyamin, A. V.; Sloan, S. W. (2003): Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis, *Canadian Geotechnical Journal* 40 (5), 900–915.

Shield, R. T. (1954): Plastic potential theory and Prandtl bearing capacity solution, *Journal of Applied Mechanics* 21 (2), 193–194.

Shields, D. H.; Tolunay, A. Z. (1973): Passive pressure coefficients by method of slices, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (12), 1043–1053.

- Simpson, B.; Hocombe, T. (2010): Implications of modern design codes for earth retaining structures, *Earth Retention Conference 3*: ASCE, Reston, 786–803.
- Simpson, B.; Vogt, N.; van Seters, A. J. (2011): Geotechnical safety in relation to water pressures, *Proceedings of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, ISGR 2011 Munich, Germany, June 2-3, 2011*: Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 501–517.
- Smith, C. C. (2005): Complete limiting stress solutions for the bearing capacity of strip footings on a Mohr–Coulomb soil, *Géotechnique* 55 (8), 607–612.
- Smith, C. C.; Gilbert, M. (2011a): Ultimate limit state design to Eurocode 7 using numerical methods, part 1: methodology and theory, *Ground Engineering* (10), 25–30.
- Smith, C. C.; Gilbert, M. (2011b): Ultimate limit state design to Eurocode 7 using numerical methods, part 2: proposed design procedure and application, *Ground Engineering* (11), 24–29.
- Soubra, A.-H. (1999): Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125, 59–68.
- Soubra, A.-H.; Macuh, B. (2002): Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach, *Geotechnical Engineering* 155 (2), 119–131.
- Soubra, A.-H.; Regenass, P. (2000): Three-dimensional passive earth pressures by kinematical approach, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (11), 969–978.
- Tafur, E.; Ziegler, M. (2021): Harmonisierung in der Geotechnik – ein einheitliches Nachweisverfahren, *Geotechnik* 44 (3), 151–165.
- Taylor, D. W. (1948): *Fundamentals of Soil mechanics*, J. Wiley, New York.
- Terzaghi, K. (1943): *Theoretical Soil Mechanics*, J. Wiley and Sons Inc, New York, London.
- Terzaghi, K. (1954): *Theoretische Bodenmechanik*, Springer, Berlin, Heidelberg.
- Ullah, S. N.; Stanier, S.; Hu, Y.; White, D. J. (2017): Foundation punch-through in clay with sand: analytical modelling, *Géotechnique* 67 (8), 672–690.

- van Baars, S. (2014): The inclination and shape factors for the bearing capacity of footings, *Soils and Foundations* 54 (5), 985–992.
- van Baars, S. (2016): The influence of superposition and eccentric loading on the bearing capacity of shallow foundations, *Computation and Materials in Civil Engineering* 1 (3), 121–131.
- Vesić, A. S. (1973): Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (1), 45–73.
- Vrettos, C. (2019): Pseudostatische Ansätze für Erddruck und Widerlagerbettung bei der seismischen Auslegung gängiger Rahmenbrücken, *Veröffentlichungen der 16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik*, Innsbruck, 473-480.
- Vrettos, C.; Seibel, E. (2018): Bewertung von pseudo - statischen Methoden zum Grundbruchwiderstand von Fundamenten unter seismischer Beanspruchung, *Bautechnik* 95 (12), 859–871.
- Walz, B. (2006): Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen bei Verbauwänden, *Geotechnik-Seminar - Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept*, TU München, 13–48.
- Weiß, K. (1970): *Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente*, *Mitteilungen der Degebo*, Heft 65.
- Weiß, K. (1973): *Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden*, *Mitteilungen der Degebo*, Heft 29.
- Weißbach, A. (1962): Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen, *Die Bautechnik* 39 (6), 204–211.
- White, D. J.; Teh, K. L.; Leung, C. F.; Chow, Y. K. (2008): A comparison of the bearing capacity of flat and conical circular foundations on sand, *Géotechnique* 58 (10), 781–792.
- Wolffersdorff, P.-A. (2008): Wie soll die FEM in geotechnische Bemessungsvorschriften einfließen?, *BAW Kolloquium "Anwendung der Finiten-Elemente-Methode im Grundbau"*: 21.02.2008, Karlsruhe.
- Zheng, G.; Zhao, J.; Zhou, H.; Zhang, T. (2019): Ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay under inclined loading, *Computers and Geotechnics* 106, 266–273.

Zhu, M.; Michalowski, R. L. (2005): Shape factors for limit loads on square and rectangular footings, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 (2), 223–231.

Ziegler, M. (1986): *Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 101.

Ziegler, M. (2012): *Geotechnische Nachweise nach EC 7 und DIN 1054* Einführung mit Beispielen, Ernst & Sohn, Berlin.

