

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Privatdozent Dr.-Ing. habil. Peter-Andreas von Wolffersdorff

Tag der mündlichen Prüfung: 30. November 2009

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

2010, kassel university press GmbH

www.upress.uni-kassel.de

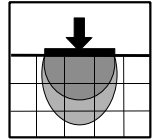
ISBN print: 978-3-89958-850-7

ISBN online: 978-3-89958-851-4

URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-8513>

Bibliographische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie; detaillierte bibliographische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

**Zeit- und spannungspfadabhängiges
Verformungsverhalten bei
Baugruben in weichen Böden**

Patrick Becker

Heft 22

November 2009

Vorwort des Herausgebers

Das Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben in weichen Böden stellt eine komplexe Baugrund-Bauwerks-Interaktion dar, wobei insbesondere die zeitliche Entwicklung von Porenwasserdrücken abhängig von den Aushubschritten von Bedeutung ist. Diese lassen sich aber derzeit mit den bekannten bodenmechanischen Verfahren für Baugruben nicht zutreffend ermitteln. Einerseits beeinflussen die Porenwasserdrücke über die effektiven Spannungen die Baugrubenkonstruktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit, andererseits ist davon auch das Spannungs-Verformungsverhalten für Gebrauchstauglichkeitsnachweise abhängig. Unabhängig von den an unserem Fachgebiet mit der Arbeit von Gebreselassie (2003) durchgeführten Untersuchungen liegen zum spannungspfadabhängigen Porenwasserdruck- und Verformungsverhalten von weichen Böden bei Baugruben bisher keine abgesicherten Ergebnisse vor.

In der vorliegenden Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Patrick Becker wurden die offenen Fragen systematisch durch Modellversuche, Elementversuche, numerische Berechnungen sowie Verifizierungen und Validierungen an drei Fallbeispielen wissenschaftlich untersucht. Aus 1g-Modellversuchen unter besonderer Berücksichtigung der Problematik von Modellgesetzen bei bindigen c_u -Böden konnten die maßgeblichen Phänomene der Baugrubenkonstruktion in weichen Böden herausgearbeitet werden. Dies sind insbesondere das sehr starke Setzungsverhalten hinter der Baugrubenwand, die Wandverschiebungen und Verschiebungsgeschwindigkeiten, zeit- und ortsabhängige Spannungsänderungen sowie Porenwasserdruckentwicklungen im Boden vor und hinter der Baugrubenwand.

Als Eingangsinformationen für spannungspfadabhängige Elementversuche wurden ergänzende numerische Parameterstudien nach der FEM an idealisierten Baugrubenmodellen unter Variation der Parameter Scherfestigkeit, Steifigkeit des Bodens und der Verbaulemente, sowie Zeit und Konsolidation, Wasserdruck, Stoffgesetze und Konstruktionsphasen durchgeführt. Die besondere Zielrichtung der Auswertung war dabei die Spannungspfadentwicklung ausgewählter Punkte im Boden vor und hinter der Baugrubenwand, woraus charakteristische Spannungspfadzonen im Untergrund identifiziert werden.

Ein maßgeblicher Teil der Arbeit von Herrn Becker beinhaltet die Durchführung und Auswertung von Elementversuchen an Kaolin- und Seetonproben in Form von eindimensionalen Kompressionsversuchen, triaxialen Kompressionsversuchen und triaxialen Versuchen mit unterschiedlicher Spannungspfadbeanspruchung. Wesentliche neue wissenschaftliche Er-

kenntnisse ergeben sich aus den spannungspfadabhängigen Triaxialversuchen. Die bodenmechanischen Kenngrößen sind danach eindeutig spannungspfadabhängig. Insbesondere die für numerische Berechnungen maßgeblichen Steifigkeitsparameter zeigen dieses Verhalten zweifelsfrei, wobei die für Baugrubenbeanspruchungen überwiegend vorhandenen Spannungspfade im aktiven Erddruckbereich sowie für die Entlastung durch den Aushub erheblich höhere Steifigkeiten in den Elementversuchen gegenüber den Kompressionsbeanspruchungen aufweisen. Damit lässt sich vermuten, warum bei Baugrubenberechnungen unter Verwendung von Stoffparametern nur aus konventionellen triaxialen Kompressionsversuchen i. d. R. die berechneten Verformungen gegenüber den Messergebnissen deutlich zu groß ausfallen.

Zur Thematik der Forschungsarbeit ergab sich die Gelegenheit, innerhalb des Umkreises von etwa 200 m, drei schwierige Baugrubenprojekte in weichen Böden in der Nähe des Bodensees auf der Grundlage von umfangreichen baubegleitenden Messergebnissen wissenschaftlich zu analysieren. Aus den dazu durchgeführten numerischen Analysen unter Variation von verschiedenen Stoffansätzen und Berücksichtigung der erarbeiteten Erkenntnisse aus den Modell- und Elementversuchen sowie ermittelten Mobilisierungsfunktionen für stützende Verbaulemente konnten die experimentell und theoretisch ermittelten Erkenntnisse an den komplexen Baugrubensituationen validiert werden. Daraus wurde dann eine verbesserte, unmittelbar in der Ingenieurpraxis anwendbare Vorgehensweise zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit entwickelt, die für zukünftige Projekte bei vergleichbaren Randbedingungen besser abgesicherte Prognosen der Beanspruchungen und besonders der zu erwartenden Verformungen ermöglichen. Damit lassen sich dann auch Schäden an der Nachbarbebauung minimieren.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertation ist in den Jahren 2004 bis 2009 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Geotechnik am Institut für Geotechnik und Geohydraulik (IfGG) der Universität Kassel entstanden. Sowohl das wissenschaftliche Arbeiten als auch die Beteiligung an interessanten Projekten und das intensive Mitwirken in der Lehre haben die Zeit zu einer sehr wertvollen Erfahrung gemacht und mir die Möglichkeit gegeben, mich fachlich und persönlich weiterzuentwickeln.

Mein besonderer Dank geht an erster Stelle an meinen Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert für seine Betreuung und Förderung meiner Arbeit sowie das mir entgegengebrachte Vertrauen. Er hat mir stets die zum wissenschaftlichen Arbeiten erforderlichen Freiheiten gewährt und stand mir jederzeit mit wertvollen Anregungen zur Seite.

Für sein Interesse an meiner Arbeit sowie die Übernahme des Koreferats danke ich Herrn Privatdozent Dr.-Ing. habil. Peter-Andreas von Wolffersdorff. Seine kritische Durchsicht des Manuskriptes und seine Diskussionsbereitschaft haben sehr zum Gelingen der Dissertation beigetragen. Herrn Professor Dr.-Ing. Friedel Hartmann und Herrn Professor Dr.-Ing. Stephan Theobald danke ich für die Mitwirkung in der Promotionskommission.

Die freundliche und kollegiale Atmosphäre im Fachgebiet Geotechnik hat die Entstehung dieser Arbeit sehr gefördert, wofür ich allen Kolleginnen, Kollegen und auch studentischen Hilfskräften danken möchte. Der experimentelle Teil der Arbeit wäre ohne die Unterstützung von den Herren Maurice Ratz, Arjan Grebe sowie Thomas Thielemann, Günter Luleich und Dirk Griesel so nicht möglich gewesen. Herrn Ralph Meyer danke ich besonders für seine wertvollen Beiträge zu den messtechnischen Aufgaben.

Besonders bedanken möchte ich bei Herrn Dr.-Ing. Berhane Gebreselassie. Sowohl die vielen fachlichen Diskussionen als auch die persönlichen Gespräche haben die Arbeit und auch die gemeinsame Zeit sehr bereichert.

Von Herzen danke ich meiner Frau Claudia, die mir auf diesem Weg immer beigestanden ist und mir allzeit Kraft und Zuversicht gegeben hat, und dadurch wesentlich zum Erfolg beigetragen hat.

Patrick Becker

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden	4
2.1	Allgemeines	4
2.2	Zum Stand der Forschung	4
2.2.1	Einflussfaktoren auf das Spannungsverformungsverhalten	4
2.2.2	Verformungsprognose bei Baugruben in weichen Böden	8
2.2.3	Zeitabhängige Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion.....	10
2.2.4	Räumliche Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion	13
2.3	Modellversuche für zwei Verbaukonstruktionen	17
2.3.1	Allgemeines.....	17
2.3.2	Modellgesetze für bodenmechanische 1g-Versuche in bindigen Böden.....	19
2.3.3	Modellboden.....	21
2.3.4	Versuchsumfang und Durchführung.....	24
2.3.5	Versuchsergebnisse	28
2.4	Erste Schlussfolgerungen und Hypothesen	45
3	Anwendung der Finite Elemente Methode auf Baugrubenberechnungen	49
3.1	Allgemeines	49
3.2	Materialverhalten und Stoffmodelle.....	49
3.3	Zeitabhängiges Verhalten	54
4	Numerische Parameterstudie an drei Verbaukonstruktionen	55
4.1	Allgemeines	55
4.2	Parameterstudie mit der FEM	56
4.2.1	Nicht gestützte Wand.....	56
4.2.2	Einmal gestützte und im Boden frei aufgelagerte Wand	71
4.2.3	Einmal gestützte Wand mit Sohlaussteifung	78
4.2.4	Charakteristische Spannungsverlaufszonen und Verformungsverhalten	83
5	Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten weicher Böden bei Baugrubenbeanspruchungen	86
5.1	Allgemeines	86
5.2	Effektive Scherfestigkeit bei weichen Böden	87
5.2.1	Definition des Bruchzustandes bei bindigen Böden	87
5.2.2	Besonderheiten bei normalkonsolidierten weichen Böden	89
5.2.3	Versuchsergebnisse zur effektiven Scherfestigkeit.....	95
5.3	Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei Elementversuchen	101
5.3.1	Eindimensionale Kompressionsbelastung	101

5.3.2	Triaxiale Kompressionsbelastung.....	108
5.3.3	Triaxiale Spannungspfadbelastung	113
5.4	Numerische Simulation der Elementversuche	119
5.5	Zusammenfassung der Erkenntnisse	125
6	Ausgewählte Fallbeispiele von Baugruben in weichen Böden	127
6.1	Allgemeines	127
6.2	Projekt I.....	128
6.2.1	Verbaukonstruktion und Bauweise.....	128
6.2.2	Baugrundverhältnisse	131
6.2.3	Instrumentierung.....	134
6.2.4	Messergebnisse.....	135
6.2.5	Numerische Analyse.....	139
6.2.6	Zusammenfassung	153
6.3	Projekt II	154
6.3.1	Verbaukonstruktion und Bauweise.....	154
6.3.2	Baugrundverhältnisse	156
6.3.3	Instrumentierung.....	157
6.3.4	Messergebnisse.....	158
6.3.5	Numerische Analyse.....	163
6.3.6	Zusammenfassung	177
6.4	Projekt III.....	178
6.4.1	Verbaukonstruktion und Bauweise.....	178
6.4.2	Baugrundverhältnisse	181
6.4.3	Instrumentierung.....	182
6.4.4	Messergebnisse.....	183
6.4.5	Numerische Analyse.....	189
6.4.6	Zusammenfassung	198
7	Erkenntnisfortschritt und Ausblick	199
8	Zusammenfassung	204
	Summary	207
9	Literaturverzeichnis	210
Anhänge		
Anhang A: Baugrubenmodellversuche		
Anhang B: Ergänzende Berechnungsergebnisse zur Parameterstudie		
Anhang C: Versuchsergebnisse zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten weicher Böden		
Anhang D: Liste häufig verwendeter Symbole und Abkürzungen		

1 Einleitung

Der Entwurf und die Bemessung einer Baugrubenkonstruktion erfordert eine realitätsnahe Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion, die insbesondere durch zeitabhängige und räumliche Effekte geprägt ist. Bei Baugruben in normalkonsolidierten wassergesättigten weichen Böden wird die Baugrund-Tragwerk-Interaktion entscheidend von der zeitabhängigen Porenwasserdruckentwicklung bestimmt (*zeitabhängige Effekte*). Infolge der Aushubentlastung entsteht primär bei Baugruben ein Porenwasserunterdruck, der sich in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Bodens und der Entwässerungswege mit der Zeit abbaut und zu einer Abnahme der effektiven Spannungen und somit der Stabilität führt. Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben verursacht aber in bestimmten Bereichen auch Porenwasserüberdrücke. So resultieren z.B. aus der Verschiebung des Verbauwandfußes Porenwasserüberdrücke in dem mobilisierten Erdwiderstandsbereich, die zu einer Reduzierung der Porenwasserunterdrücke infolge der Aushubentlastung führen. Eine elementare Fragestellung bei Baugruben in weichen Böden stellt somit die Dissipation des Porenwasserdrucks, d.h. das Konsolidationsverhalten, infolge der Baugrubenherstellung dar, siehe auch *Gebreselassie/Becker (2005)*.

Die Fragestellung, ob dränierte oder undränierte Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden maßgebend sind, wurde bereits vielfach diskutiert (u.a. *Vermeer/Meier (1998)*, *Gebreselassie (2003)*, *Wehnert (2006)*). Im Allgemeinen wird bestätigt, dass rechnerische Untersuchungen mit dränierten Bedingungen am zutreffendsten sind, siehe auch *Janbu (1977)* und *Lafleur et al. (1988)*. In *Hettler et al. (2002)* wurde darüber hinaus festgestellt, dass Berechnungen mit totalen Spannungen bei Baugruben in weichen Böden häufig unzutreffende Ergebnisse liefern. Messergebnisse von *Freiseder (1998)* zeigen sogar kurze Abbauzeiten von Porenwasserunterdrücken infolge der Aushubentlastung. Demnach beschreiben bei Baugruben in weichen Böden in den überwiegenden Fällen Berechnungen mit den dränierten Randbedingungen den ungünstigsten Zustand. National wird daher in *EAB (2006)* zur Berechnung von Baugruben in weichen Böden auf der Grundlage des Prinzips der wirksamen Spannungen nach *Terzaghi (1925)* die effektive Spannungsanalyse unter Verwendung der effektiven Scherparameter j'_k bzw. c'_k oder des Winkels der Gesamtscherfestigkeit $j'_{s,k}$ für unterschiedliche Zustände empfohlen.

Die Spannungsänderungen infolge der Baugrund-Tragwerk-Interaktion können durch Spannungspfade beschrieben werden, die während des Bauablaufs veränderlich und bereichsweise unterschiedlich sind (*räumliche Effekte*). Es ergeben sich vor und hinter der Wand Spannungspfade im Boden, die eine eindeutige Zuordnung zu den Spannungs- und Porenwasserdruckbedingungen nicht immer zweifelsfrei zulassen. Bei bestimmten Randbedingungen mit

Porenwasserüberdruckbildung besteht daher auch die Möglichkeit eines undrännierten Bruchzustandes. Sofern dieser undrännierte Zustand maßgebend wird und die Porenwasserüberdruckentwicklung nicht genau prognostiziert werden kann, wird in *EAB (2006)* eine pragmatische Lösung der effektiven Spannungsanalyse mit dem Ersatzreibungswinkel $ersj_{s,k}$ auf der Grundlage der undrännierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ empfohlen.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird daher zurzeit in der Baupraxis auf der sicheren Seite liegend für den ungünstigsten Fall aus Berechnungen mit undrännierten und drännierten Randbedingungen erfasst. Eine zuverlässige Prognose der mit den Konsolidationsvorgängen verbundenen Setzungen des Bodens hinter der Wand und Hebungen in der Baugrube ist mit dem derzeitigen Kenntnisstand allerdings nicht möglich. Gründe hierfür sind vor allem in dem nichtlinearen viskoplastischen und anisotropen Materialverhalten der weichen Böden und in den komplexen Randbedingungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion zu finden. Im Allgemeinen werden daher für Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen von Baugruben in weichen Böden numerische Berechnung mit der Finite Elemente Methode (FEM) durchgeführt. Dabei ist zu beachten, dass die zeitabhängige Entwicklung der Porenwasserüber- und -unterdrücke stark vom Spannungsverformungsverhalten des weichen Bodens und somit von dem verwendeten Stoffgesetz abhängig ist, siehe auch *Zhou (1997)*. Wegen Unsicherheiten in den rechnerischen Prognosen, werden deswegen bei Baugruben in weichen Böden in der Regel baubegleitende messtechnische Überwachungen im Rahmen der Beobachtungsmethode angewendet.

In der vorliegenden Arbeit werden die zeitlichen und räumlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden wissenschaftlich untersucht. Das Ziel ist die Identifikation der das Trag- und Verformungsverhalten von Baugruben in weichen Böden maßgebend bestimmenden Einflussfaktoren. Dabei soll die Porenwasserdruckentwicklung in Abhängigkeit der Baugrubenherstellung und des Verbausystems berücksichtigt werden. Darüber hinaus soll für numerische Gebrauchstauglichkeitsbetrachtungen die Berücksichtigung einer spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei Stoffmodellen mit isotropen Materialeigenschaften untersucht werden.

Die Ziele der Forschungsarbeit zum zeit- und spannungspfadabhängigen Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Systematische Untersuchung und Identifikation der die Baugrund-Tragwerk-Interaktion von Baugruben in weichen Böden maßgebend bestimmenden Einflussfaktoren.

(Kapitel 2)

-
- Identifikation charakteristischer Spannungspfadbereiche bei Baugruben in weichen Böden anhand numerischer Parameterstudien. *(Kapitel 4)*
 - Experimentelle und numerische Untersuchung des Spannungsverformungsverhalten von normalkonsolidierten weichen Böden bei spannungspfadartiger Belastung. *(Kapitel 5)*
 - Untersuchung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden anhand von messtechnisch überwachten praktischen Projekten. *(Kapitel 6)*
 - Validierung vorhandener höherwertigerer Stoffgesetze zur Berücksichtigung des zeit- und spannungspfadabhängigen Spannungsverformungsverhaltens bei Baugruben in weichen Böden. *(Kapitel 6)*
 - Entwicklung eines pragmatischen Ansatzes zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei numerischen Berechnungen von Baugruben in weichen Böden *(Kapitel 6)*

2 Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden

2.1 Allgemeines

Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion, d.h. die Wechselwirkungen zwischen Spannungsänderungen und Verformungen bei Baugruben sind von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. In diesem Kapitel werden die das Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden maßgebend bestimmende Einflussfaktoren in komprimierter Form beschrieben. Für eine ausführliche Darstellung wird auf ausgewählte Berichte zum Stand der Forschung, Handbücher und Empfehlungen für die Praxis verwiesen. In chronologischer Reihenfolge sind besonders *Peck (1969)*, *Lambe (1970)*, *Bjerrum et al. (1972)*, *Clough/Schmidt (1977)*, *Weißbach (1977)*, *Clough/O'Rourke (1990)*, *Fujita (1994)*, *Moormann (2002)*, *Puller (2003)*, *Gebreselassie (2003)*, *Gabba et al. (2003)*, *EAB (2006)* und *Kempfert/Gebreselassie (2006)* hervorzuheben.

In dem folgenden Abschnitt wird der Kenntnisstand zum Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden unter Berücksichtigung der zeitabhängigen und räumlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion dargestellt. Die derzeitigen Erkenntnisse basieren überwiegend auf empirischen Auswertungen von praktischen Projekten.

Zur vertieften Untersuchung des zeit- und spannungspfadabhängigen Verformungsverhaltens bei Baugruben in weichen Böden wurden Baugrubenmodellversuche durchgeführt. Die Ergebnisse und daraus abgeleitete erste Hypothesen zu den zeitlichen und räumlichen Effekten der Baugrund-Tragwerk-Interaktion werden in Abschnitt 2.3 beschrieben.

2.2 Zum Stand der Forschung

2.2.1 Einflussfaktoren auf das Spannungsverformungsverhalten

Die Einflussfaktoren auf das Spannungsverformungsverhalten können nach *Mana (1978)* in Abhängigkeit der Beeinflussbarkeit durch den Entwurfsverfasser in drei Kategorien aufgeteilt werden. In Tabelle 2.1 werden diese mit erläuternden Beispielen aufgelistet. Die Auswirkungen der jeweiligen Einflussfaktoren auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind ausführlich in *Gebreselassie (2003)*, *Puller (2003)* und auch *Moormann (2002)* beschrieben und sollen an dieser Stelle nicht wiederholt werden. Weiterführende Literaturhinweise sind Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Tabelle 2.1: Übersicht der Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden, auf der Grundlage von *Mana (1978)*

	Faktoren	Beispiele	Referenz
beeinflussbar durch Entwurfsverfasser (Verbaukonzept)	Verbau-konstruktion	<ul style="list-style-type: none"> • Wandtyp • Bauweisen • Stützsystem 	<i>Gebreselassie (2003); Gabba et al. (2003); EAB (2006); Moormann (2002)</i>
	Steifigkeit der Verbau-konstruktion	<ul style="list-style-type: none"> • statisches System • Abmessungen und Eigenschaften der Konstruktionselemente 	<i>Clough et al. (1989); Long (2001); Moormann (2002)</i>
teilweise beeinflussbar durch Entwurfsverfasser (Bauausführung und hydro- und meteorologische Randbedingungen)	Methode ¹⁾ und Qualität ²⁾ der Verbauwand-herstellung	<ul style="list-style-type: none"> • Lösen und Fördern des Bodens im Bohrloch bzw. in der Schlitzwandlamelle • Einpressen • Einrütteln • Einvibrieren 	¹⁾ <i>Triantafyllidis (2004); EAB (2006); EAU (2004); Ulrich (2001); Drees (2001), DIN EN 1536; DIN EN 1538; DIN 4126</i> ²⁾ <i>Bauer (1984)</i>
	Qualität der Aushubarbeiten	<ul style="list-style-type: none"> • Aushubfortschritt • Ungeplanter Mehraushub 	
	Qualität der Stützsystem-herstellung	<ul style="list-style-type: none"> • z.B. abschnittsweise, großflächig, bereits im Vorweg des Aushubs, etc. 	
	Bauzeit und Bauablauf	<ul style="list-style-type: none"> • Standzeit der Baugrube • zeitlicher Ablauf 	<i>Burland et al. (1979); Kort (2002); Gebreselassie (2003); Wehnert (2006)</i>
	Nutzlasten	<ul style="list-style-type: none"> • Baustelleneinrichtung 	<i>EAB (2006)</i>
	Grundwasser-verhältnisse	<ul style="list-style-type: none"> • freie oder gespannte Grundwasserspiegel • Bänderung mit durchlässigen Bodenschichten • Grundwasserhaltung 	<i>Moormann (2002); EAB (2006); EAU (2004)</i>
	Wetter	<ul style="list-style-type: none"> • Niederschlag, Sonneneinstrahlung⁵⁾ 	⁵⁾ <i>Besler (1994)</i>
nicht beeinflussbar	Baugrund-verhältnisse	<ul style="list-style-type: none"> • Bodenart • Bodenschichtung • Anfangsspannungszustand 	<i>Gebreselassie (2003); Gabba et al. (2003); EAB (2006); Moormann (2002)</i>
	Nachbar-bebauung	<ul style="list-style-type: none"> • Lastauswirkung auf den Verbau 	<i>EAB (2006)</i>
	Abmessungen der Baugrube	<ul style="list-style-type: none"> • Form, Größe im Grundriss und Tiefe 	<i>Moormann (2002)</i>

Die Ursache für die Verformungen bei Baugruben in weichen Böden sind Spannungsumlagerungen infolge der aushubbedingten Entlastung und der aus der Baugrund-Tragwerk-Inter-

aktion resultierenden Verbauwandverformung. Die Spannungsänderungen sind wegen der räumlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion nicht einheitlich und von der Lage und Entfernung zur Verbaukonstruktion abhängig. Darüber hinaus sind die Verformungen auch zeitabhängig, da bei bindigen Böden mit geringer Durchlässigkeit Spannungsänderungen erst mit der Konsolidierung wirksam werden. In Bild 2.1 werden schematisch die zeitabhängigen Verformungen für eine nicht gestützte und eine einmal gestützte Wand mit den dazugehörigen Spannungsänderungen dargestellt. Die effektiven Spannungspfade (ESP) für zwei ausgewählte Bodenelemente verdeutlichen den zeitabhängigen Effekt der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden. So nähert sich z.B. der ESP für das Bodenelement (B) unterhalb der Baugrubensohle durch den zeitabhängigen Abbau des Porenwasserunterdrucks der Fließgrenze ($B'_1 - B'_\infty$) und bestimmt dadurch die Ausbildung plastischer Zonen und die Größe der Verformungen. Der totale Spannungspfad (TSP) bleibt hingegen nach der Aushubentlastung unverändert ($B_1 = B_\infty$).

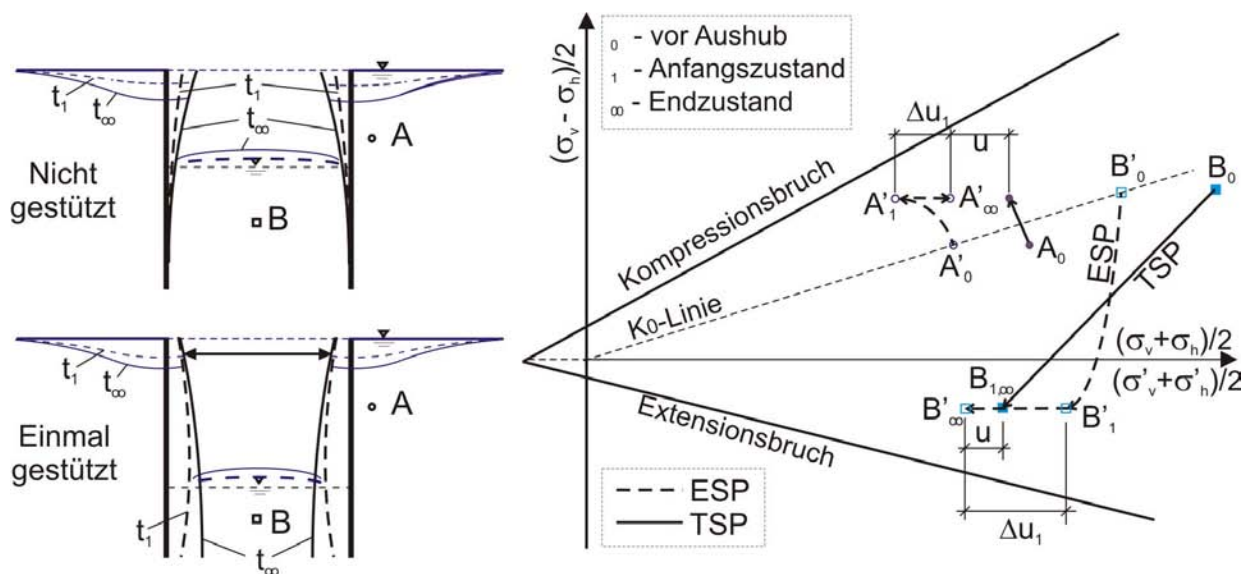


Bild 2.1: Prinzipielle Darstellung der Verformungen und Spannungspfad bei Baugruben in weichen Böden, in Anlehnung an *Lambe (1970)*

In der Literatur finden sich zur Identifikation und Interpretation der das Spannungsverformungsverhalten maßgebend prägenden Einflussfaktoren zahlreiche messtechnisch überwachte Fallbeispiele. In *Moormann (2002)* werden hierzu über 500 Fallbeispiele aus überwiegend internationaler Literatur (*Long, 2001; Carder, 1995; Clough/O'Rourke, 1990; Clough et al., 1989; Peck, 1969*) in einer Datenbank angelegt und systematisch mit dem Ziel ausgewertet aktuelle Richt- und Erfahrungswerte für Verformungsprognosen abzuleiten.

Die durch den Entwurfsverfasser beeinflussbaren Faktoren auf das Spannungsverformungsverhalten sind in erster Linie die Art der Verbaukonstruktion und deren Steifigkeit. In den

empirischen Auswertungen werden daher überwiegend diese Einflussfaktoren untersucht. Baugruben in weichen Böden werden üblicherweise mit verformungsarmen Verbauwänden hergestellt, die Verformungen im Baugrund reduzieren aber nicht gänzlich vermeiden können, siehe auch *Palmer/Kenny (1972)*, *Burland et al. (1979)* und *Fujita (1994)*. Spundwände, Bohrpfahlwände und Schlitzwände haben sich als Verbauwände bewährt. Wobei nach einer Beurteilung von *Duncan/Bentler (1998)* tendenziell in den letzten Jahrzehnten eine Zunahme der Verwendung von biegesteifen Bohrpfahl- und Schlitzwänden bei gleichzeitig rückläufigem Einsatz von Spundwänden festgestellt wird. Als Folge dessen wird auch von einer generellen Reduzierung der gemessenen Verformungen berichtet, welche nicht nur mit der biege-steiferen Konstruktion sondern auch mit dem technischen Fortschritt im Spezialtiefbau verbunden ist. Konstruktionsdetails und ausführliche Beschreibungen der Bauvorgänge finden sich in *Gebreselassie (2003)*, *Gabba et al. (2003)* und *EAB (2006)*.

Der Einfluss der Steifigkeit der Verbauwand und des Stützsystems, wie z.B. Biegesteifigkeit und Einbindetiefe der Verbauwand bzw. Nachgiebigkeit, Anordnung und Anzahl der Stützstellen, hat einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten. Die Auswertungen von *Moormann (2002)* lassen aber sowohl für den vertikalen Stützstellenabstand als auch für die Einbindelänge keine definierbare Abhängigkeit erkennen. Gleiches gilt auch für die Untersuchung der Systemsteifigkeit unter Berücksichtigung des mittleren vertikalen Stützstellenabstandes bzw. der Baugrubentiefe H und der Biegesteifigkeit der Wand in Anlehnung an *Rowe (1952)*, *Clough et al. (1989)*, *Addenbrooke et al. (2000)*. Somit werden unabhängig von der Bodenart die Erkenntnisse von *Long (2001)* bestätigt, dass die Verformungen weitgehend unabhängig von der Systemsteifigkeit sind. Demgegenüber wird die Abhängigkeit der Wandverformung von der Systemsteifigkeit bei zusätzlicher Betrachtung der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle h_{BGS} nach *Clough et al. (1989)* bestätigt. Ebenso wird prinzipiell ein direkter Zusammenhang zwischen der Aufbruchsicherheit h_{BGS} und der Wandverformung in Anlehnung an *Mana/Clough (1981)* bei ausgesteiften Baugruben in weichen Böden festgestellt, der auch mit numerischen Parameterstudien (*Karlsrud/Andresen, 2007*) bestätigt wird, bei dem die Wandverformungen bei einer Globalsicherheit $h_{BGS} < 1,5$ deutlich ansteigen.

Auch bei weichen Böden ist eine unmittelbare Abhängigkeit der horizontalen Wandverformung von der Aushubtiefe H aufgrund der starken Streuungen bei den untersuchten Baugruben in weichen Böden nicht zweifelsfrei erkennbar (*Moormann, 2002*). Für die horizontale Wandverformung $u_{h,max}$ wird für den Gebrauchszustand ein mittlerer Wert in der Größenordnung von 0,9 % der Baugrubentiefe H mit einem Streubereich zwischen 0 % und 3 % festgestellt. Ein Einfluss der Baugrubengeometrie in Form des Aushubvolumens konnte nicht beobachtet werden. In Bezug auf den Wandtyp treten die größten Verformungen bei Spundwänden auf.

Die mittleren Setzungen hinter der Verbauwand weisen einen Bereich von $u_{v,max} / H = 0,1$ bis $10,3 \%$ mit einem Mittelwert von $u_{v,max} / H = 1,1 \%$ auf. Die Größe und auch die Reichweite der Setzungen der in *Moormann (2002)* untersuchten Baugruben bestätigen im Wesentlichen die von *Peck (1969)* definierten Setzungszonen in Abhängigkeit der Bodenart, die vom Entwurfsverfasser nicht beeinflusst werden kann. Hier werden für breiige bis weiche Böden maximale Setzungen zwischen $1,0$ und $2,0 \%$ der Baugrubentiefe H und bei tiefreichenden weichen Böden größere Setzungen prognostiziert. Für weiche Böden wird die Lage der maximalen Setzung hinter der Wand nach der Vorgehensweise der normierten Setzung (*Goldberg et al., 1976*) bis zu einer Entfernung von $0,75 \cdot H$ in *Moormann (2002)* bestätigt. Eine hierbei bereits berücksichtigte Untersuchung von einer in Deckelbauweise hergestellten Baugrube (*Ou et al., 1998*) weist sogar Reichweiten der gemessenen Setzungen bis zu Entfernungen größer $2,5 \cdot H$ auf.

Für die teilweise beeinflussbaren Größen nach Tabelle 2.1 auf das Spannungsverformungsverhalten liegen nur wenige gesicherte Erkenntnisse vor, so dass eine abgesicherte Beurteilung der Auswirkungen nicht möglich ist. Wie im Allgemeinen bekannt ist, haben die Methode der Herstellung und die Qualität der Ausführungsarbeiten einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten. Bezüglich der Herstellungsmethoden sind die Erfahrungen aus der Praxis in die einschlägigen Normen und Technischen Regelwerken eingearbeitet, siehe z.B. *EAB (2006)*. Zur Abschätzung des Einflusses der Qualität der Ausführungsarbeiten auf das Verformungsverhalten wird in *Bauer (1984)* ein formelmäßiger Zusammenhang abgeleitet. In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss der Ausführungsqualität zunächst nicht weiter berücksichtigt.

Die Standzeit der Baugrube und der zeitliche Bauablauf sind wesentliche Einflussfaktoren auf das Spannungsverformungsverhalten und wurden bereits von *Burland et al. (1979)* beschrieben, siehe auch Abschnitt 2.2.3. Dennoch werden die zeitlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden i.d.R. bei den empirischen Auswertungen nicht berücksichtigt, da nur die maximalen aufgetretenen Verformungen am Ende der Baumaßnahme von Bedeutung sind bzw. diese nur als Messwerte in der Literatur vorliegen.

Die Auswirkungen von Nutzlasten (*EAB, 2006*), Grundwasserhaltung (*Moormann, 2002*) und Wettereinflüssen (z.B. *Besler, 1994*) sind hinreichend bekannt und werden in der vorliegenden Arbeit nicht untersucht.

2.2.2 Verformungsprognose bei Baugruben in weichen Böden

Neben den zuvor dargestellten empirischen Ansätzen zur Verformungsprognose bei Baugruben und besonders Baugruben in weichen Böden werden ferner auch erdstatische bzw. semi-

empirische Verfahren in der Literatur angegeben, wie z.B. *Nendza/Klein (1973)*, *Stroh (1974)* oder *Ulrichs (1980)*, die im Allgemeinen für vereinfachte Abschätzungen der Verformungen bei Baugruben in tragfähigen nichtbindigen und bindigen Böden verwendet werden können. Für die komplexen zeitabhängigen und räumlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden sind diese Ansätze nur bedingt geeignet. Semi-empirische Näherungsverfahren zur Abschätzung der Wandverformung werden von *Masuda (1996)* basierend auf einer empirischen Auswertung von Schlitzwandbaugruben in Japan und von *Mana/Clough (1981)* basierend auf empirischen Auswertungen in Verbindung mit numerischen Parameterstudien präsentiert. Auf der Grundlage der mobilisierten undrännierten Scherfestigkeit wird in *Osman/Bolton (2004, 2006)* für bindige Böden ein analytisches Berechnungsverfahren zur Berechnung der Wandverformung abgeleitet. Allerdings werden dabei idealisierte undrännierte Randbedingungen mit volumenkonstanten Verformungen vorausgesetzt.

Zur Prognose von Hebungen in der Baugrube liegen nur vereinzelte Fallbeispiele mit Messergebnissen von Extensiometern vor, so dass eine empirische Auswertung für Baugruben in weichen Böden nicht möglich ist. *Ou et al. (1998)* berichten von Hebungen die einem 0,94- bis 1,42-fachen Anteil der maximalen Setzung entsprechen. In *Gebreselassie (2003)* werden zur Bestimmung des elastischen Anteils der Sohlhebung analytische Beziehungen auf der Grundlage erdstatischer Prinzipien aus der Literatur zusammengestellt. *Oung et al. (2007)* verwenden zur Berechnung von Sohlhebungen das analytische *Terzaghi-Buisman-Koppejan* Modell unter Berücksichtigung der eindimensionalen Konsolidationstheorie, siehe auch *Kwast et al. (2001)*. Bei Baugruben in weichen Böden sind allerdings die Spannungsänderungen und folglich auch der Konsolidierungsprozess mehrdimensional, siehe auch *Moormann (2002)* und *Gebreselassie/Becker (2005)*.