Anhang

A Vergleich EFA/RFA und MFA für $\varphi = 30^\circ$

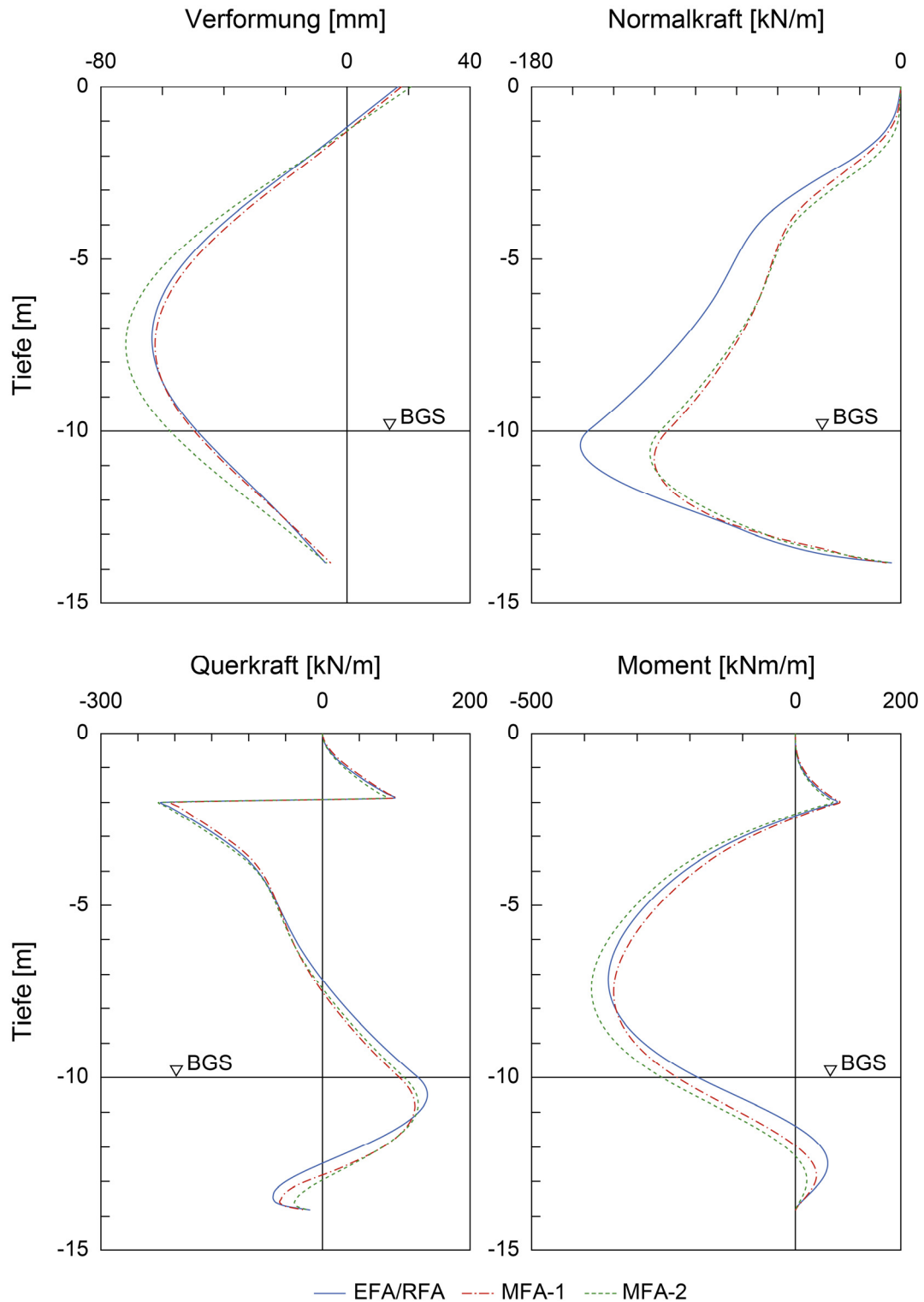


Bild A.1: System 1 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

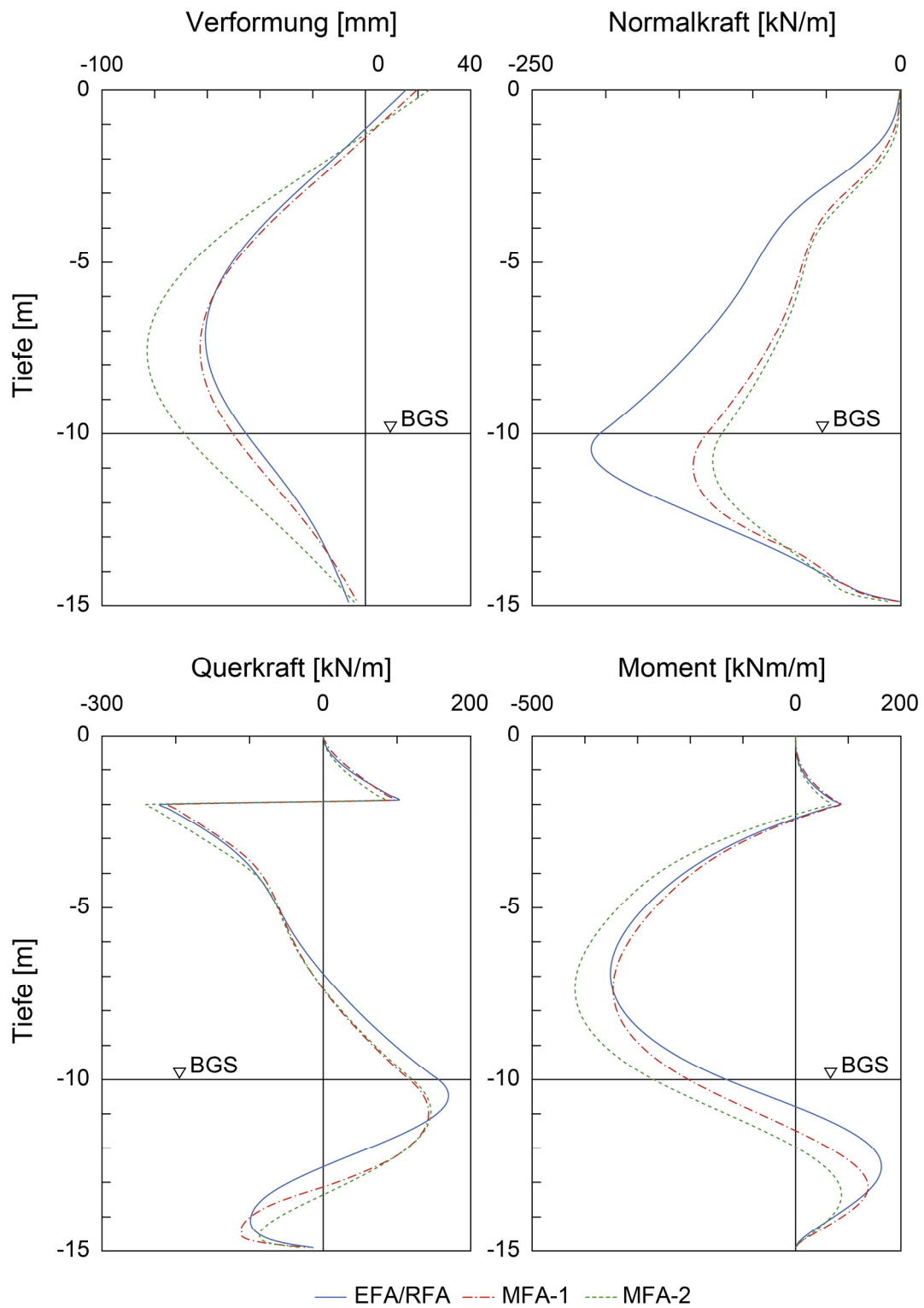