Die Finite Elemente Methode (FEM) ist ein sehr effizientes Hilfsmittel zur Berechnung des zeitabhängigen Spannungsverformungsverhaltens bei Baugruben in weichen Böden. Die Qualität der numerischen Berechnungsergebnisse ist dabei aber immer abhängig von der Wahl des Stoffmodells (siehe auch Abschnitt 3) und der Materialparameter und darüber hinaus von einer realistischen Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Die Chancen und Möglichkeiten der numerischen Simulation von Baugruben in weichen Böden werden ausführlich mit Parameterstudien der maßgebenden Einflussfaktoren und Nachrechnungen von praktischen Projekten in *Gebreselassie (2003)*, *Moormann (2001)* und *Freiseder (1998)* diskutiert. Der aktuelle Stand zu Anwendung der FEM bei Baugruben ist in *Hettler/Schanz (2008)* beschrieben. Im Wesentlichen wird allerdings die bereits vor drei Jahrzehnten von *Clough/Mana (1976)* formulierte grundsätzliche Vorgehensweise einer Anwendung der FEM möglichst in Verbindung mit

der Beobachtungsmethode in Form einer messtechnisch begleitenden Bauüberwachung bestätigt. Aus Nachrechnungen früher Bauzustände können gegebenenfalls dann die Materialparameter kalibriert und die Prognose überprüft werden. Die Anwendungsgrenzen der FEM bei Baugruben in weichen Böden sind daher vor allem durch die Eignung und Auswahl des Stoffmodells, die Schwierigkeiten bei der Festlegung der Materialparameter und die Modellierung des Bauablaufs definiert.

Zusammenfassung:

- Empirische und analytische Ansätze zur Verformungsprognose erlauben als Näherungsverfahren erste Abschätzungen nur mit einer Vielzahl vereinfachender Annahmen, wobei besonders zeitabhängige Effekte im Allgemeinen nicht erfasst werden.
- Numerische Berechnungen sollten möglichst in Ergänzung mit der Beobachtungsmethode und einer messtechnischen Überwachung angewendet werden.

2.2.3 Zeitabhängige Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Die zeitabhängigen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden werden maßgebend durch die Standzeit der Baugrube und den zeitlichen Bauablauf der einzelnen Bauphasen geprägt. Infolge der Aushubentlastung und der daraus resultierenden Wandverformung entstehen im undrännierten Anfangszustand Porenwasserunter- und bereichsweise auch Porenwasserüberdrücke. Mit der eintretenden Konsolidierung bauen sich diese in Abhängigkeit der Durchlässigkeit k , des Steifigkeitsverhaltens \mathbf{Ds}/\mathbf{De} , und der Größe der Spannungsänderung \mathbf{Ds} und des Entwässerungsweges D mit der Zeit t ab:

$$\Delta u = f\left(k, \frac{\Delta \mathbf{s}}{\Delta \mathbf{e}}, \Delta \mathbf{s}, D, t\right) \quad (2.1)$$

Wenn die Porenwasserüberdrücke \mathbf{Du} (positive sowie negative) vollständig abgebaut sind, spricht man von dem drännierten Endzustand. Die Fragestellung, ob undrännierte oder drännierte Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden maßgebend sind, wurde bereits vielfach diskutiert (Vermeer/Meier, 1998; Kempfert/Gebreselassie, 2002; Wehnert, 2006). Der ungünstigste Fall für Baugruben in weichen Böden ist scheinbar der drännierte Fall, da der Aushub einen Porenwasserunterdruck erzeugt, der kurzfristig zur Stabilität der Baugrube beiträgt. Durch die Konsolidation verringern sich die effektiven Spannungen und somit die Scherfestigkeit. Folglich nimmt der aktive Erddruck zu und der Erwiderstand ab. Bei temporär gestützten Baugruben ist jedoch zu beachten, dass die Zeit der Herstellung möglicherweise nicht lang genug ist, um die Randbedingungen als drännierten Zustand oder nicht kurz genug, um sie als undrännierten Zustand zu definieren. In

der Bemessungspraxis wird die zeitabhängige Spannungsänderung meist nicht oder nur indirekt durch Grenzwertbetrachtungen berücksichtigt. *Vermeer/Meier (1998)* liefern hierfür mit der Betrachtung der dimensionslosen Zeit T_v eine Entscheidungshilfe. Für einen nahezu undrännierten Zustand wird ein Wert $T_v < 0,01$ nach Gleichung (2.2) vorgeschlagen, der einem Konsolidationsgrad U von etwa 10 % entspricht. *Wehnert (2006)* demonstriert am Beispiel einer tiefen Baugrube in Singapur die Schwierigkeit bei der Festlegung auf undrännierte oder drännierte Verhältnisse, da sich in Abhängigkeit des Entwässerungsweges und der Steifigkeit vor und hinter der Verbauwand unterschiedliche Grenzwerte hinsichtlich des drännierten und undrännierten Falls ergeben. Wobei dort drännierte Verhältnisse für $T_v > 0,4$ mit $U > 70$ % angenommen werden.

$$T_v = \frac{k \cdot E_s}{g_w \cdot D^2} \cdot t = \frac{c_v}{D^2} \cdot t \quad (2.2)$$

Vermeer/Meier (1998) und auch *Moormann (2002)* berichten aus der angelsächsischen Literatur über die Bemessung von Baugruben in bindigen Böden den häufigen Ansatz der undrännierten Scherfestigkeit in der totalen Spannungsanalyse für den Anfangszustand (*Puller, 1996; Karlsrud/Andresen, 2007*). Im deutschsprachigen Raum aber auch in Mitteleuropa werden in der Regel effektive Scherfestigkeiten für den drännierten Endzustand angesetzt (*EAB, 2006*). Der tatsächliche Zustand einer Baugrube in weichen Böden liegt im Allgemeinen zwischen diesen beiden Extremfällen. Die wirkliche Situation sollte daher unter Berücksichtigung der Porenwasserdruckentwicklung und der daraus resultierenden zeitabhängigen Konsolidation erfasst werden.

Ou et al. (1998, 2000) belegen mit der Untersuchung von Dehnungspfaden, die aus kombinierten Inklino- und Extensiometermessungen bei einer tiefen Baugrube in Taipei abgeleitet wurden, dass hinter der Verbauwand Volumenverformungen auftreten, die undrännierte Verhältnisse ausschließen. Für das zeitabhängige Verformungsverhalten werden Verformungsraten von bis zu $v = 0,6$ mm/d für die verschiedenen Aushubtiefen ermittelt, die mit zunehmendem Aushub einen linearen Anstieg aufweisen. Vergleichsweise beträgt die Verformungsrate bei einer tiefen Baugrube in steifen überkonsolidierten Böden in Kent nach *Richards et al. (2007)* in etwa $v = 0,1$ mm/d. Weiterhin wird berichtet, dass der zeitabhängige Verformungsanteil, der nach Fertigstellung des jeweiligen Aushubniveaus entsteht, bei den Wandverformungen etwa 30 bis 36 % und bei den Setzungen etwa 44 % (*Ou et al., 2000*) beträgt.

Es finden sich Aussagen, dass effektive Spannungen das Verhalten des Bodens auch unter undrännierten Bedingungen bestimmen (*Janbu, 1977; Gebreselassie, 2003*). Ferner berichten *Lafleur et al. (1988)* und *Moormann (2002)* von einer Überschätzung der Standsicherheit bei Berechnungen mit undrännierten Scherfestigkeiten und dass die Lage möglicher Gleitfugen falsch abgebildet werden, siehe *Gebreselassie (2003)*. *Hettler et al. (2002)* zeigten mit einem Beispiel einer einfach

gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand, dass die c_u -Methode zur Bestimmung der Einbindetiefe der Wand zu großen Interpretationsschwierigkeiten führt. In *EAB (2006)* wird daher empfohlen auch bei undrained Randbedingungen mit effektiven Scherfestigkeiten in der Form des Ersatzreibungswinkels $ersj_{s,k}$ auf der Grundlage der undrained Scherfestigkeit zu dimensionieren. *Kempfert/Gebreselassie (2002)* bestätigten mit analytischen Vergleichsberechnungen die auf der sicheren Seite liegende vereinfachte Vorgehensweise.

Mit der Untersuchung der wirksamen Spannungspfade in *Kempfert/Gebreselassie (2002)* und *Gebreselassie (2003)* wurde nachgewiesen, dass in überwiegenden Bereichen im Boden eine Entlastungssituation eintritt und in der Regel vor dem Wandfuß, ungeachtet der Wandverschiebung, kein Porenwasserüberdruck auftritt.

Über die Betrachtung der Standzeit der Baugrube hinaus, die über undrained und drained Randbedingungen entscheidet, besteht in dem zeitlichen Ablauf der jeweiligen Konstruktionschritte ein weiterer zeitabhängiger Effekt. Die Spannungsratenabhängigkeit des Verformungsverhaltens von weichen See- und Beckentonen aus dem süddeutschen Raum konnte in Form einer zunehmenden Steifigkeit bei Erhöhung der Spannungsrate in Abhängigkeit der Durchlässigkeit von *Soumaya (2005)* beschrieben werden. In *Messerklinger (2006)* wurde die Porenwasserdruckentwicklung mit Bezug auf die Spannungsraten bei drained Triaxialversuchen untersucht. Für die Einhaltung der drained Verhältnisse konnten maximale effektive Spannungsraten von $\dot{s} = 1 \text{ kN/m}^2/\text{h}$ ermittelt werden, die dennoch Porenwasserüberdrücke Du mit einem Anteil von bis zu $Du/Ds = 19 \%$ der Spannungsänderung Ds verursachen können. Unter Berücksichtigung der Abhängigkeit der Auswirkungen der Verformungsrate von der Struktur des Bodens stellten *Zhang et al. (2003)* eine Zunahme der undrained Scherfestigkeit von etwa 10 % bei einer Erhöhung der Kompressionsrate um den Faktor 10 fest. Bei Extensionsbelastungen ist die Scherfestigkeitszunahme mit etwa 7 % geringfügig kleiner.

Zusammenfassung:

- Bei Baugruben in weichen Böden liegen die Randbedingungen in Abhängigkeit der Bauzeit im Allgemeinen zwischen den beiden Extremen des undrained Anfangszustandes und des drained Endzustandes.
- Das Spannungsverformungsverhalten ist zeitabhängig, die zeitabhängigen Verformungsanteile können bis zur Hälfte der Gesamtverformung betragen.
- Undrained Spannungsanalysen mit totalen Spannungen und undrainer Scherfestigkeit können die Sicherheiten überschätzen.

- Für die Anwendung der effektiven Spannungsanalyse sind für den Anfangszustand Kenntnisse über die zeitabhängige Porenwasserdruckentwicklung notwendig.
- Das Spannungsverformungsverhalten ist spannungsratenabhängig.
- Numerische Berechnungen sollten bevorzugt mit effektiven Scherparametern und undränierten Bedingungen mit einer gekoppelten Konsolidationsberechnung durchgeführt werden.

2.2.4 Räumliche Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Das Verformungsverhalten von Baugruben ist maßgeblich abhängig von den wirkenden Spannungspfaden (*Gebreselassie, 2003; Powrie et al., 1998*). Unter dem Begriff Spannungspfad ist im Allgemeinen die Änderung des Spannungszustandes eines Bodenelementes zu verstehen. Bei Baugruben sind die Spannungspfade aufgrund der Baugrund-Tragwerk-Interaktion nicht einheitlich, da in Abhängigkeit der Aushubentlastung und der daraus resultierenden Verformungen der Verbaukonstruktion ein räumlicher Einfluss auf die Beanspruchung des Baugrundes entsteht. Bereits in *Stroh (1974)* konnten für verankerte Baugruben Bereiche mit für die Baugrund-Tragwerk-Interaktion charakteristischen Spannungsänderungen beschrieben werden, siehe Bild 2.2a). Für tiefe Baugruben in weichen Böden leiten *Zhu/Liu (1994)* mit einer numerischen Parameterstudie und Kalibrierung an praktischen Projekten Zonen mit einem definierten Hauptspannungsverhältnis $k = \sigma_1/\sigma_3$ in Abhängigkeit der Baugrubentiefe ab. Die Ausdehnung der Bereiche wird in Bezug auf Wandlänge und Baugrubentiefe vorgenommen und die Zuordnung zu den Spannungspfadzonen erfolgt in Bild 2.2b).

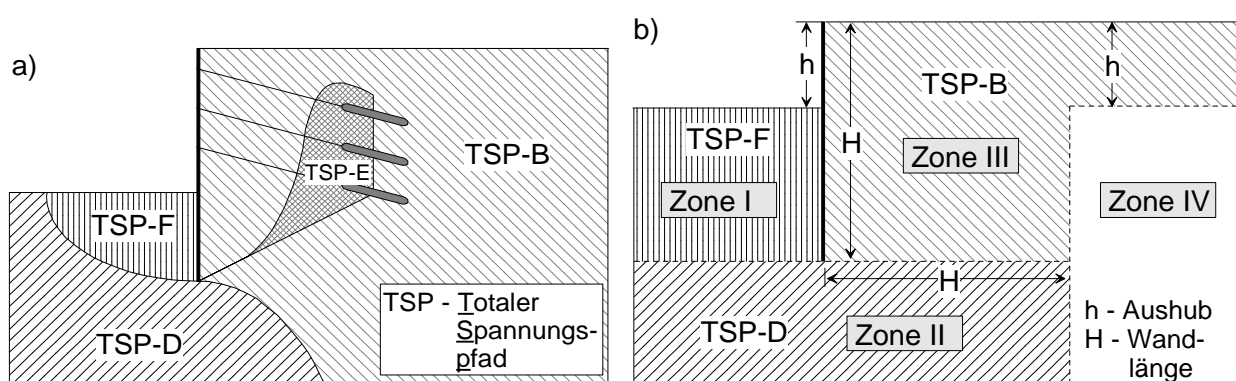


Bild 2.2: Charakteristische Spannungspfadbereiche bei Baugruben

a) nach *Stroh (1974)* für verankerte Baugruben und

b) in Anlehnung an *Zhu/Liu (1994)* für tiefe Baugruben in weichen Böden

Da bei Randwertproblemen im ebenen Deformationszustand Spannungszustände mit vier Komponenten definiert sind ($\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x, \sigma_{yx}$) können Spannungspfade nicht mehr anschaulich

dargestellt werden. Aus pragmatischen Gesichtspunkten werden in dieser Arbeit keine vollständigen Spannungspfade, sondern die Abfolge verschiedener Spannungszustände anhand der vertikalen und horizontalen Spannungskomponenten dargestellt. Diese Abfolge wird hier als Spannungsverlauf bezeichnet. Sofern keine Drehung der Hauptspannungen eintritt, entsprechen diese Spannungsverläufe den Spannungspfaden, so wie sie bei der Verwendung von Hauptspannungen bei Elementversuchen, z.B. Ödometerversuchen, Triaxialversuchen, dargestellt werden können, siehe auch Abschnitt 5.

Die in Bild 2.2 beschriebenen Spannungspfadbereiche sind daher als mögliche Spannungsverläufe bei Baugruben unter Verwendung kartesischer Spannungskomponenten zu verstehen. In Bild 2.3 sind mögliche Spannungspfade des Triaxialversuchs und deren Übertragung auf Bereiche von idealisierten Spannungsverläufen bei Baugruben dargestellt.

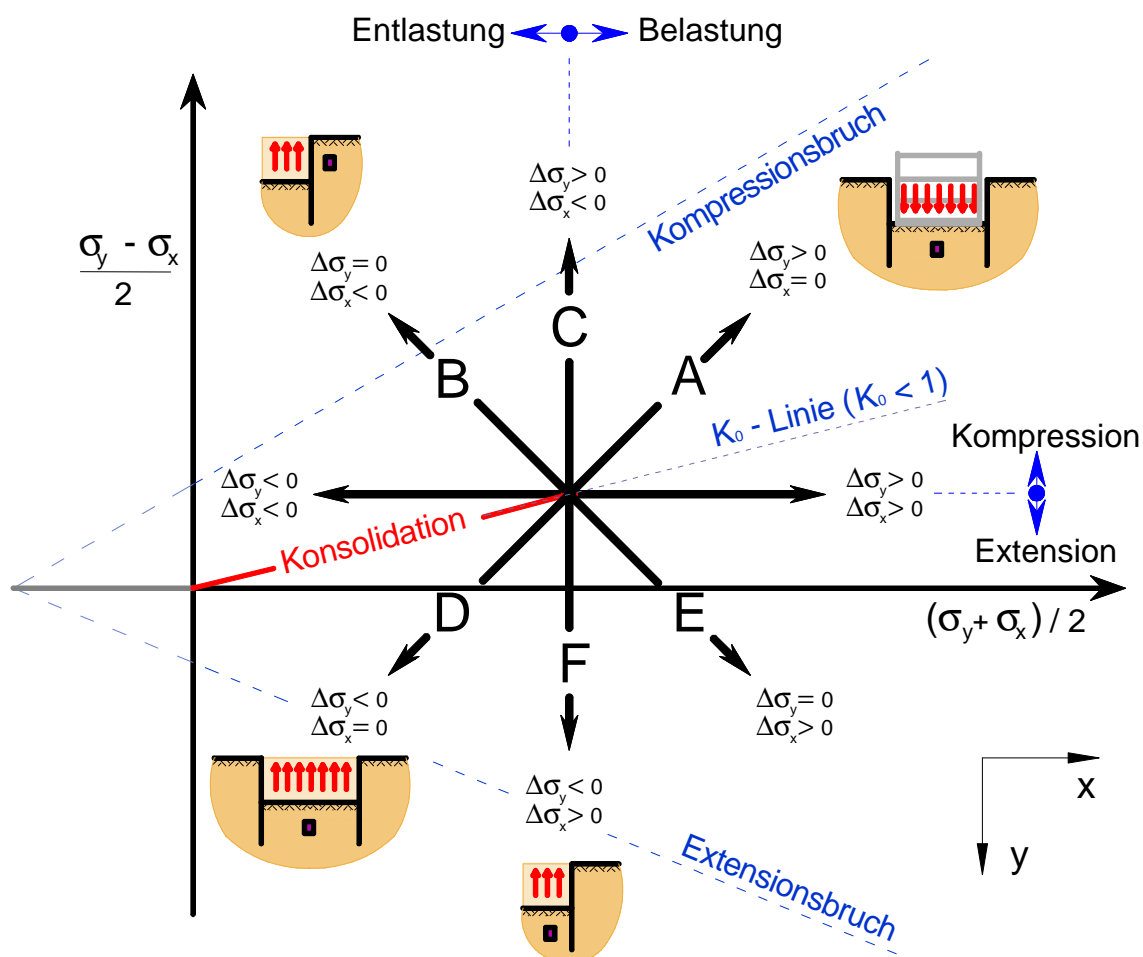


Bild 2.3: Idealisierte Spannungspfade für triaxiale Spannungsbedingungen

Der Spannungspfad D ist typisch für den Spannungsverlauf im mittleren Bereich unterhalb der Baugrubensohle. Die Spannungsänderungen infolge der Wandverformungen sind hier vernachlässigbar klein. Mit zunehmendem Einfluss der Wandverformung nehmen die horizontalen Spannungsänderungen zu und der Spannungspfad dreht sich gegen den Uhrzeigersinn und entspricht bei gleich großen vertikalen Ent- und horizontalen Belastungssinkrementen dem Spannungspfad F.

Bei Baugruben entsteht allerdings eine Drehung der Hauptspannungen in Abhängigkeit des Bauablaufs. Die daraus resultierenden Schubspannungsanteile sind schematisch in Bild 2.4 dargestellt.

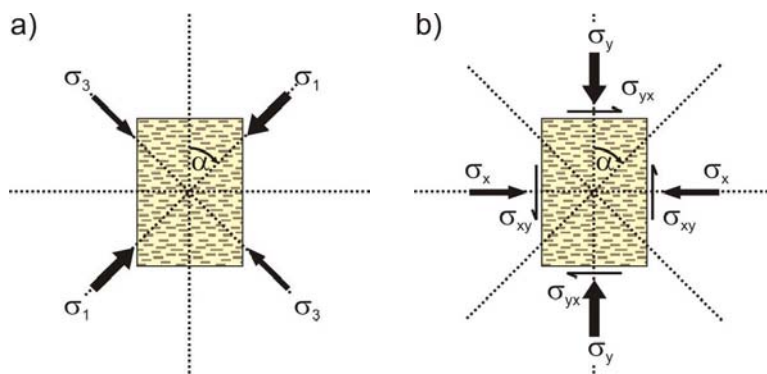


Bild 2.4:

a) Drehung der Hauptspannungen und b) resultierende kartesische Spannungskomponenten bei Baugrubenbeanspruchungen

Mit numerischen Untersuchungen ist in *Gebreselassie (2003)* und *Powrie et al. (1998)* auf die Schwierigkeit bei der Identifikation eines einheitlichen Spannungsverlaufs in dem Bereich vor dem Wandfuß hingewiesen worden. In *Stroh (1974)* wurde der Einflussbereich der Wandverformungen in Annäherung an die gekrümmte Gleitfläche des Erdwiderstandes abgegrenzt. Demgegenüber beschreiben *Zhu/Liu (1994)* für den gesamten Bereich unterhalb der Aushubsohle bis in eine Tiefe zum Wandfuß ein stark abnehmendes Hauptspannungsverhältnis (Zone I). Die Auswertung von totalen Spannungspfaden in *Freiseder (1998)* aus einer numerischen Analyse mit dem elasto-plastischen Hardening Soil Model (HSM) einer tiefen Baugrube in Salzburg liefert prinzipiell vergleichbare Spannungsverhältnisse, siehe Bild 2.5a). Der Vergleich von drei Spannungspfaden in den Punkten E, D und F aus *Freiseder (1998)* mit dem Verlauf des Spannungsverhältnisses für Zone I (Bild 2.5a) verdeutlicht allerdings die Interpretationsschwierigkeiten des Spannungsverhalten unter Berücksichtigung des Hauptspannungsverhältnisses. Der deutliche Anteil der horizontalen Spannungszunahme in dem Punkt D vor dem Wandfuß wird daraus nicht ersichtlich.

Das Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden hängt im Wesentlichen von der maßgebenden Steifigkeit des anisotropen Bodens ab. Mit der Untersuchung der totalen und effektiven Spannungspfade konnte in *Gebreselassie (2003)* für den Bereich unterhalb der Baugrubensohle überwiegend eine Entlastungssituation festgestellt werden. Eine Zu-

ordnung der totalen Spannungspfade vor dem Wandfußbereich zu einem idealisierten totalen Spannungspfad (Bild 2.5b) ist allerdings nicht eindeutig möglich. Aus diesem Grund ist für eine zuverlässige Ermittlung des Spannungsverformungsverhaltens unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit die zeitabhängige Entwicklung der effektiven Spannungen von entscheidender Bedeutung. Die komplexen Randbedingungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion erschweren aber bislang eine zuverlässige Prognose der Porenwasserdruckentwicklung und folglich der effektiven Spannungspfade. Insbesondere sind die Einflüsse auf den Boden, die aus der horizontalen Wandverformung entstehen, bei einer gleichzeitigen vertikalen Aushubentlastung nicht quantifizierbar.

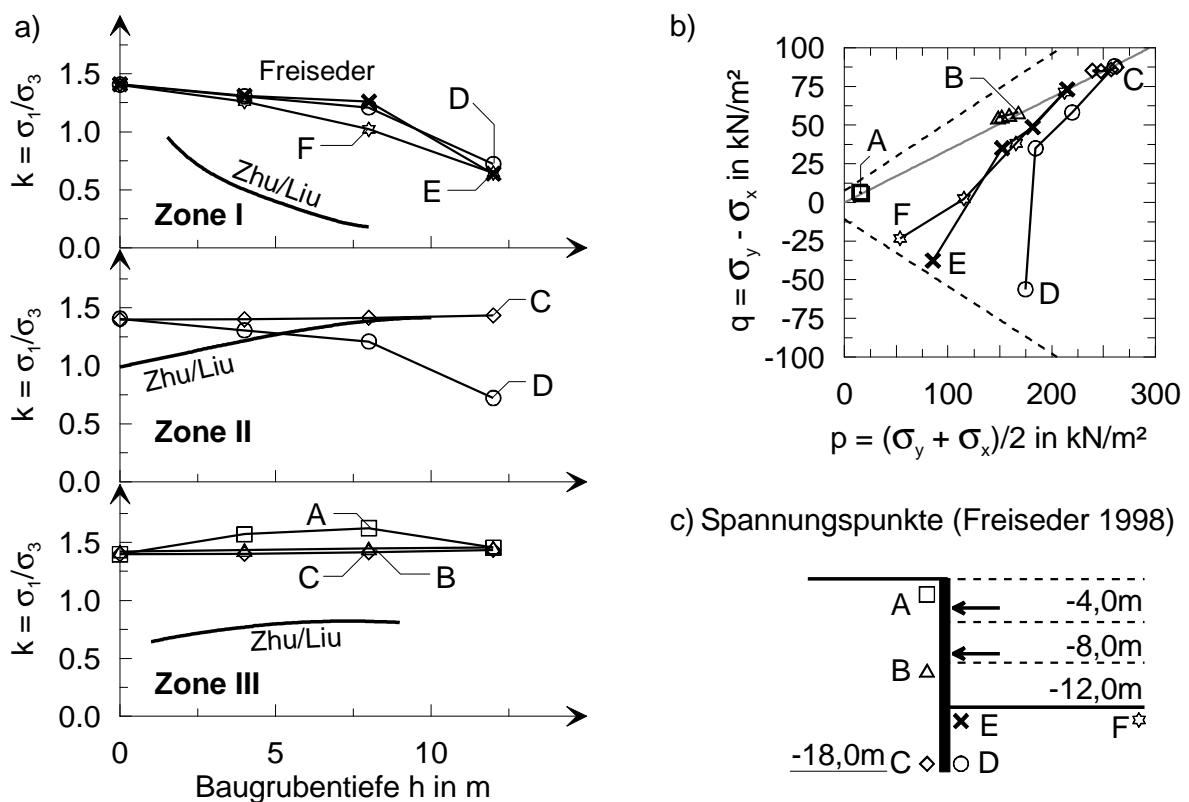


Bild 2.5: a) Hauptspannungsverhältnisse in charakteristischen Zonen nach Zhu/Liu (1994) im Vergleich mit Freiseder (1998),
 b) totale Spannungspfade nach Freiseder (1998) und
 c) untersuchte Spannungspunkte (Freiseder (1998))

Bei triaxialen Versuchsbedingungen ergibt sich der Porenwasserüber-/unterdruck Du aus Gleichung 2.3 nach Skempton und Bishop zu

$$\Delta u = B \cdot [\Delta s_3 + A \cdot (\Delta s_1 - \Delta s_3)] \quad (2.3)$$

Hierbei wird die triaxiale Spannungsbedingung $s_3 = s_2$ vorausgesetzt. Für gesättigte normal-konsolidierte bindige Böden gilt $B \gg 1$. Der Porenwasserdruckbeiwert A ist demgegenüber

nicht konstant, sondern abhängig von der Richtung der Hauptspannung, dem Anfangsspannungszustand (K_0) und der plastischen Volumendehnung, siehe auch *Franke (1980)* und *Schweiger (2002)*. Die Abhängigkeit des Porenwasserdruckbeiwertes A von der Rotation der Hauptspannungen konnte von *Lin/Penumadu (2005)* mit experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Für Grenzwertbetrachtungen sind für den Porenwasserdruckbeiwert A_f im Bruchzustand in *Gebreselassie (2003)* Beziehungen zwischen dem Standardtriaxialversuch (Pfad A) und anderen Spannungspfadbeanspruchungen angegeben. Die zeitabhängige Porenwasserdruckentwicklung wird somit durch den Porenwasserdruckbeiwert A bestimmt und ist folglich spannungspfadabhängig.

Im Allgemeinen wird die Unabhängigkeit der effektiven Scherparameter und somit der effektiven Spannungspfade von der Richtung der totalen Spannungspfade im Kompressionsbereich angenommen, siehe auch *Gebreselassie (2003)*. *Lin/Penumadu (2005)* haben hingegen mit Axial- und Torsionsbelastungsversuchen eine Variation von 10° des effektiven Reibungswinkels bei einer Rotation der Hauptspannung von 0° bis 90° ermittelt. Hierbei entspricht der vertikalen Belastung eine Drehung um 0° (TSP-A) und der horizontalen Belastung eine von 90° (TSP-E). Infolge der Drehung der Hauptspannungsrichtung stellen sie darüber hinaus eine Abnahme der Steifigkeit, die auch in *Grammatikopoulou et al. (2008)* bestätigt wird, und der Porenwasserdruckentwicklung für den anisotropen Boden mit zunehmender Rotation fest. Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung wird z.B. auch im Bruchkriterium nach *Matsuoka/Nakai* berücksichtigt, siehe auch von *Wolffersdorff (2008)*.

Zusammenfassung:

- Das Spannungsverformungsverhalten, d.h. die maßgebende Steifigkeit ist spannungspfadabhängig.
- Bei Baugruben in weichen Böden sind die Spannungspfade nicht immer eindeutig idealisierten Spannungspfaden zuzuordnen, die mit Laborversuchen untersucht werden können.
- Die Porenwasserdruckentwicklung ist entscheidend abhängig vom Spannungspfad und dem Porenwasserdruckbeiwert.

2.3 Modellversuche für zwei Verbaukonstruktionen

2.3.1 Allgemeines

Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben ist bereits mit einer Vielzahl von Modellversuchen untersucht worden. Nach anfänglichen Versuchen mit Teilsystemen, bei denen die

Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf einzelne Vorgänge reduziert worden sind, wurde erstmals in *Tschebotarioff (1952)* die Herstellung eines Baugrubenverbau unter Berücksichtigung eines natürlichen Bodenaufagers berücksichtigt. Eine Übersicht der durchgeführten Modellversuche und den Forschungsschwerpunkten ist in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Tabelle 2.2: Auswahl von Modellversuchen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben

Art	Forschungsschwerpunkt	Bodenart	Referenz
1-g	Erdwiderstand bei verankerten Baugruben	nicht bindig, bindig (breiig bis steif)	<i>Tschebotarioff (1952)</i>
1-g	Tragverhalten verankerter Baugrubenwände	nicht bindig	<i>Wolff (1975)</i>
1-g	Mobilisierung des Erdwiderstandes	nicht bindig	<i>Besler (1998)</i>
1-g	Tragverhalten nicht gestützter und einfach gestützter biegsamer Verbauwände	nicht bindig	<i>Kremer (1998)</i>
1-g	Setzungsverhalten historischer Gründungen	weiche Böden	<i>Jovanovic (2002)</i>
n-g	Erddruckuntersuchungen auf unverankerte flexible Verbauwände	nicht bindig	<i>Schürmann (1997)</i>
n-g	Bodenverfestigung vor Verbaukonstruktionen	bindig	<i>Khan et al. (2006)</i>
in situ	Mobilisierung des Erdwiderstandes in Abhängigkeit der Verformung	bindig (steif bis halbfest)	<i>Wittlinger (1994)</i>
in situ	Verformungsverhalten gestützter Verbaukonstruktion	nicht bindig	<i>von Wolffersdorff (1994)</i>
in situ	Plastische Bemessung von Spundwänden und Einfluss schiefer Biegung	bindig	<i>Kort (2002)</i>

Der Forschungsschwerpunkt der in den letzten vier Jahrzehnten durchgeführten 1-g Modellversuche wurde überwiegend auf das Tragverhalten verankerter Baugrubenkonstruktionen und die Erddruckentwicklung bei nichtbindigen Verbauwänden ausgerichtet (*Wolff, 1975; Besler, 1997; Kremer, 1998*). In *Jovanovic (2002)* wurde erstmals der natürliche Sedimentationsprozess für normalkonsolidierte weiche Böden zur Untersuchung historischer Flachgründungen modelliert. Derartige Modellversuche sind für Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden bislang nicht durchgeführt worden. In n-g Versuchen in einem durch die Zentrifugentechnik erzeugtem erhöhten Schwerfeld wurde die Auswirkung von Bodenverfestigungsmaßnahmen vor dem Verbauwandfuß auf das Tragverhalten von Spundwandkonstruktionen untersucht (*Khan et al., 2006*). In den Niederlanden wurde nach dem Spundwandversuch von

Hochstetten in nichtbindigem Boden (von Wolffersdorff, 1994) ein Feldversuch in bindigem Boden zur Untersuchung des plastischen Materialverhaltens der Spundwand und des Einflusses schiefer Biegung geprüft (Kort, 2002). Das zeitabhängige Verhalten bei Baugruben in weichen Böden unter Berücksichtigung der Spannungsausbreitung im Boden und den daraus resultierenden Verformungen wurde aber bislang noch nicht untersucht.

Aufgrund fehlender Erkenntnisse wurden daher in der vorliegenden Arbeit Baugrubenmodellversuche mit normalkonsolidiertem Boden ausgeführt. Die bodenmechanischen 1g-Modellversuche wurden zur Untersuchung des zeitabhängigen Spannungsverformungsverhaltens bei Baugruben in weichen Böden vorgenommen. In erster Linie dienten sie dabei zur Identifizierung der Einflüsse aus der Baugrubenherstellung auf den Porenwasserdruckverlauf und somit auf die zeitabhängige Spannungsentwicklung im Boden. Darüber hinaus wurde für die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden das zeitabhängige Verformungsverhalten untersucht und mit Bezug auf dimensionslose Spannungsänderungen erste Hypothesen abgeleitet.

2.3.2 Modellgesetze für bodenmechanische 1g-Versuche in bindigen Böden

Die Modellversuche zielen nicht auf eine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Prototypen wie beispielsweise vorhandene oder geplante Baugruben nach der Modelltheorie. Anhand der Versuche sollen vielmehr phänomenologische Zusammenhänge der zeitabhängigen Baugrund-Tragwerk-Interaktion untersucht werden. Besonders, da die Übertragung der Modellversuchsergebnisse auf einen Prototypen immer mit Modellfehlern behaftet ist, deren Auswirkung quantitativ nicht einschätzbar sind (Walz, 2006). Zur Einhaltung der Modellgesetze müssen die bodenmechanischen 1g-Modellversuche daher immer das geotechnische Bauwerk und den Baugrund mit geometrischen Maßstabsfaktoren abbilden, eine mechanische Äquivalenz zwischen Modell und Prototyp einhalten und den Entstehungsvorgang des Baugrundes sowie Herstellungs- und Belastungsgeschichte des geotechnischen Bauwerks im Modellversuch nachvollziehen. Diese Bedingungen werden nachfolgend für die durchgeführten Modellversuche angewendet und die maßgebenden Modellgesetze beschrieben, siehe hierzu auch Jovanovic (2002).

Zur Erfüllung der mechanischen Äquivalenz bei den Baugrubenmodellversuchen sind die Modellgesetze unter Berücksichtigung der untersuchten Fragestellungen in drei Gruppen aufzuteilen:

- 1) Modellgesetze hinsichtlich der Verbaukonstruktion: Geometrie und Steifigkeitsverhältnisse
- 2) Modellgesetze hinsichtlich der äußeren Standsicherheit: Scherfestigkeit des Bodens für den undränierten und dränierten Grenzzustand und die Zeit

- 3) Modellgesetze hinsichtlich der Verformungen: Abbildung der effektiven Spannungen, der Verformungsmoduln, der Zusammendrückung des Bodens und der Setzungsbeträge

Die mechanische Äquivalenz hinsichtlich der Verbaukonstruktion kann nach *Walz (2006)* unter Berücksichtigung der dimensionslosen Biegesteifigkeit gut angenähert werden. Die Biegesteifigkeit der Verbauwand $E \cdot I$ mit der Dimension $[\text{kN} \cdot \text{m}^2]$ ist mit Bezug auf die Wichte \mathbf{g} $[\text{kN}/\text{m}^3]$ und die potenzierte Wandlänge l^5 $[\text{m}^5]$ dimensionslos dargestellt:

$$\left(\frac{E \cdot I}{\mathbf{g} \cdot l^5} \right)_{\text{Modell}} = \left(\frac{E \cdot I}{\mathbf{g} \cdot l^5} \right)_{\text{Prototyp}} \quad (2.4)$$

Der geometrische Maßstabsfaktor I ergibt sich aus den für die Modellversuche gewählten Abmessungen und Materialeigenschaften, siehe Abschnitt 2.3.4, und der Biegesteifigkeit einer gewählten Spundwand des Typs Larssen 703K eines fiktiven Prototyps.

$$I = \frac{l_P}{l_M} \quad (2.5)$$

Als Modellbaugrubenwand wurde eine 3 mm dicke Aluminiumtafel mit einer um den Faktor 3 geringeren Steifigkeit E und Wichte \mathbf{g} als bei einer Spundwand aus Stahl verwendet, die den geometrischen Maßstabsfaktor zu $I = 10$ bestimmt.

$$I = \sqrt[5]{\frac{(E \cdot I)_P \cdot \mathbf{g}_M}{(E \cdot I)_M \cdot \mathbf{g}_P}} \quad (2.6)$$

Zur weiteren Erfüllung des 1. Modellgesetzes muss die mechanische Äquivalenz bezüglich der Steifigkeit des Bodens zwischen Modell und Prototyp eingehalten werden. Als Modellversuchsboden wurde Kaolin verwendet und im flüssigen Zustand lagenweise eingebaut. Die Materialeigenschaften und die bodenmechanische Vergleichbarkeit von Kaolin mit normalkonsolidierten weichen Böden, wie z.B. Seeton, ist in Abschnitt 2.3.3 beschrieben. Der Versuchsboden konsolidierte unter Eigengewicht bis zum vollständigen Abklingen der Zeitsetzungen, so dass die Steifigkeit linear mit der Tiefe und somit dem effektiven Überlagerungsdruck zunimmt. Durch die im Modell um I verkürzte Tiefe ist die Steifigkeit gegenüber dem Prototyp entsprechend kleiner. Die so genannte Selbstähnlichkeit von normalkonsolidierten bindigen Böden in Modellversuchen wurde auch schon bei der Untersuchung des Tragverhaltens von historischen Holzgründungen im weichen Untergrund in *Jovanovic (2002)* ausgenutzt.