Bild A.2: System 1 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

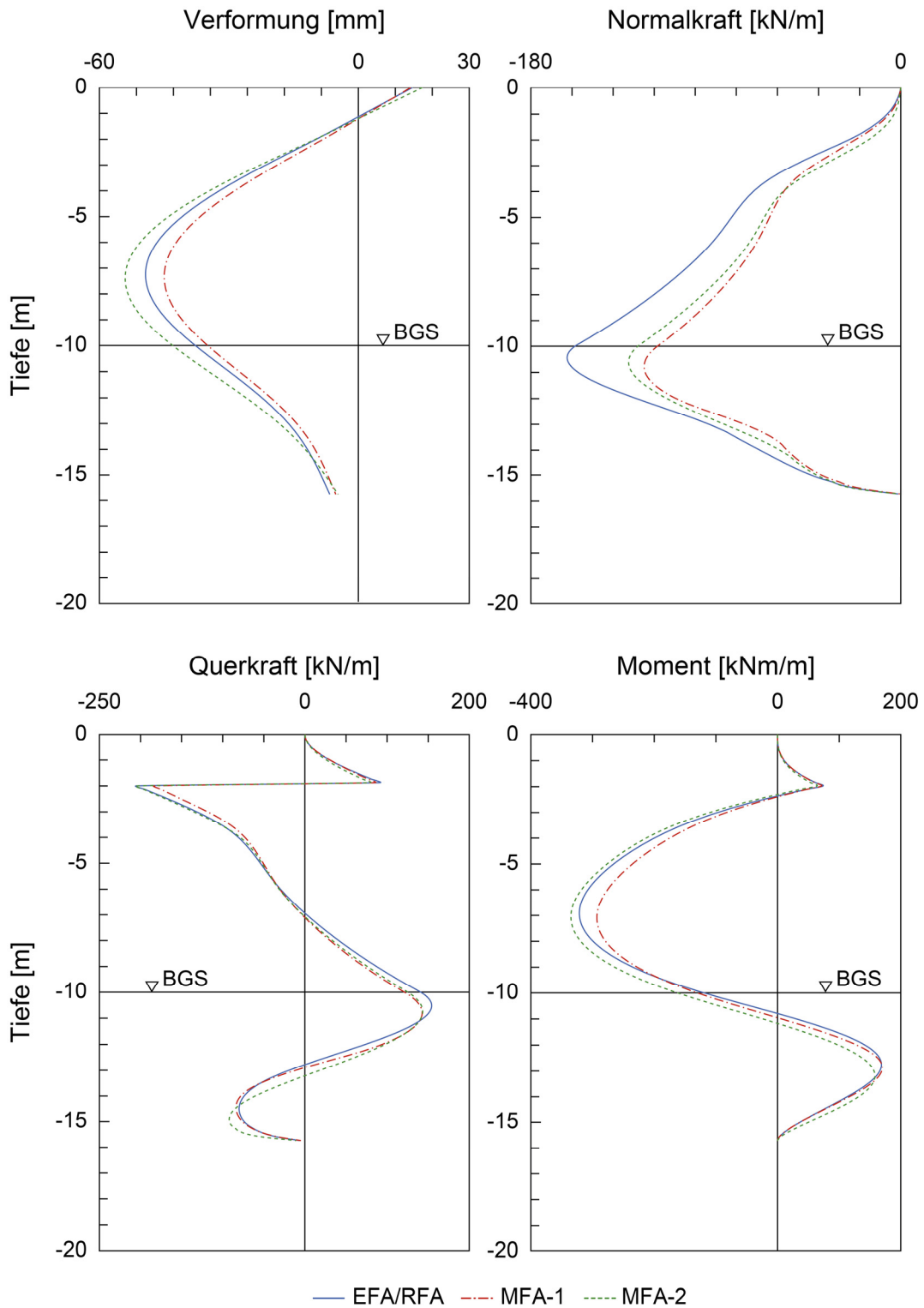


Bild A.3: System 2 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

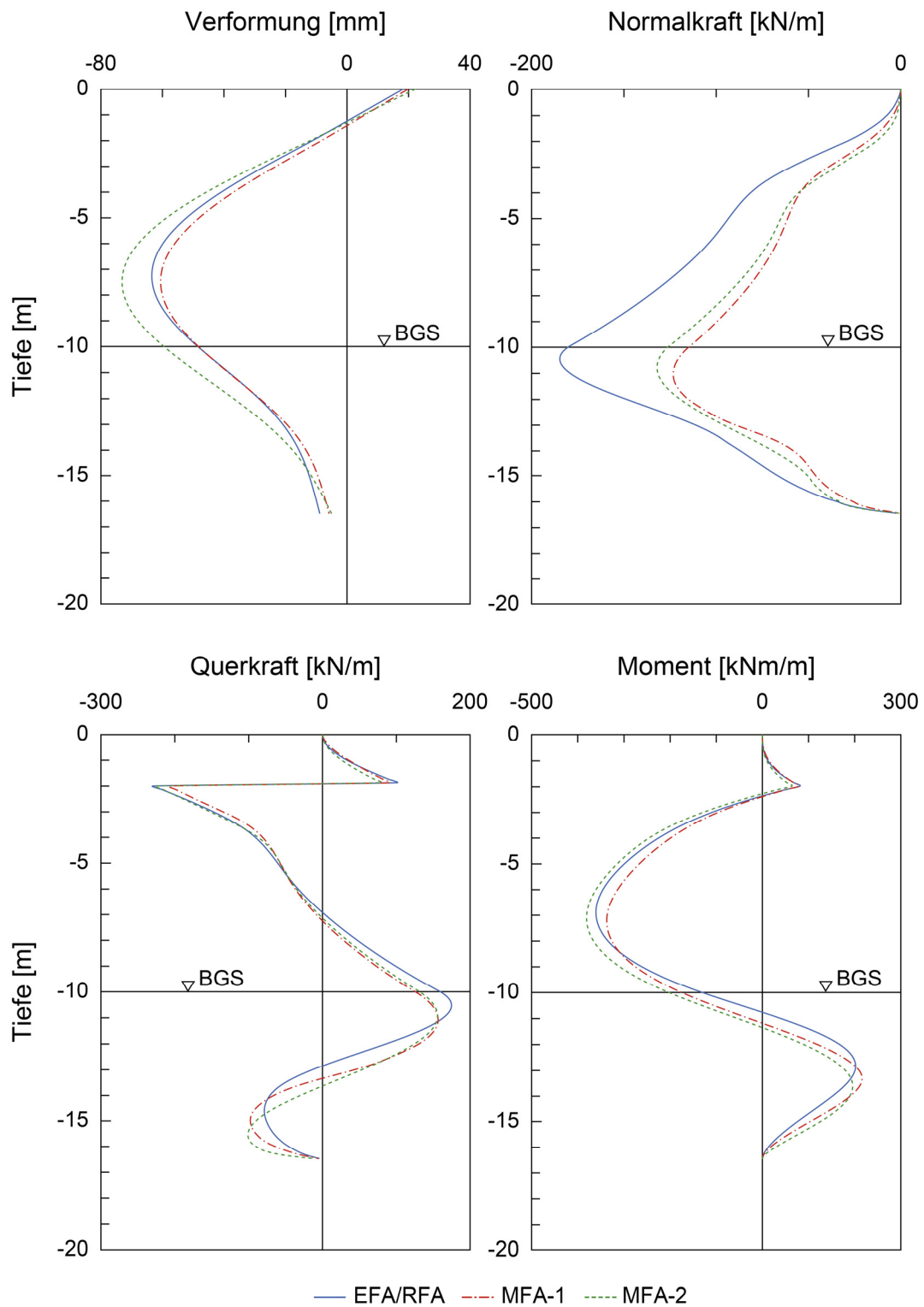