Die Modellgesetze zur Standsicherheit werden auch durch die Selbstähnlichkeit des normalkonsolidierten weichen Bodens eingehalten. Für den undrnierten Zustand ist die undrnierte Scherfestigkeit c_u linear von der effektiven Konsolidationsspannung \mathbf{s}'_c abhängig, siehe auch

Scherzinger (1991). In dem Modellversuch wird daher die Scherfestigkeit um den geometrischen Maßstabsfaktor I verkleinert.

$$c_u = I_{cu} \cdot s'_c \quad (2.7)$$

Für den dränierten Zustand ist die effektive Scherfestigkeit in Form des Winkels der effektiven Gesamtscherfestigkeit j'_s maßgebend, der im Modell und in der Natur identisch ist, siehe auch *Jovanovic (2002)*. Es wird vorausgesetzt, dass bei weichen bindigen Böden der Reibungswinkel nicht vom Spannungsniveau abhängig ist, so wie dies bei nichtbindigen Böden der Fall ist, siehe auch *Rainer/Fellin (2006)*.

Die Abbildung der Zeit in den Modellversuchen hat, wie bereits in Abschnitt 2.2.3 beschrieben wurde, einen entscheidenden Einfluss auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Nach *Jovanovic (2002)* kann die Abbildung der Zeit über die dimensionslose Konsolidationszeit T_v nach Gleichung (2.1) erfüllt werden, wenn gilt:

$$(T_v)_M = (T_v)_P \quad (2.8)$$

Daraus folgt unter der Voraussetzung, dass der Konsolidierungsbeiwert $c_v = k \cdot E_s / g_w$ im Modell und Prototyp in etwa gleich ist, für die Zeit:

$$t_M = \left(\frac{l_M}{l_P} \right)^2 \cdot t_P = \frac{t_P}{I^2} \quad (2.9)$$

Für die Modellzeit ergibt sich dadurch eine Verkürzung um den Faktor 1/100. Ein Tag der Modellversuchszeit entspricht 100 Tagen für den Prototyp. Bei der Abbildung der Zeit ist allerdings zu beachten, dass nur die Primärkonsolidation erfasst werden kann. Die viskosen Eigenschaften des Bodens, die zur Sekundärkonsolidation führen, können mit dem Modellgesetz nach Gleichung (2.8) nicht abgebildet werden.

Die Modellgesetze zu den Verformungen bezüglich effektiver Spannung, Verformungsmodul und Verzerrungen werden aufgrund der Selbstähnlichkeit des normalkonsolidierten Versuchsbodens ebenfalls eingehalten, siehe hierzu *Jovanovic (2002)*. Setzungen und Wandverformungen aus dem Modellversuch werden über den geometrischen Maßstabsfaktor auf den Prototyp übertragen.

2.3.3 Modellboden

Als Versuchsboden wurde technisch aufbereitetes und homogenisiertes Kaolin als Ersatz für normalkonsolidierten weichen See- und Beckenton verwendet. Das Kaolin ist ein so genann-

tes Zweischicht-Tonmineral und im Vergleich zu anderen Tonmineralien aufgrund des Durchmesser-Dicke Verhältnisses relativ grobkörnig und besitzt eine große Durchlässigkeit. Wegen der Ähnlichkeit des Kaolins mit natürlichen Tonen ist es für die Durchführung der Modellversuche sehr geeignet, siehe auch *Soumaya (2005)*, *Powrie/Daly (2007, 2002)*, *Khan et al. (2006)*, *Thaher (1991)*.

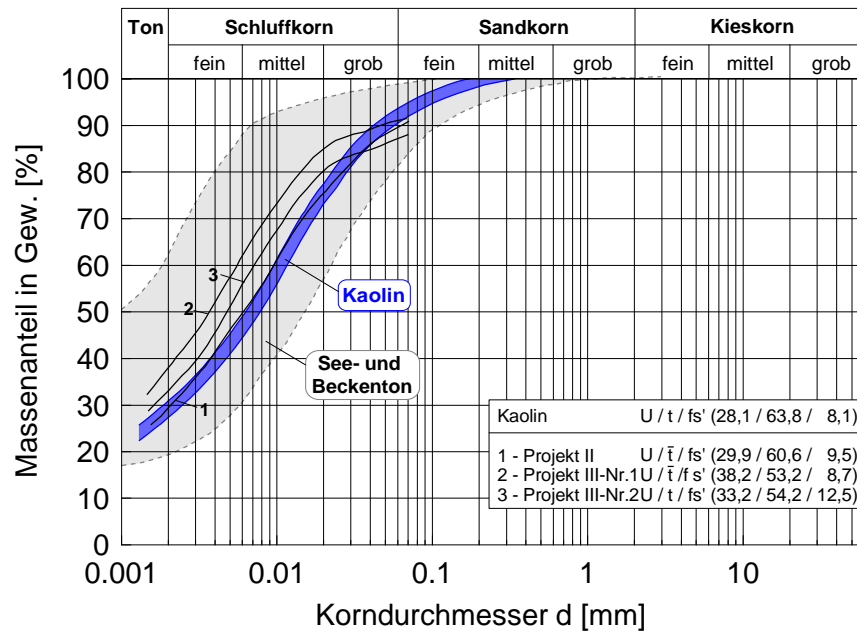
Die Ähnlichkeit des Kaolins mit den in Abschnitt 5 untersuchten normalkonsolidierten weichen Böden der praktischen Projekte aus dem süddeutschen Raum ist bezüglich der Kornverteilung in Bild 2.6a) dargestellt. Die Ergebnisse der Mineralanalyse des verwendeten Kaolins sind in Bild 2.6b) zu sehen. Die Plastizitätseigenschaften zeigen ebenfalls gute Übereinstimmungen hinsichtlich der Klassifizierung und Zustandsform mit den See- und Beckentonen, siehe Bild 2.6c). In Tabelle 2.3 sind die bodenmechanischen Kenngrößen und Materialparameter des Kaolins zusammengestellt, die aus Triaxial-, Rahmenscher- und eindimensionalen Kompressionsversuchen sowie Durchlässigkeitsversuchen bestimmt wurden.

Zur Vermeidung von herstellungsbedingten Lufteinschlüssen beim Einbau wurde das Kaolin im flüssigen Zustand mit einem Wassergehalt von bis zu $w = 60\%$ lagenweise eingebaut. Zur Konsolidationsbeschleunigung wurde eine zweiseitige Entwässerung mit einer Sandschicht unterhalb des Kaolins und einem konstant bis zur Oberfläche gehaltenen Wasserstand ermöglicht. In Bild 2.7a) ist für den unter Eigengewicht normalkonsolidierten Modellboden beispielhaft die Zeit-Setzungskurve dargestellt. Die Versuche wurden nach Abschluss der Konsolidation mit einem Konsolidierungsgrad $U_c > 0,90$ durchgeführt, siehe Bild 2.7b).

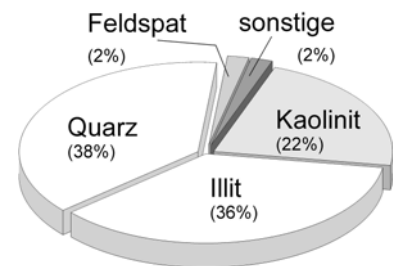
Tabelle 2.3: Bodenmechanische Kenngrößen und Materialparameter für Kaolin

Klassifikationskenngrößen	Wichte	$g / g' = 18,0 / 8,0 \text{ kN/m}^3$
	Korndichte	$r_s = 2,71 \text{ g/cm}^3$
	Fließgrenze	$w_L = 36,4 \%$
	Ausrollgrenze	$w_p = 18,6 \%$
	Plastizitätszahl	$I_p = 17,8 \%$
Festigkeitsparameter	effektiver Reibungswinkel	$j' = 22,0^\circ$
	effektive Kohäsion	$c' = 12,5 \text{ kN/m}^2$
	norm. undrän. Scherfestigkeit	$I_{cu} = c_u / s = 0,26$
Steifigkeitsparameter	Steifemodul (Erstbelastung)	$E_s = 2150,0 \text{ kN/m}^2$
	Ent-/Wiederbelastungsmodul	$E_{ur} = 4950,0 \text{ kN/m}^2$
	Kompressionsbeiwert	$C_c = 0,179$
	Schwellbeiwert	$C_{r,s} = 7,24 \text{ E-}03$
	Kriechbeiwert	$C_a = 2,44 \text{ E-}03$
Sonstige Kenngrößen	Durchlässigkeit	$k = 1,5\text{E-}08 \text{ bis } 9,7\text{E-}10 \text{ m/s}$
	Konsolidationsbeiwert	$c_v = 0,915 \text{ bis } 1,041 \text{ m}^2/\text{a}$

a)



b)



c)

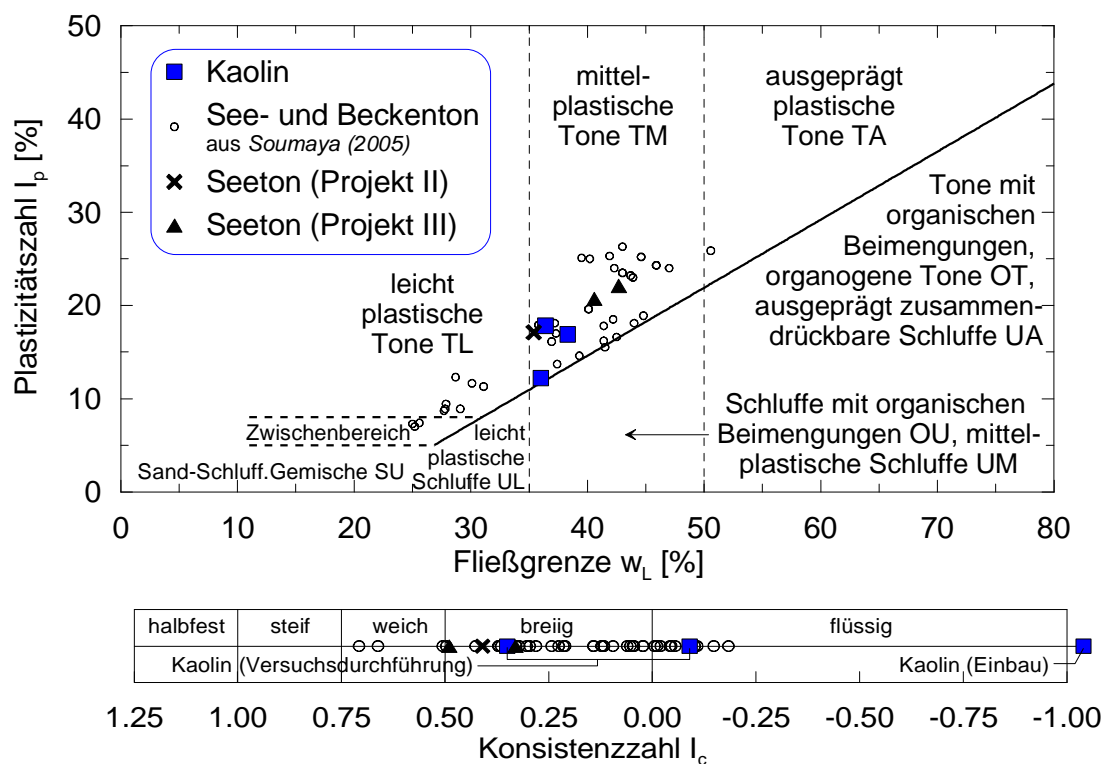


Bild 2.6:

- a) Kornverteilung von Kaolin im Vergleich zu süddeutschem See- und Beckenton der Projekte (Abschnitt 6)
- b) Mineralanalyse des Kaolins
- c) Klassifizierung und Zustandsform des Kaolins im Vergleich mit See- und Beckenton, nach Soumaya (2005) und der Projekte (Abschnitt 6)

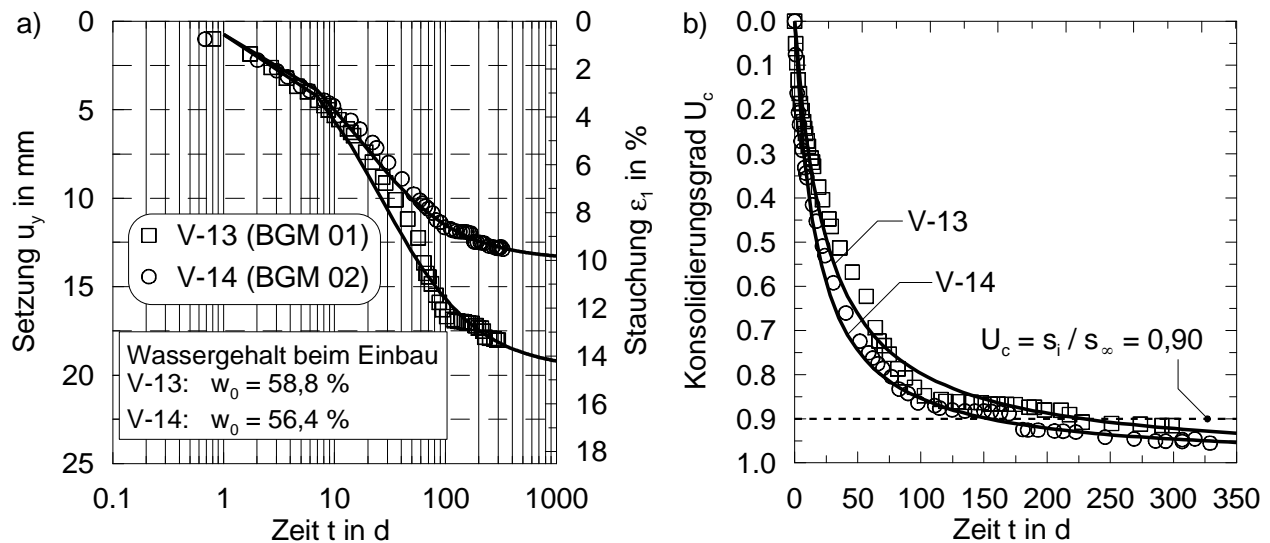


Bild 2.7: Konsolidation unter Eigengewicht: a) Zeit-Setzungsdiagramm, b) Konsolidierungsgrad

2.3.4 Versuchsumfang und Durchführung

Ziel des Modellversuchsprogramms ist die Identifizierung und Quantifizierung der Haupteinflussgrößen für die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden.

Das Versuchsprogramm umfasst zwei Serien im Modellmaßstab 1:10. In der ersten Versuchsserie wurden mit 12 Versuchen (V-01 bis V-12) die Auswirkungen des Stützsystems, Oberflächenlasten und Konstruktionsschritten auf die zeitliche Porenwasserdruckentwicklung und daraus resultierende Verformungen untersucht. Als Stützsystem wurden dabei eine nicht gestützte, im Boden eingespannte Wand und eine einmal am Wandkopf gestützte und im Boden frei aufgelagerte Wand betrachtet. In der zweiten Versuchsserie wurde aufbauend auf den Erkenntnissen aus der 1. Serie, in einem weiterentwickelten Versuchsprogramm die Baugrund-Tragwerk-Interaktion gezielt mit zwei Versuchen (V-13 und V-14) bei einer einmal am Wandkopf gestützten Verbauwand mit größeren Modellabmessungen untersucht. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche mit Informationen bezüglich der Abmessungen, Konsolidationszeiten und Aushubphasen ist in Tabelle 2.4 zusammengestellt. Die Versuchsstände mit Anordnung der Messelemente und Messpunkte sind für die 1. Versuchsserie in Bild 2.8 und für die 2. Versuchsserie in Bild 2.9 dargestellt.

In der ersten Versuchsserie wurden folgende Messgrößen erfasst:

- Setzung der Geländeoberfläche
- Verformung der Baugrubenwand
- Porenwasserdruckentwicklung (PWD)

Tabelle 2.4: Übersicht der durchgeführten Baugrubenmodellversuche

Versuch		Bez.	Maße (H·B·T) [cm]	System	Belastung [kN/m²]	Kon- solida- tion [d]	Aushubschritte x Aushubtiefe H	max. H / t
1. Versuchsserie	V-01	V-1D-I	60·75·30	eingespannt	-	63	1·30cm	2,00
	V-02	V-1D-II	60·75·30	eingespannt	-	56	1·30cm	2,00
	V-03	V-1D-III	60·75·30	eingespannt	-	60	2·15cm	2,00
	V-04	V-2D-I	60·75·30	einmal gestützt	5,0	35	2·15cm	2,00
	V-05	V-2D-II	60·75·30	eingespannt	5,0	33	2·15cm	2,00
	V-06	V-2D-III	60·75·30	eingespannt	5,0	33	2·15cm	2,00
	V-07	V-3D-I	60·75·30	einmal gestützt	5,0	35	2·15cm	2,00
	V-08	V-3D-II	60·75·30	einmal gestützt	5,0	35	2·15cm	2,00
	V-09	V-3D-III	70·75·30	eingespannt	5,0	33	2·15cm+1·10cm	2,67
	V-10	V-4D-I	70·75·30	eingespannt	-	70	1·15cm+1·10cm	0,83
	V-11	V-4D-II	70·75·30	eingespannt	-	91	1·15cm+2·5cm	0,83
	V-12	V-4D-III	70·75·30	eingespannt	-	130	1·15cm+2·5cm	0,83
2.Serie	V-13	BGM-01	150·250·100	einmal gestützt	-	328	3·10cm+1·5cm	0,67
	V-14	BGM-02	150·250·100	einmal gestützt	-	888	4·10cm+4·5cm	2,22

Die Verformungsmessungen wurden manuell durchgeführt. Zur Setzungsmessung wurden die Relativverschiebungen von Setzungsmarken gemessen. Die horizontale Wandverformung erfolgte anhand der gemessenen Winkelverdrehung am Wandkopf und der horizontalen Relativverschiebungen. Der Porenwasserdruck wurde mit Porenwasserdrucksensoren des Typs *Bourdon-Haenni* erfasst. Detaillierte Angaben zu den Messelementen sind im Anhang A zusammengestellt.

Die zweite Versuchsserie wurde in einem größeren Versuchsstand bei gleich bleibendem Modellmaßstab (1:10) durchgeführt. Hierdurch konnte neben der Modellhöhe mit 1,40 m auch die Anzahl der Porenwasserdruckmessstellen auf 16 verdoppelt werden. Zusätzlich wurden 9 Spannungsgeber zur Messung der horizontalen totalen Spannungen (TS) eingebaut, die speziell für die Modellversuche in eigener Arbeit entwickelt wurden, siehe Anhang A. Das Eigengewicht der Sensoren wurde aufgrund der zu erwartenden großen Konsolidationssetzungen, siehe Bild 2.7, mit Totlasten über ein Aufhängesystem ausgeglichen. Hierdurch wurde ein Einsinken der Sensoren in dem flüssigen Kaolin vermieden und über das Aufhängesystem konnten Lageänderungen infolge der Konsolidation quantifiziert werden. Die Verformungsmessungen wurden mit 24 Messpegeln über ein Raster verteilt, so dass mögliche störende Einflüsse aus den Modellabmessungen kontrolliert werden konnten. Während der Baugrubenherstellung wurden zusätzliche Hebungsmessungen durchgeführt und darüber hinaus horizontale Verformungsmessung mit der Messung der Fußverformung über einen horizontal verlaufenden Nylondraht vorgenommen.

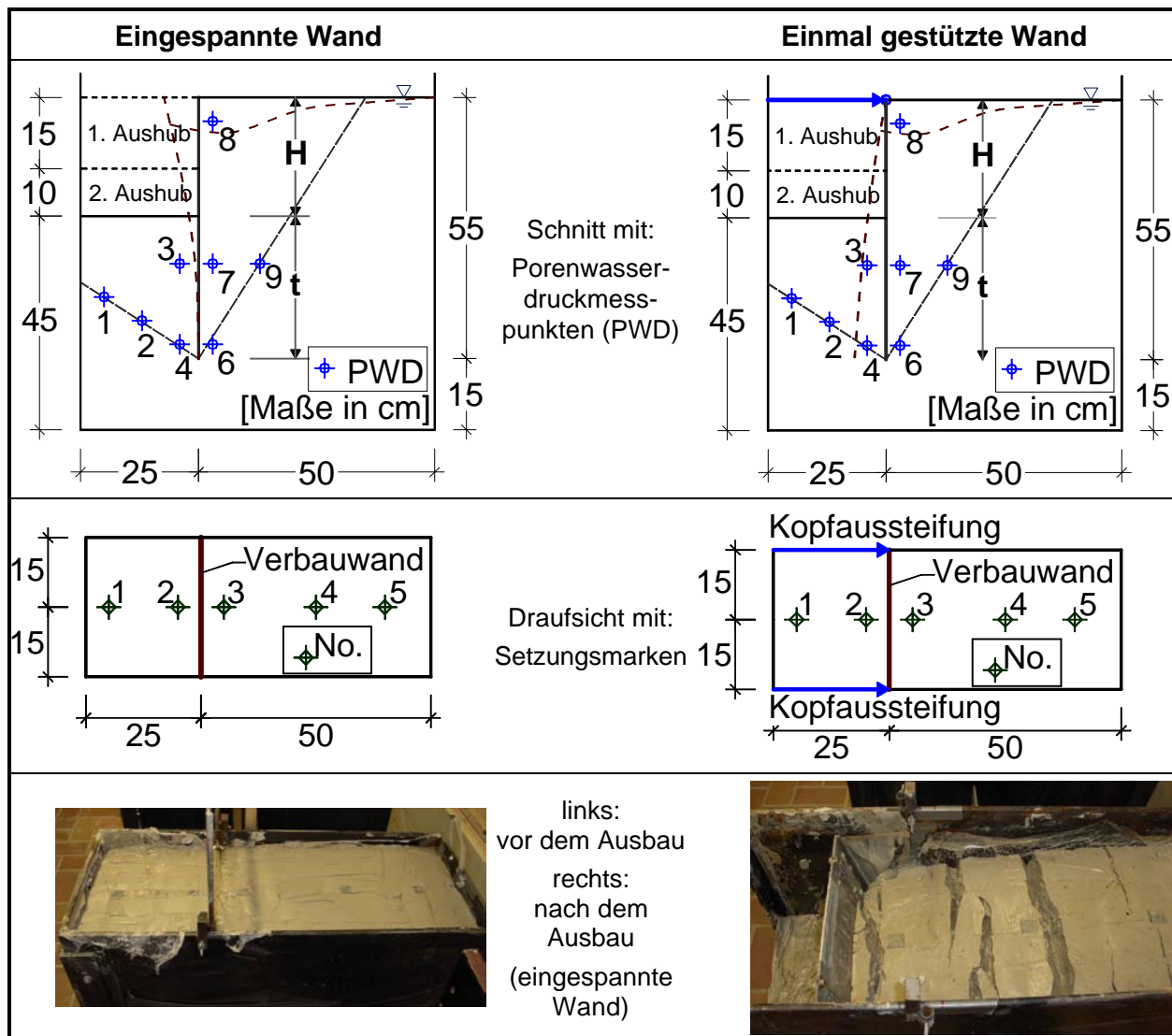


Bild 2.8: Versuchsstand der 1. Serie mit Anordnung der Messpunkte

Die Versuchsdurchführung umfasst folgende Phasen:

- Phase 1: Lagenweiser Einbau des flüssigen Kaolins
- Phase 2: Konsolidation unter Eigengewicht
- Phase 3: Baugrubenaushub in Abschnitten
- Phase 4: Beobachtung zeitabhängiger Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Das Messprogramm begann unmittelbar nach Versuchseinbau (Phase 1) und wurde bis zum vollständigen Abklingen der zeitabhängig auftretenden Spannungs- und Verformungsänderungen bei unverändertem Bauzustand (Phase 4) fortgeführt. Für die 1. Versuchsserie ist der jeweilige Beobachtungszeitraum der Phasen 2 bis 4 in Tabelle 2.5 zusammengestellt. Die Phase 3 ist dabei in die jeweiligen Aushubabschnitte mit der Aushubzeit Dt_{AH} und die anschließende Konsolidationszeit Dt_{Kons} unterteilt.

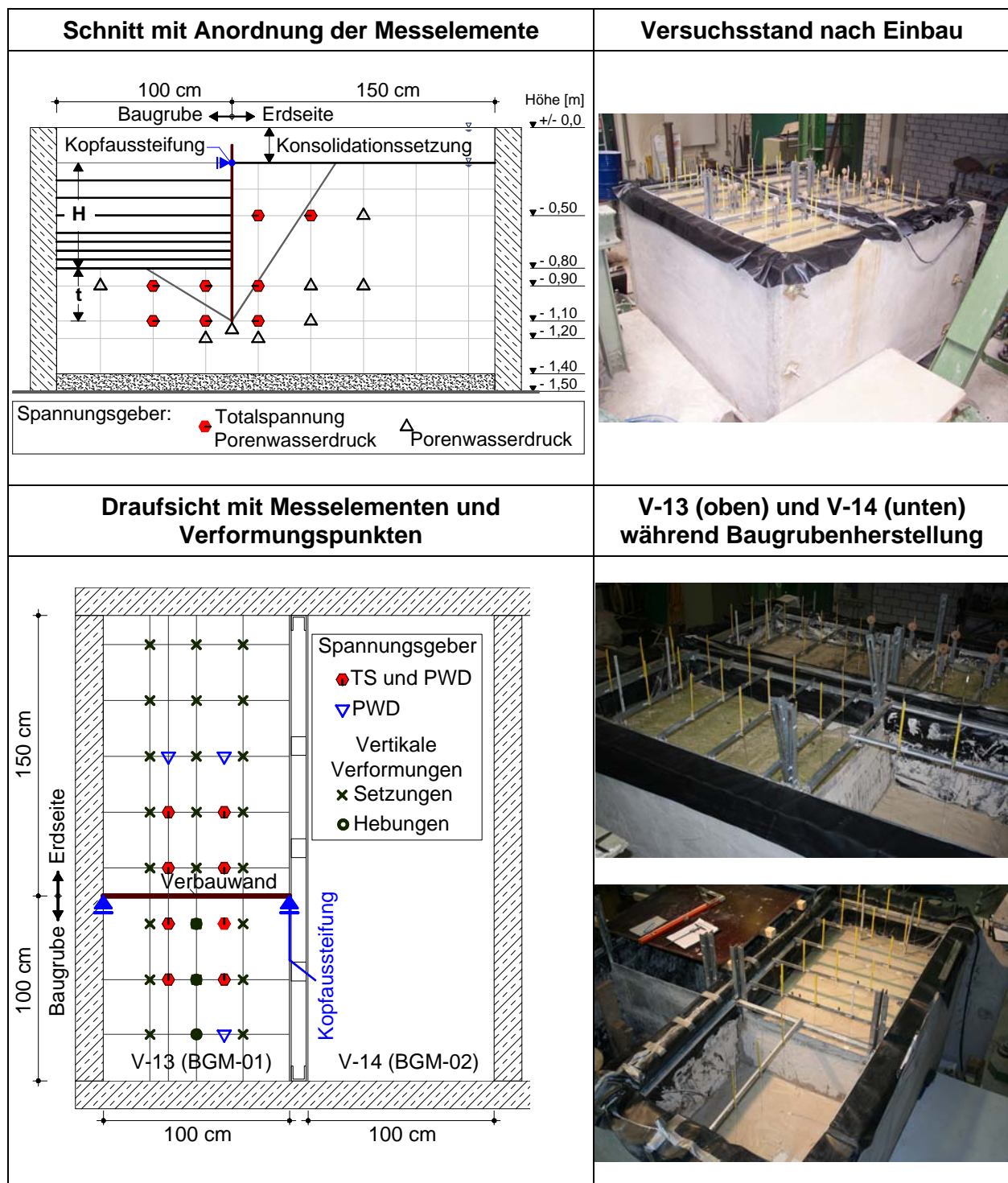
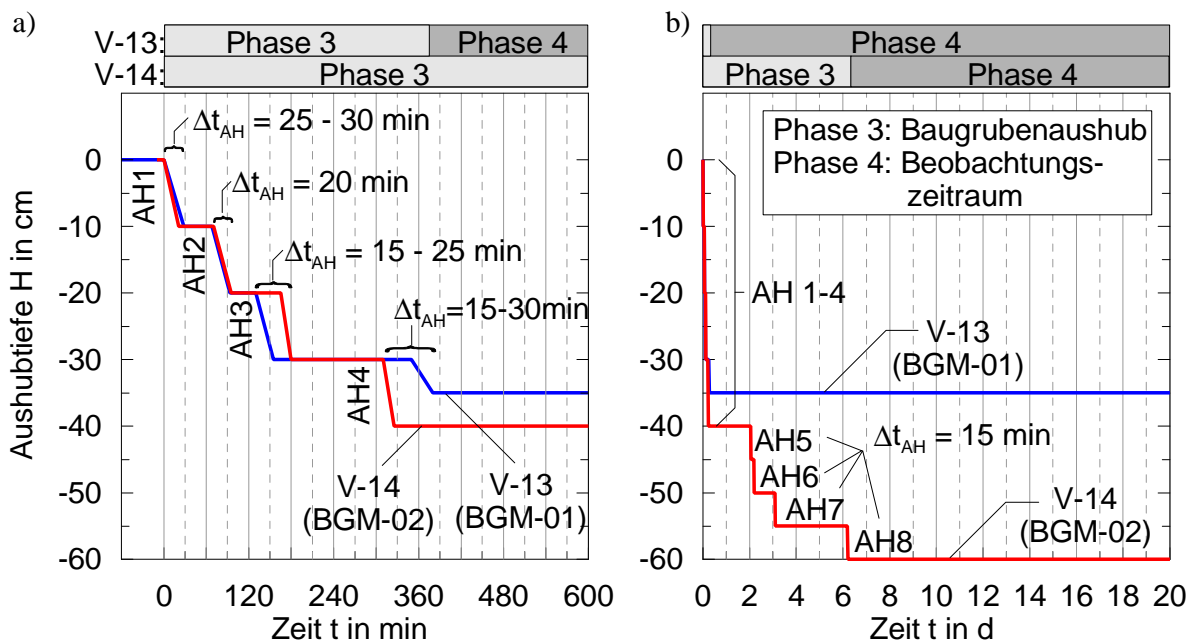


Bild 2.9: Versuchsstand der 2.Serie mit Anordnung der Messpunkte

Für die zweite Versuchsserie ist der Bauablauf und Beobachtungszeitraum für die ersten 10 Stunden in Abhängigkeit der Versuchszeit in Bild 2.10a) dargestellt. Bei dem Versuch V-14 wurden im Anschluss an die 4. Aushubphase insgesamt 4 weitere Aushubphasen mit jeweils 5 cm Aushubhöhe durchgeführt, siehe Bild 2.10b).

Tabelle 2.5: Zeitlicher Ablauf der Versuchsphasen (1. Versuchsserie)

Versuch		Phase 2	Phase 3								Phase 4
			Aushub 1			Aushub 2			Aushub 3		
			t_{Kons} [d]	H [cm]	Dt_{AH} [min]	Dt_{Kons} [min]	H [cm]	Dt [min]	Dt_{Kons} [min]	H [cm]	
1. Versuchsserie	V-01	63	30	10	-	-	-	-	-	-	6
	V-02	56	30	23	-	-	-	-	-	-	2
	V-03	60	15	10	1580	15	10	-	-	-	1
	V-04	35	15	18	35	15	17	-	-	-	10
	V-05	33	15	9	35	15	9	-	-	-	5
	V-06	33	15	11	29	15	12	-	-	-	7
	V-07	35	15	16	39	15	13	-	-	-	14
	V-08	35	15	28	36	15	14	-	-	-	6
	V-09	33	15	8	32	15	10	-	-	-	7
	V-10	70	15	15	65	10	25	-	-	-	13
	V-11	91	15	13	77	5	8	7	5	10	19
	V-12	130	15	10	60	5	10	40	5	10	14

**Bild 2.10:** Zeitlicher Ablauf der Versuchsphasen 3 und 4 bei der 2.Serie

2.3.5 Versuchsergebnisse

2.3.5.1 Allgemeines

Die wesentlichen Ergebnisse der Modellversuche sind nachfolgend dargestellt. Hierbei wurden die Ergebnisse zu den zeitabhängigen Verformungen und Spannungsänderungen jeweils separat

ausgewertet. Die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das Spannungsverformungsverhalten sind abschließend am Beispiel der einmal gestützten Wand identifiziert worden. Eine detaillierte Zusammenstellung der Versuchsergebnisse kann für die 1. Versuchsserie Anhang A.3 und für die 2. Versuchsserie Anhang A.4 entnommen werden.

2.3.5.2 Zeitabhängige Verformungen

a) Setzungen

Der dimensionslose Vergleich der Setzungen neben der Baugrube in Anlehnung an *Peck (1969)* ist für die Versuche mit eingespannter Wand aus der 1. Versuchsserie (V-10 bis V-12) in Bild 2.11a) dargestellt. Anhand des einheitlichen Setzungsverlaufs wurde eine gute Reproduzierbarkeit der Modellversuche erzielt. Direkt nach dem 1. Aushub (AH 1) mit einem Aushubverhältnis $H/t = 0,38$ wurden maximale Setzungen in der Größenordnung von etwa 2 bis 2,5 % der Aushubtiefe festgestellt, die innerhalb des Beobachtungszeitraums $D_{t_{kons}}$ von etwa einer Stunde auf 3 bis 3,5 % anstiegen. Direkt nach dem zweiten Aushub mit $H/t = 0,51$ sind maximale Setzungen größer 5,5 % aufgetreten.

Die normierten Setzungen für die am Wandkopf gestützte Wand sind für die Versuche V-13 und V-14 in Bild 2.11b) miteinander verglichen worden. Es sind jeweils die maximalen Verformungen am Ende des Beobachtungszeitraums dargestellt. In Bild 2.13 sind für die verschiedenen Aushubphasen die Setzungen der Oberfläche zusammengestellt. Nach dem ersten Aushub sind die Verformungen noch gering, nehmen aber im Fall von V-13 drastisch mit dem folgenden 2. Aushub zu. Für ein Aushubverhältnis $H/t = 0,30$ (AH2) wurden Setzungen in der Größenordnung von 3,75 % festgestellt. Während dieses Aushubschrittes traten durchgehende Risse in einem Abstand von $x/H = 1,5$ zur Baugrubenwand auf, siehe auch Bild 2.13. Demgegenüber nehmen die Verformungen bei dem Versuch V-14 stetig aber mit geringeren Beträgen zu. Bei vergleichbarem $H/t = 0,52$ (AH 3) der beiden Stützsysteme beträgt das Setzungsverhältnis der gestützten Wand 1,1% und ist erwartungsgemäß kleiner als bei der eingespannten Wand (um den Faktor 5).

Der bei den Versuchen der 2. Serie offensichtliche Unterschied der Verformungen ist durch die Zustandsform zu erklären. Der Versuch V-13 weist mit einer Konsistenzzahl $I_c = -0,8$ einen flüssigeren Zustand als Versuch V-14 mit $I_c = -0,2$ auf, der 1,5 Jahre länger unter Eigengewicht konsolidierte. Unabhängig von der Konsistenz wurde bei beiden Versuchen eine vergleichbare undränierbare Scherfestigkeit sowohl mit einer modifizierten Laborflügelsonde als auch mit einer Taschenflügelsonde ermittelt, siehe Bild 2.12. Mit einer normierten undränier-

ten Scherfestigkeit $I_{cu} = 0,27$ entspricht diese nach *Scherzinger (1991)* der undrÄnirten Scherfestigkeit von weichem See- und Beckenton aus Konstanz, siehe auch *Becker et al. (2008)*.