Bild A.4: System 2 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

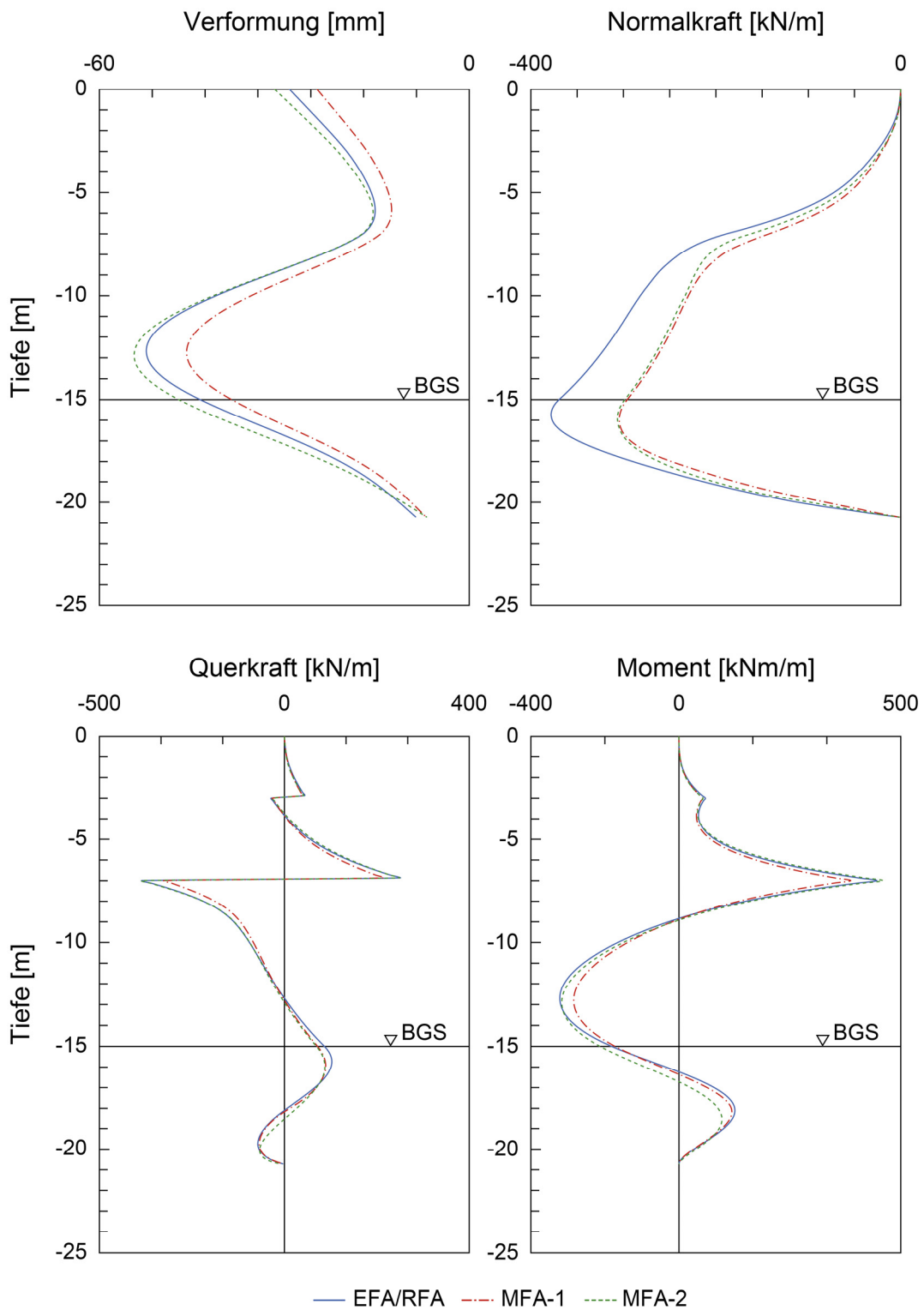


Bild A.5: System 3 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

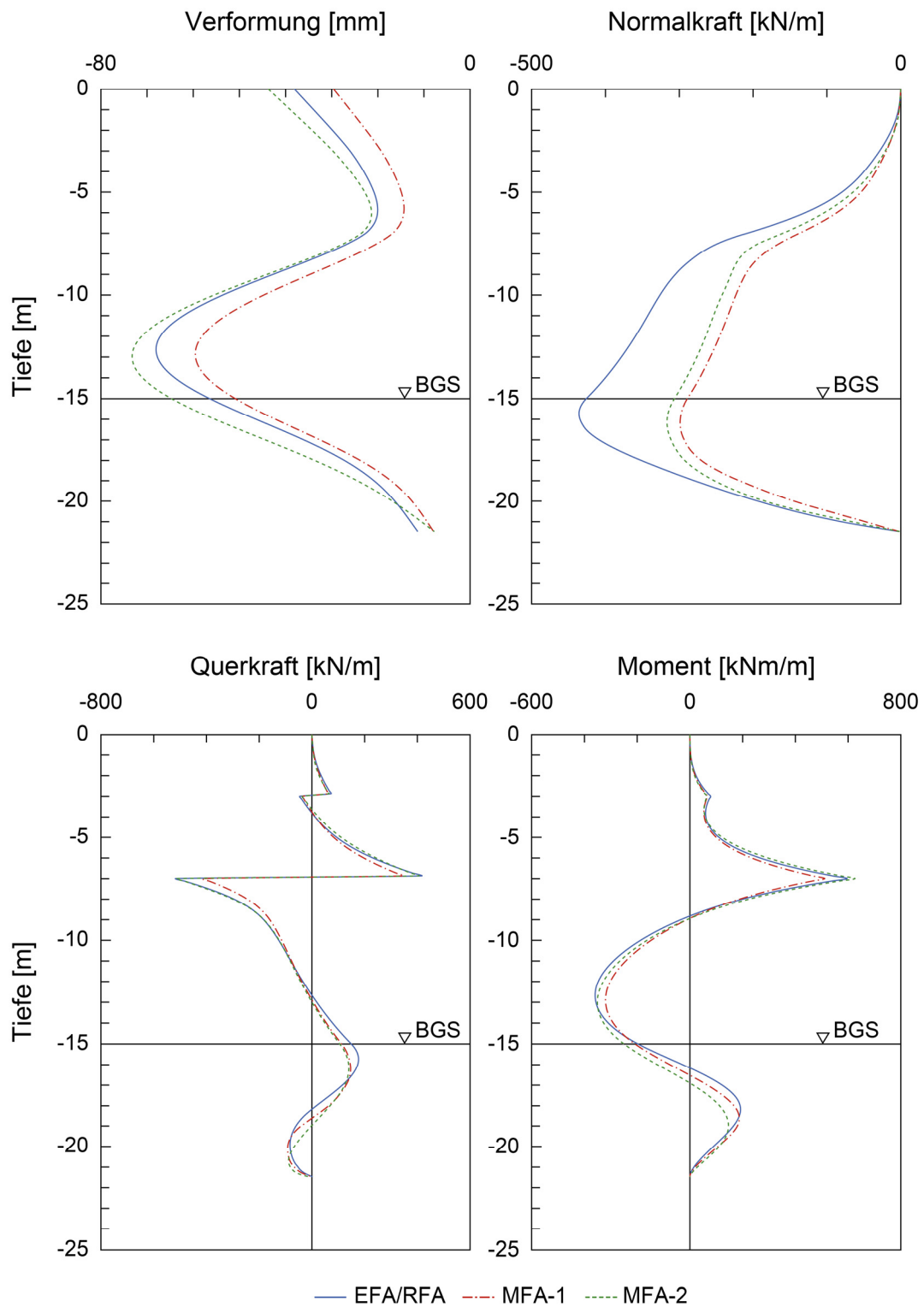


Bild A.6: System 3 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

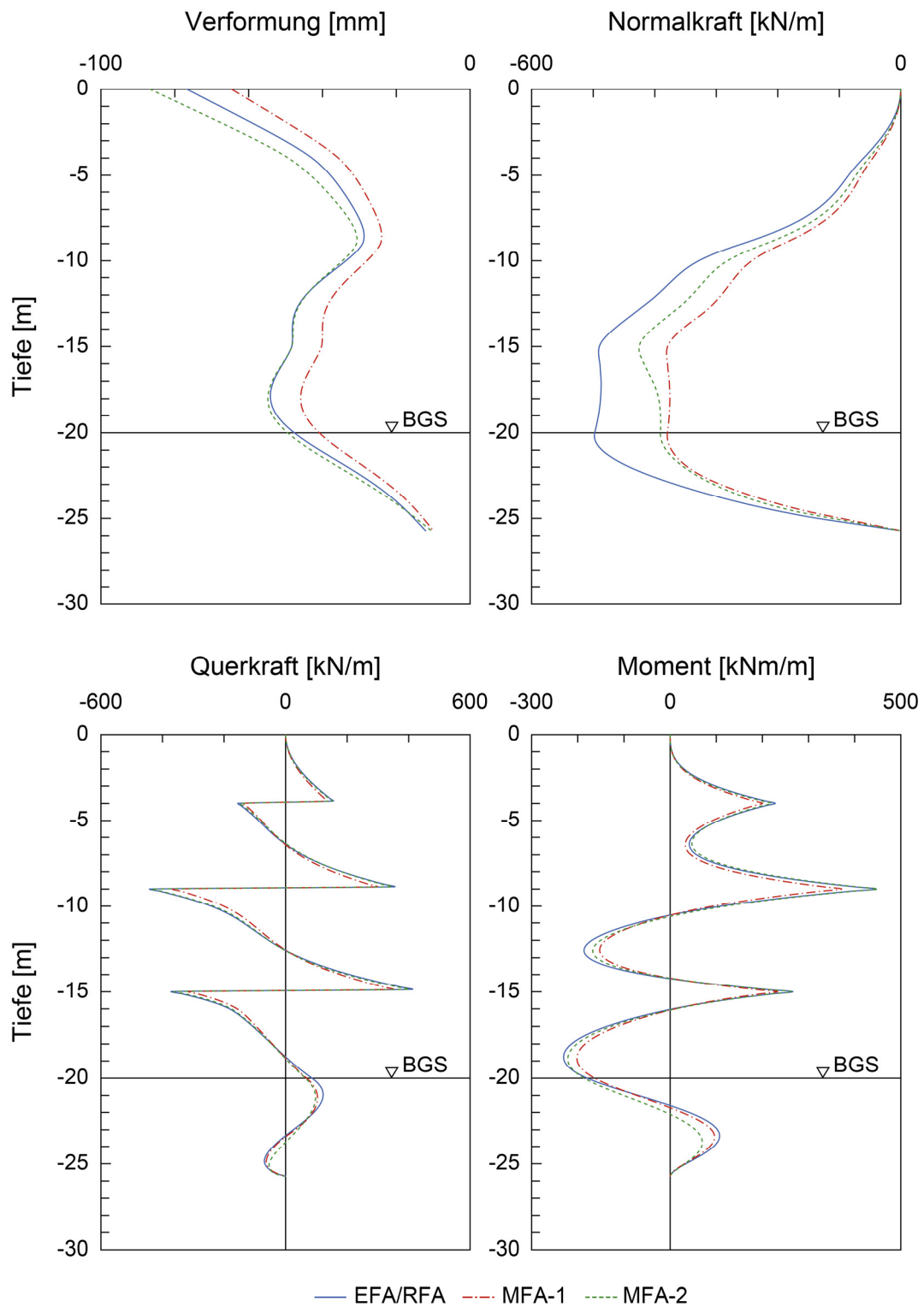


Bild A.7: System 4 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

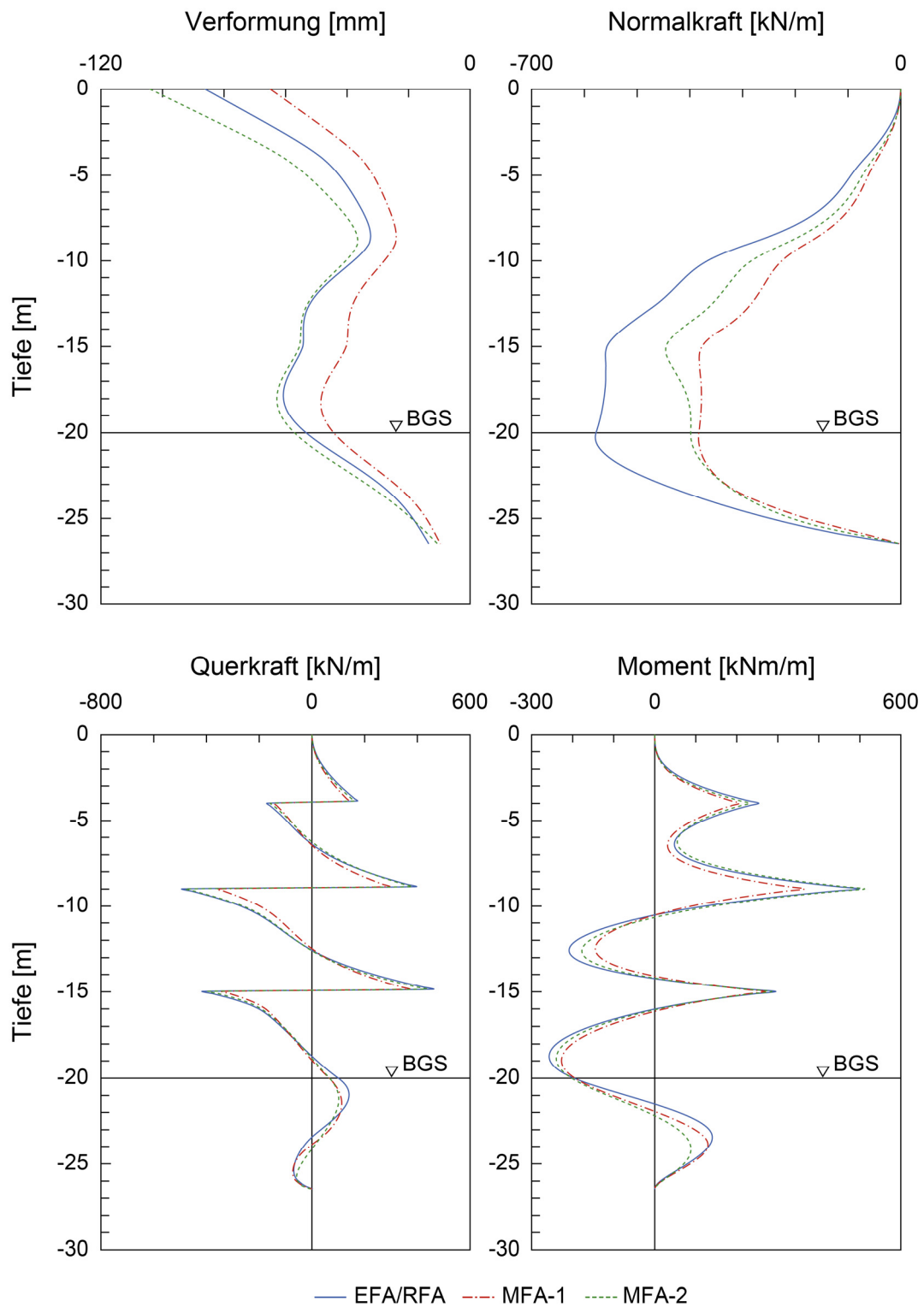