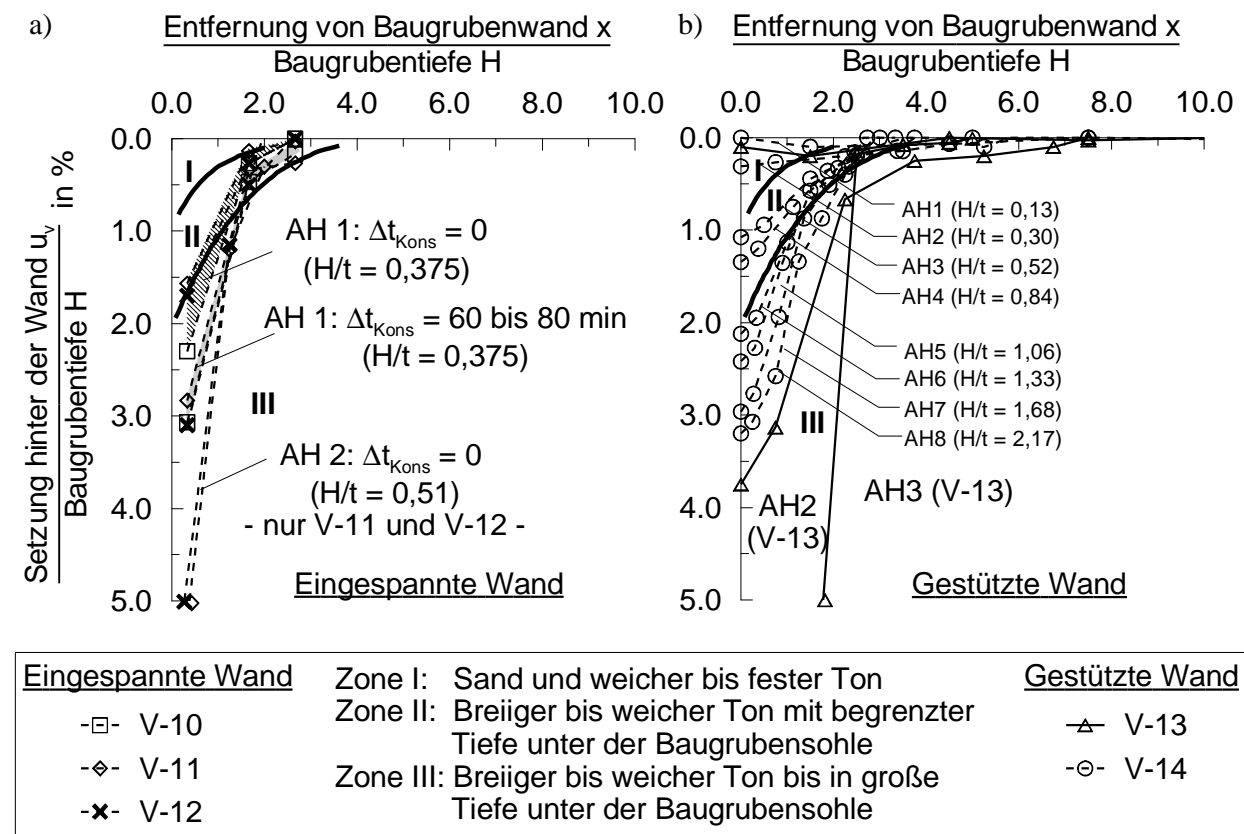


Bild 2.11: Gemessene normierte Setzungen neben der Baugrube im Vergleich zu Setzungsbereichen I-III aus der Literatur a) eingespannte Wand (V-10 bis V-12) und b) gestützte Wand (V-13 und V-14)

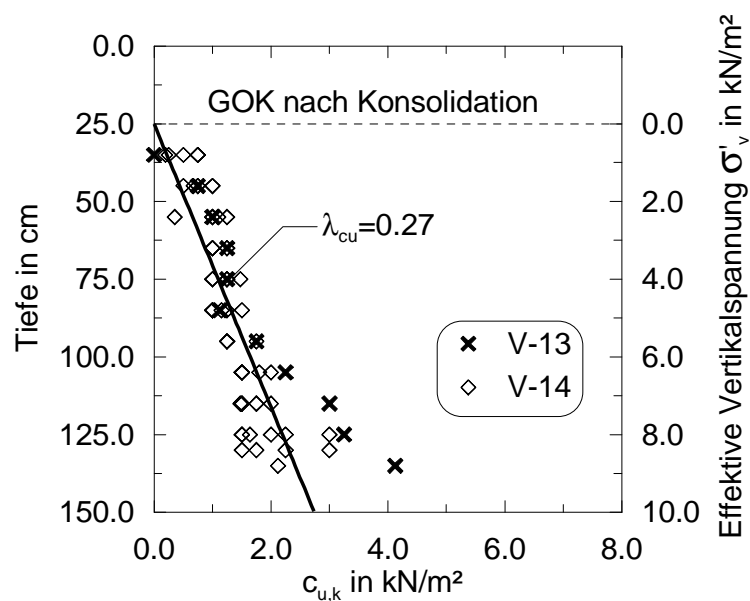


Bild 2.12: Profil der undrÄnirten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für die 2. Versuchsserie

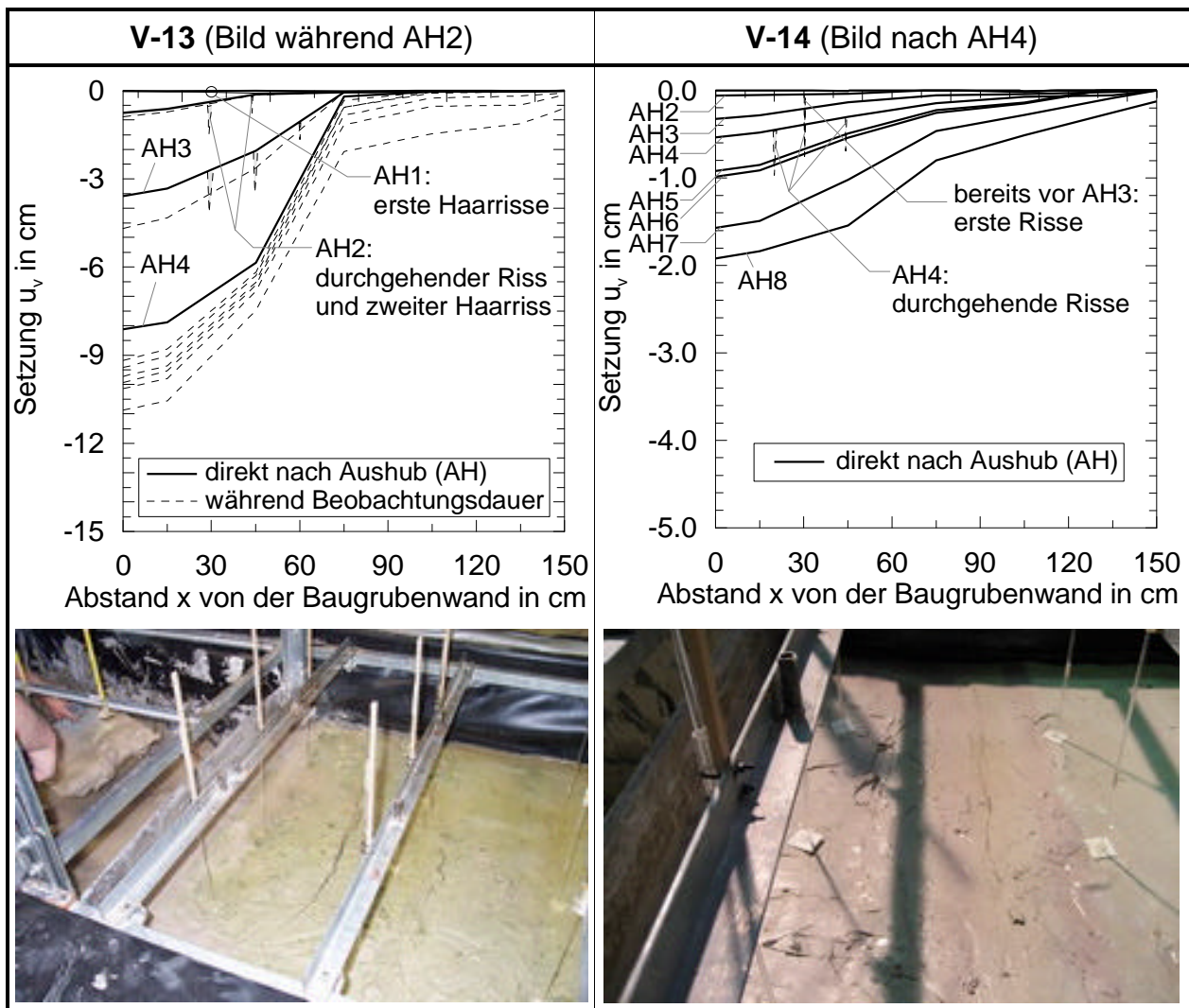
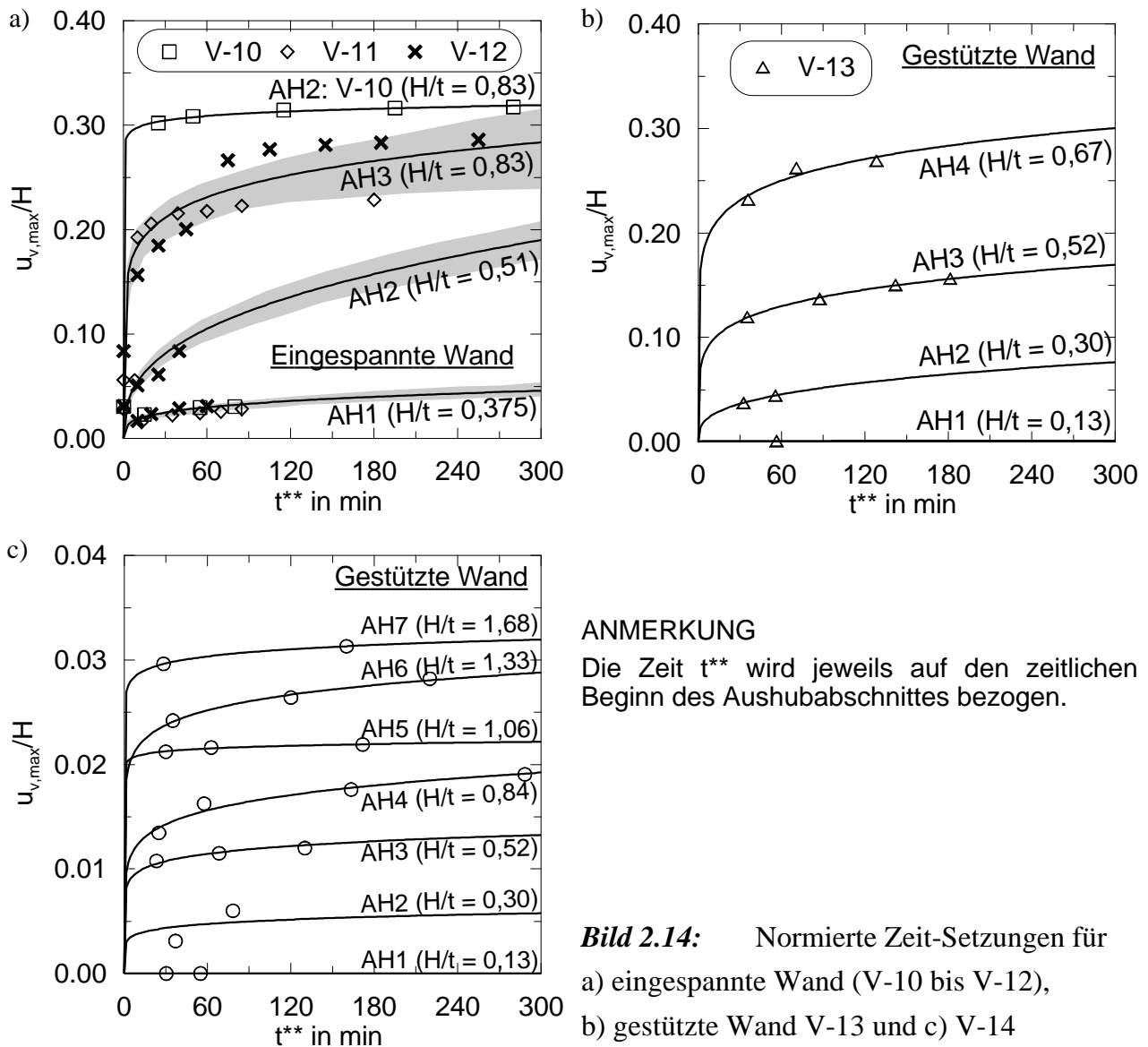


Bild 2.13: Setzungen der Oberfläche (2. Versuchsserie)

Die maximalen Setzungen $u_{v,max}$ sind mit der maßgebenden Baugrubentiefe H normiert und in Abhängigkeit der Zeit t^{**} in Bild 2.14 dargestellt. Da bei den Modellversuchen kein Abbruchkriterium im Sinne eines Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit definiert wurde, konnte die zeitabhängige Setzungsentwicklung auch bei großen Verformungen betrachtet werden. Die Auswirkung der Aushubentlastung auf das Setzungsverhalten ist bei der eingespannten Wand (Bild 2.14a) sehr deutlich. Der Endaushub bei dem Versuch V-10 erfolgt mit einer Aushubtiefe von 10 cm in einem Schritt und Zeitraum $Dt_{AH} = 25$ min. Die Aufteilung des Aushubs in zwei separate Konstruktionsphasen (V-11 und V-12) führt zu einer Reduktion der unmittelbar nach dem Aushub auftretenden Setzungen von etwa 33 %. Durch eine Approximation mit einer Potenzfunktion können die Messwerte zuverlässig extrapoliert werden.



Bei der gestützten Wand ist, wie bereits zuvor erläutert, ein unterschiedliches Setzungsverhalten zu beobachten. Bis zu der 3. Aushubphase sind für den Versuch V-14 (Bild 2.14c) Setzungen gemessen worden, die um den Faktor 10 kleiner sind als bei Versuch V-13 (Bild 2.14b). Mit zunehmendem Aushubverhältnis nähern sich die Setzung einem Grenzwert von etwa 2,5 bis 3 % an.

b) Wandverformungen

Bei nicht gestützten Verbauwänden sind nach *Weißbach (1977)* in tragfähigem Baugrund horizontale Wandverformungen von etwa $u_{h,max}/H = 2$ bis 5 % zu erwarten. In den Modellversuchen mit weichem normalkonsolidierten Boden der 1. Serie sind bereits nach Aushub 1 bei ei-

nem Aushubverhältnis $H/t = 0,375$ Wandverformungen zwischen 4 und 5 % der Aushubtiefe aufgetreten. Gleichzeitig entstanden erste Risse in einem Abstand $x/H = 1,0$ auf der Oberfläche, die im weiteren Verlauf bei $H/t = 0,57$ mit $u_{h,max}/H = 9,0\%$ sich durchgehend öffneten und den Bruchzustand definierten. In Bild 2.8 ist für den Endaushub mit $H/t = 0,83$ und in etwa $u_{h,max}/H = 40,0\%$ das Rissbild deutlich zu erkennen, siehe auch Bild A.17 in Anhang A.

Bei gestützten Baugrubenwänden in tragfähigem Boden sind nach *Clough/Rourke (1990)* Wandverformungen von etwa 0,2 % der Aushubtiefe und nach *Moormann (2002)* bei weichen Böden von etwa 0,9 % im Gebrauchszustand zu erwarten. In dem Modellversuch V-13 ist bereits während des 2. Aushubs mit $H/t = 0,30$ ein kritisches Aushubniveau eingetreten, der durch eine durchgehende Rissbildung identifiziert wurde. Die Wandverformungen betragen $u_{h,max}/H = 1,6\%$ direkt nach dem Aushub und steigen mit fortschreitender Beobachtungsdauer auf $u_{h,max}/H = 1,9\%$ an, siehe auch Bild A.19 (links) in Anhang A. Mit dem 3. Aushub ($H/t = 0,52$) ist schließlich der Bruchzustand eingetreten, der neben der fortschreitenden Rissbildung besonders durch die starke Verformungszunahme von $u_{h,max}/H = 5,7\%$ auf $u_{h,max}/H = 8,2\%$ begründet wird.

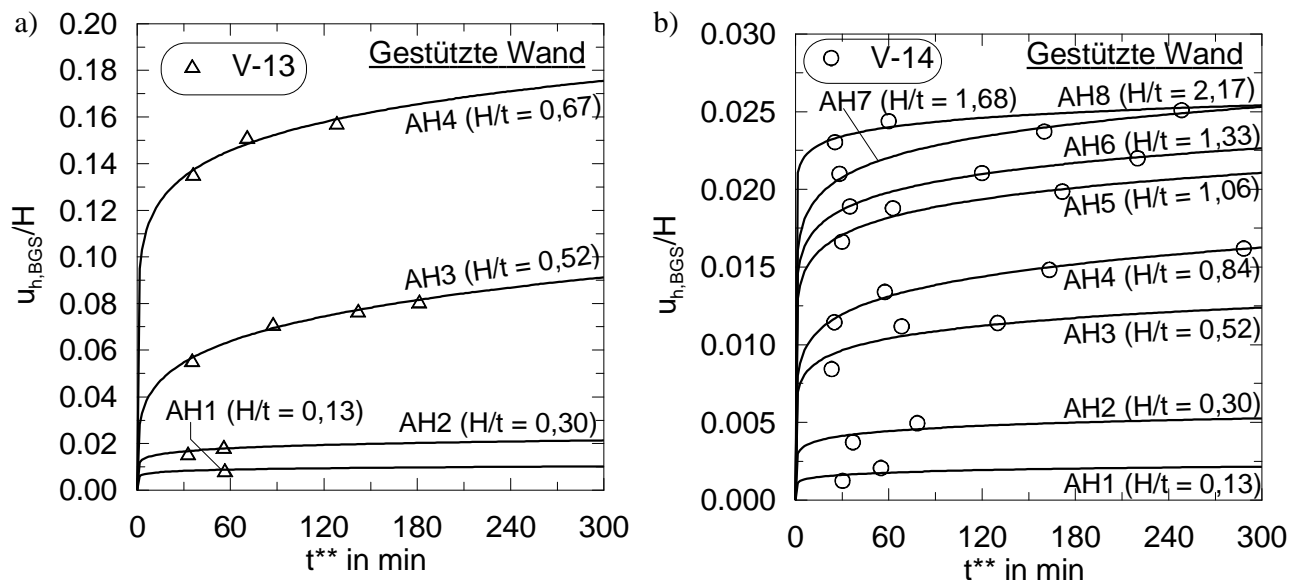


Bild 2.15: Normierte Wandverformung in Höhe der Baugrubensohle in Abhängigkeit der Zeit V-13 (a) und V-14 (b)

Demgegenüber ist bei dem Versuch V-14 das kritische Aushubniveau erst nach dem 3. Aushub eingetreten. Hierbei konnte eine Zunahme der Wandverformung von $u_{h,max}/H = 0,9\%$ auf $u_{h,max}/H = 1,1\%$ ermittelt werden. Mit dem 4. Aushub ($H/t = 0,84$) ist der Bruchzustand bei $u_{h,max}/H = 1,2\%$ eingetreten, siehe auch Bild A.19 (rechts) in Anhang A. In Abhängigkeit der Zeit wurde eine Erhöhung auf $u_{h,max}/H = 1,6\%$ gemessen. Wie auch bei den Versuchen zuvor wurden nach dem Bruchzustand weitere Aushubschritte vorgenommen, um den fortschreiten-

den Bruchvorgang genauer zu untersuchen. Während noch bei Versuch V-13 eine Zunahme der Verformung um den Faktor 2 aufgetreten ist, sind bei V-14 die Verformungen nur noch um etwa 25 % auf einen Grenzwert von $u_{h,max}/H = 2,25\%$ angestiegen. Die Ursache hierfür ist in einer Verfestigung des Bodens infolge der Standzeit des Modellversuchs durch Wasserentzug zu sehen.

c) Verformungsverhältnis

Der Vergleich von den Setzungen mit den Wandverformungen liefert für den Versuch V-13 ein Verhältnis von $u_{v,max}/u_{h,max} = 1,72$ und für V-14 ergibt es sich zu $u_{v,max}/u_{h,max} = 1,28$, siehe Bild 2.16. Nach *Goldberg et al. (1976)* können bei Baugruben in weichen bis steifen Böden Setzungen auftreten die größer als die 2-fachen Wandverformungen sind, die mit den eigenen Versuchen nicht bestätigt werden können.