Bild A.8: System 4 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

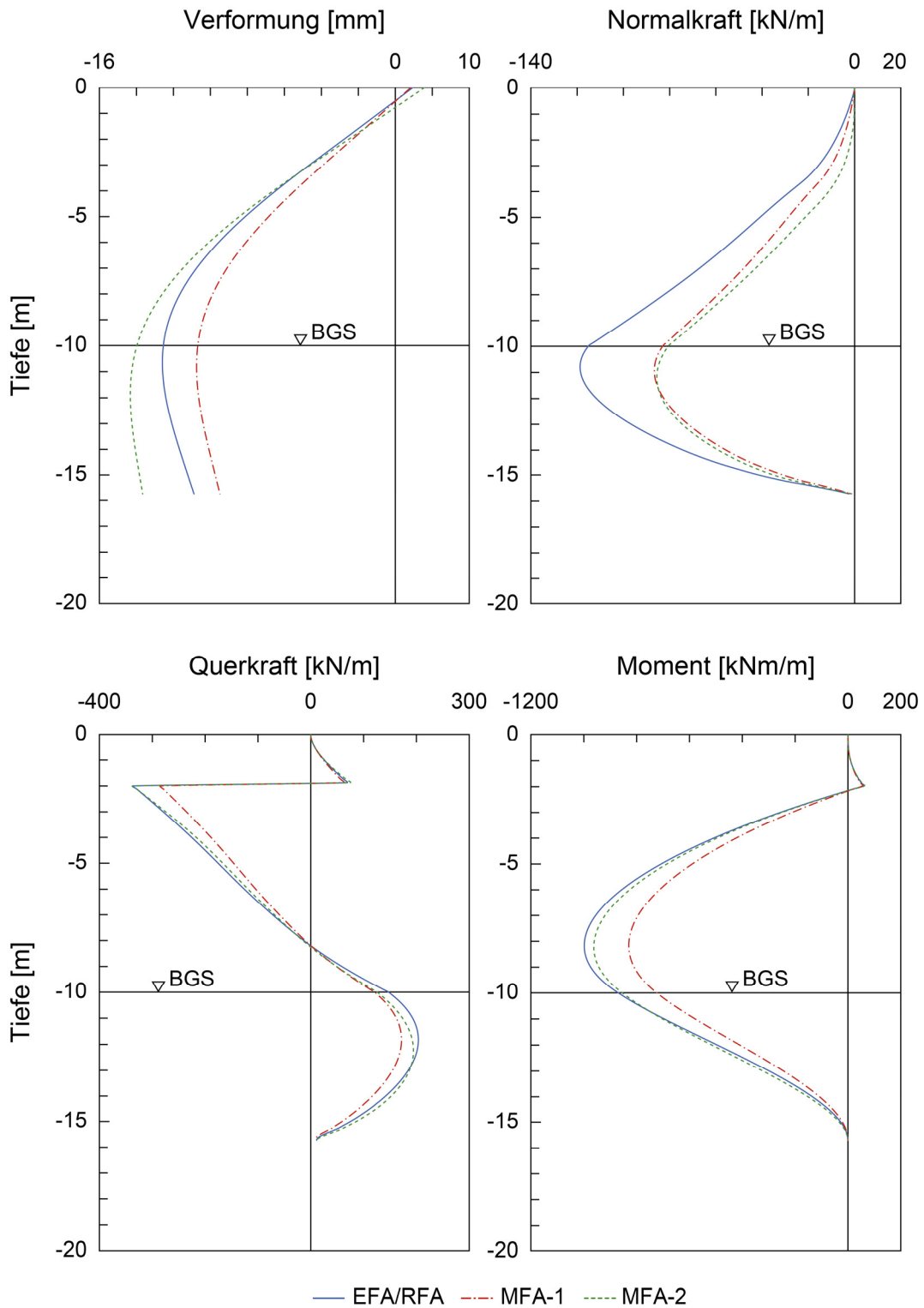


Bild A.9: System 5 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

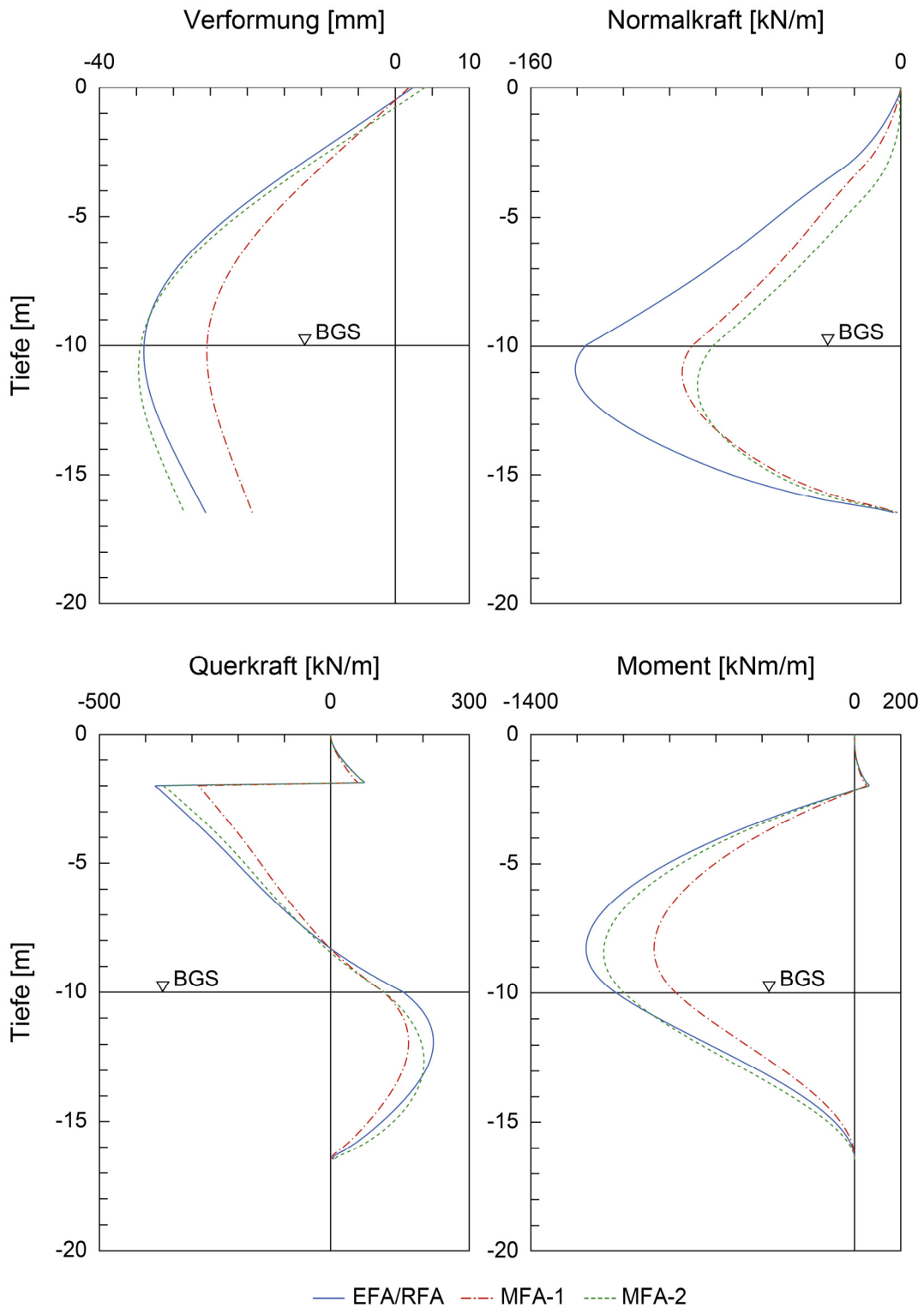


Bild A.10: System 5 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

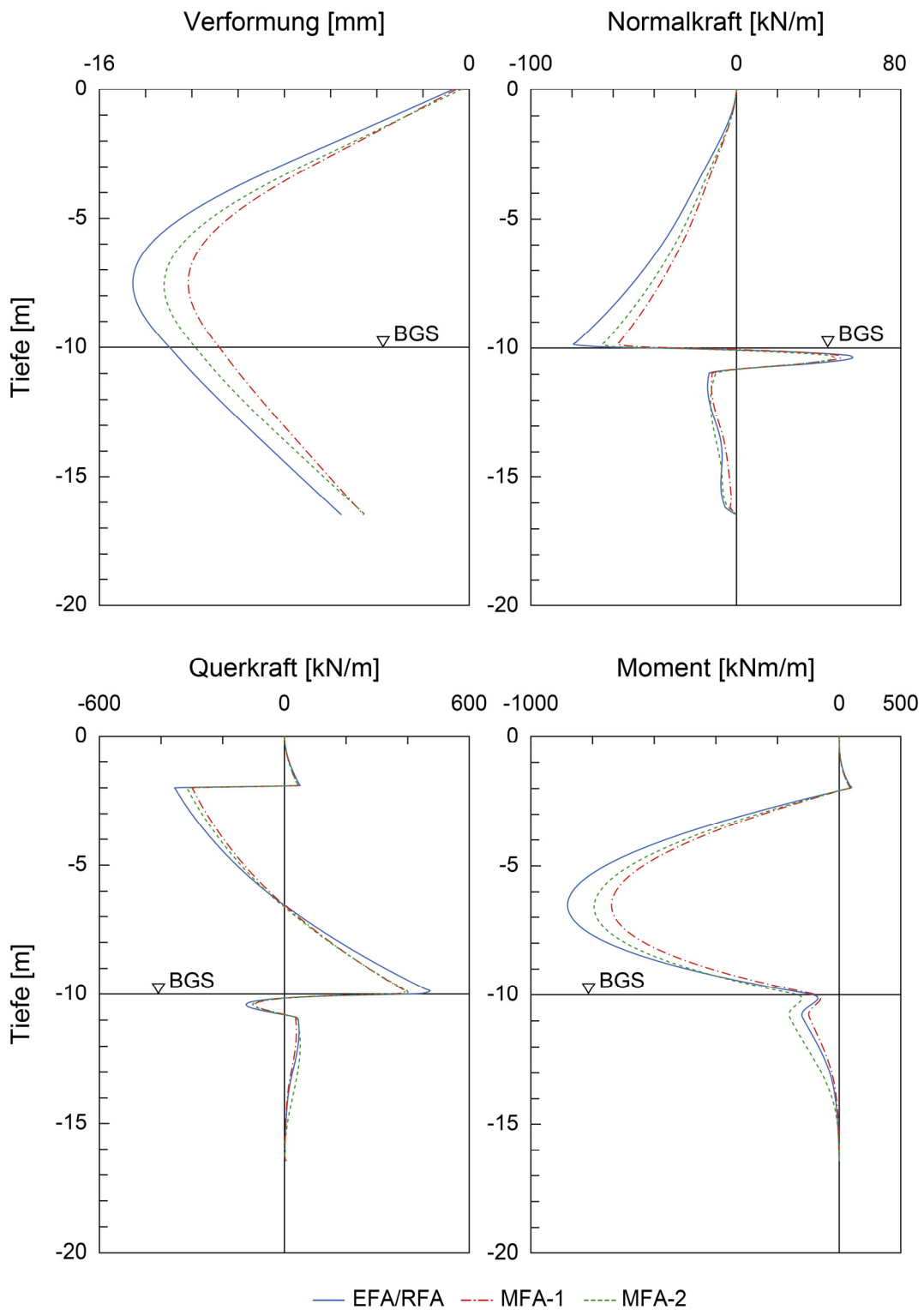


Bild A.11: System 6 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-T für $\varphi = 30^\circ$

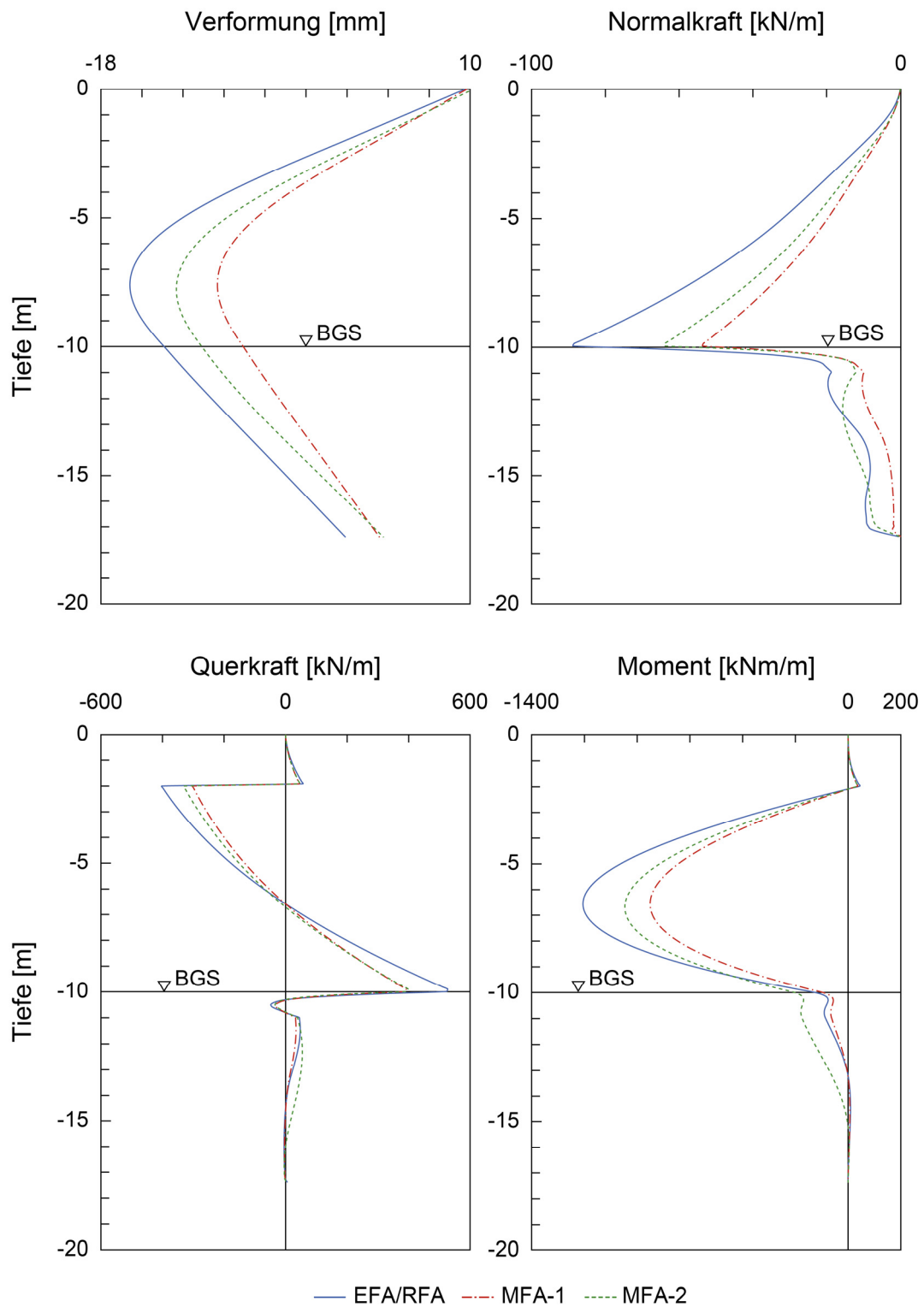


Bild A.12: System 6 – Vergleich der numerischen Ergebnisse nach EFA/RFA und MFA für Bemessungssituation BS-P für $\varphi = 30^\circ$

Lebenslauf

Beruflicher Werdegang

11/2015 – 3/2023 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Studium

10/2010 - 10/2015 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern. Vertiefungsrichtung: Bodenmechanik und Grundbau, Stahlbau, Siedlungswasserwirtschaft

2.11.2015 Diplom ('Dipl.-Ing.')

11/2015 - 3/2023 Doktorandin am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner

- Nr. 1 Johannes Vogt (1992)
Tragverhalten von Schlitzwandelementen

- Nr. 2 Frank Rogmann (1992)
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf
Hohlraumstandsicherheiten

- Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel

- Nr. 4 Egbert Adam (2001)
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und
sedimentärer Gesteine

- Nr. 5 Andreas Becker (2002)
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte
Sande

- Nr. 6 Katja Abel (2002)
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter
Deponiebasisabdichtungen

- Nr. 7 Tao Li (2002)
Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer
Beanspruchung

- Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)
Foundation pits in saturated highly expansive soils

- Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut
Meißner und dem 20-jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und
Grundbau an der Technischen Universität Kaiserslautern (2003)

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos

Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)

Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisse in mineralischen Deponieabdichtungen

Nr. 11 Yi Lei Shen (2005)

Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle

Nr. 12 Stefan Jung (2007)

Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände in mitteldicht gelagertem Sand

Nr. 13 Markus Dobrowolsky (2008)

Quellverhalten teilgesättigter bindiger Böden mit mittlerem Quellpotential

Nr. 14 Viktoria Schwarz (2011)

Mechanisches Verhalten eines teilgesättigten Tons: Experimentelle Untersuchungen, Stoffmodell und Implementierung

Nr. 15 Thomas Becker (2012)

Materialverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens unter zyklischer Belastung

Nr. 16 Dong Chen (2014)

Flachgründungen auf Böden mit tiefenabhängiger Steifigkeit unter vertikaler dynamischer Belastung: Ergebnisse von numerischen Berechnungen im Frequenz- und Zeitbereich

Nr. 17 Andreas Becker (2017)

Untersuchungen zu neuartigen und gängigen Methoden der Baugrundertüchtigung

Nr. 18 Salomi Papamichael (2019)

Experimental and numerical investigations on wheel-soil interactions in calibrated near-surface soil model

Nr. 19 Gerard Banzibaganye (2022)

Static and dynamic behaviour of sand-rubber chips mixtures

Nr. 20 Elisabeth Seibel (2023)

Erfassung von Grenzzuständen und Nachweisführung geotechnischer Bauwerke
mittels der Finite-Elemente-Methode