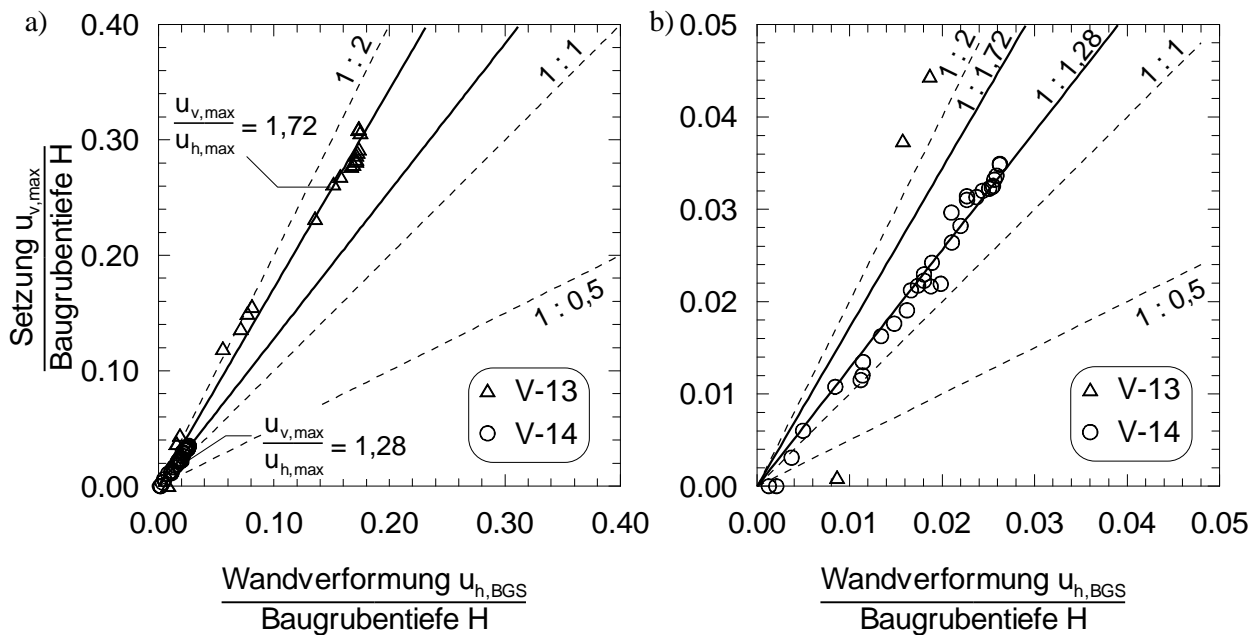


Bild 2.16: Normiertes Verformungsverhältnis (2. Versuchsserie)

d) Verformungsgeschwindigkeit

Die Auswertung der Verformungsgeschwindigkeit ergibt für die Setzungen und die Wandverformung keine erheblichen Unterschiede (Bild 2.17). Bei Versuch V-13 beträgt die Verformungsrate 30 min nach dem Aushub 3 noch $v = 0,016$ mm/s. Im vergleichbaren Bruchzustand bei V-14 nach dem 4. Aushub, beträgt die Verformungsrate $v = 0,002$ mm/s und steigt mit fortschreitendem Aushub nicht weiter an.



In den Versuchen der 2. Serie wurden zusätzlich zu den Porenwasserdruckänderungen (PWD) die totalen Spannungen in charakteristischen Bereichen gemessen. Die Totalspannungssensoren (TS) wurden horizontal zur Baugrubenwand ausgerichtet. Die Lage der Spannungsmesspunkte nach der Konsolidation ist in Bild 2.18 dargestellt.



Die Spannungsänderungen während und nach der Baugrubenherstellung sind in Anhang A3.1 (Porenwasserdruckänderungen der 1. Versuchsserie) und A4.2 (Porenwasserdruck- und Totalspannungsänderungen der 2. Versuchsserie) für alle Messpunkte zusammengestellt. Im Folgenden werden die Ergebnisse für die kritischen Aushubphasen der Modellversuche der 2. Serie ausführlich diskutiert.

Die zeitliche Änderung der Spannung wird zum besseren Vergleich mit der vertikalen Aushubentlastung $\mathbf{D}\mathbf{s}_0$ der jeweiligen Aushubphase normiert.

$$\Delta \mathbf{s}_0 = \Delta H \cdot \mathbf{g}_r = \Delta H \cdot (\mathbf{g}' + \mathbf{g}_w) \quad (2.10)$$

Die Porenwasserüberdruckentwicklung wird mit dem Porenwasserdruckbeiwert A_h nach Gleichung (2.11) in Anlehnung an den Skemptonparameter A beschrieben.

$$A_h = \frac{\Delta u}{\Delta \mathbf{s}_h} \quad (2.11)$$

Die Änderung der totalen Horizontalspannung \mathbf{s}_h , die bei einer vertikalen Entlastung aufgrund des anisotropen Spannungsverhalten mit $K_0 = \mathbf{s}'_h / \mathbf{s}'_v$ entsteht, bleibt zunächst unberücksichtigt. Zur Ermittlung des Porenwasserüberdrucks $\mathbf{D}u$ wurde von dem gemessenen Porenwasserdruck u der stationäre Anteil u_0 subtrahiert.

$$\Delta u = u - u_0 = u - \frac{\mathbf{g}_w}{\mathbf{g}_r} \cdot (\mathbf{s}_{h,i} - \mathbf{s}_{h,0}) \quad (2.12)$$

Aus den Verformungsergebnissen konnte für den Versuch V-13 der 2. Aushub als kritisches Aushubniveau definiert werden. Die totalen Spannungen beschreiben hierbei noch überwiegend eine Entlastungssituation, die in Abhängigkeit des Abstandes von der Baugrubensohle und der Verbauwand in der Größenordnung variiert, siehe Bild 2.19. Auf der Baugrubenseite ist erwartungsgemäß der Einfluss der Wandverformung in dem Spannungspunkt TS 01 am stärksten. Die Entlastung beträgt hier lediglich 10 % der vertikalen Spannungsänderung. Mit zunehmender Tiefe (TS 02) und Abstand von der Wand (TS 14 und TS 13) steigt die Entlastung auf 30 bis 60 % der Aushubentlastung an.

Auf der Erdseite ist ebenfalls eine qualitative Einteilung in Einflussbereiche möglich, so ist z.B. in dem Spannungspunkt TS 15 in Höhe des Wandfußes und einem Abstand $x/H = 2,25$ keine Auswirkung der Wandverformung zu erkennen. In dem vertikalen Schnitt in $x/H = 0,75$ hingegen, ist der Einfluss sehr deutlich. Die horizontale Spannungsreduzierung ist in TS 03 mit etwa 85 % der Aushubentlastung am größten. In dem darüber liegenden Punkt TS 05 verläuft die Horizontalspannung während des Aushubs in gleicher Weise, steigt aber direkt im Anschluss an den Aushub wieder an. Diese Spannungsänderung wird mit einer Zunahme der Bodenbewegung in Richtung der Baugrubenwand erklärt, die zeitgleich mit den Rissen auf der Oberfläche zwischen den Punkten TS 05 und TS 06 entstehen. Mit zunehmendem Abstand von der Wand mit $x/H = 2,25$ ist bei TS 06 die gleiche Spannungszunahme, allerdings mit geringeren Beträgen, zu beobachten.

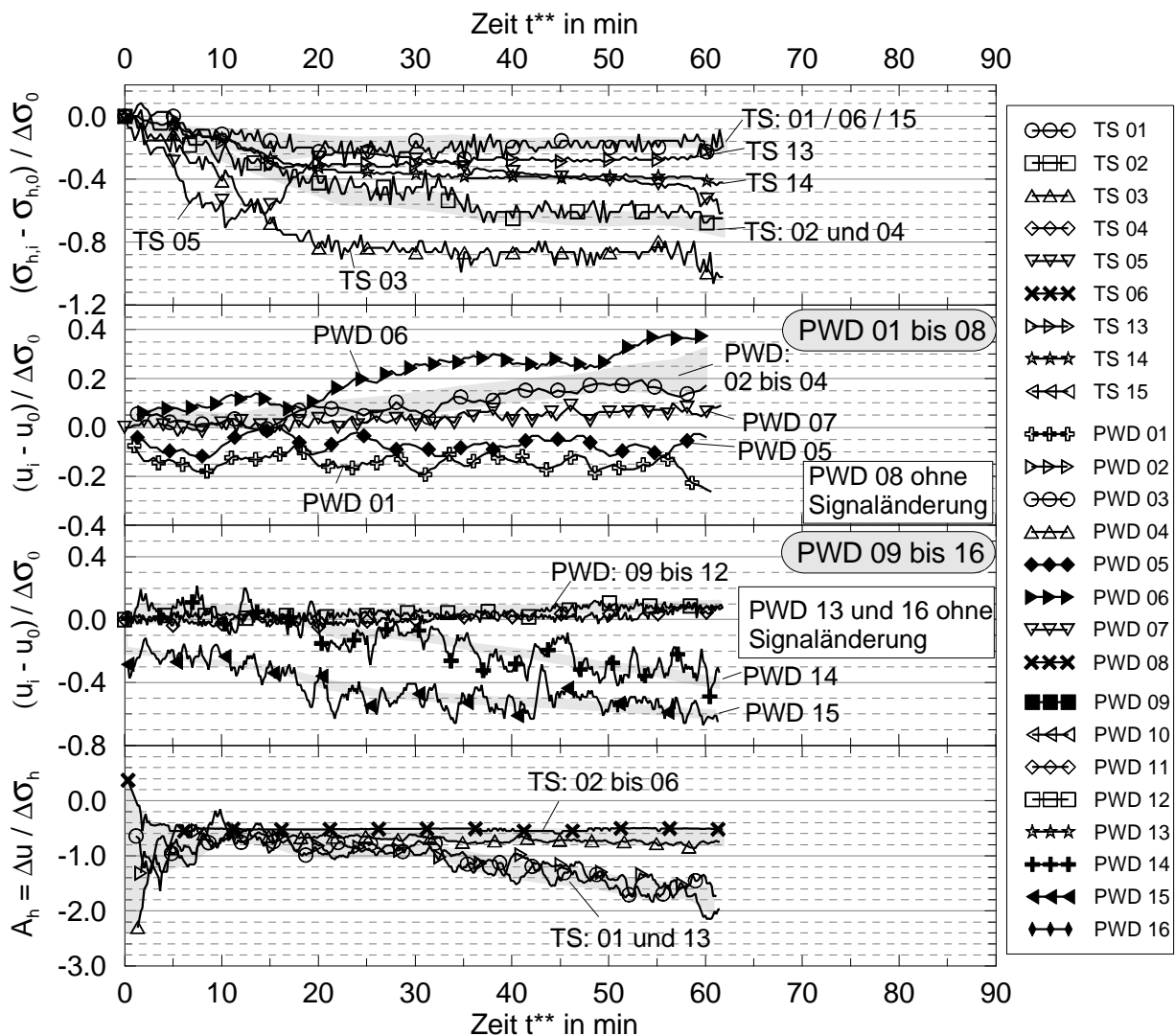


Bild 2.19: Spannungsänderung infolge Aushub 2 (V-13)

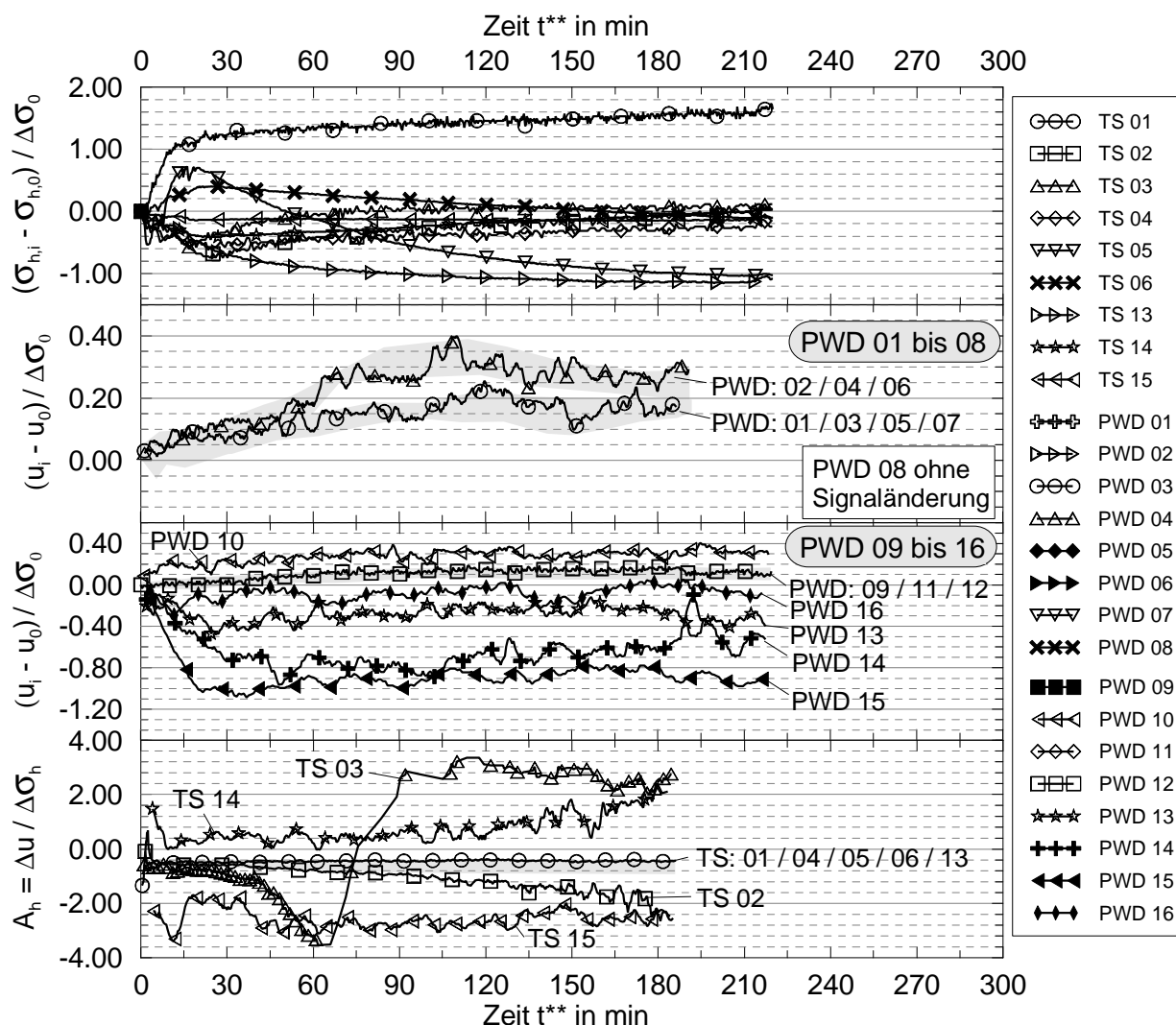
Beim Porenwasserdruckverlauf, der als Porenwasserüberdruck positiv und als Porenwasserunterdruck negativ definiert ist, ist im Wesentlichen in den Punkten PWD 01, PWD 14 und PWD 15 eine Reduzierung der Spannung festzustellen. Diese Punkte liegen offensichtlich außerhalb des Einflussbereiches der Wandverformung. In den übrigen Bereichen treten nur geringfügige Spannungsänderungen auf, die für die Punkte PWD 02 und PWD 03 auf der Baugrubenseite und PWD 04 auf der Erdseite eine Zunahme um etwa 20 % der Aushubentlastung betragen.

Das Porenwasserdruckverhältnis A_h ist mit einem Wert von $-0,60$ für diese Aushubphase, mit Ausnahme von den Punkten TS 01 und TS 13 konstant. In diesen Bereichen nimmt das Verhältnis linear mit der Tiefe zu und beträgt am Ende des Beobachtungszeitraumes $-1,80$, siehe auch Tabelle 2.6.

Tabelle 2.6: Porenwasserdruckbeiwerte A_h bei Versuch V-13 für Aushub 2 und 3

	Baugrubenseite				Erdseite				
	TS 13	TS 01	TS 14	TS 02	TS 05	TS 06	TS 03	TS 04	TS 15
AH 2	-0,70 ¹⁾	-0,70 ¹⁾	-0,60	-0,65	-0,65	-0,50	-0,70	-0,60	k.A.
AH 3	-0,65	-0,50	0,35	-0,50 ¹⁾	-0,65	-0,55	-0,70 bis 2,90	-0,55 ¹⁾	-2,60

¹⁾ nimmt mit t^{**} linear ab; k.A.: aufgrund großer Schwankungen der PWD sind keine Angaben möglich

**Bild 2.20:** Spannungsänderung infolge Aushub 3 (V-13)

In Bild 2.20 sind die Spannungsänderungen infolge der 3. Aushubphase für den Versuch V-13 dargestellt. In Übereinstimmung mit der erheblichen Verformungszunahme werden die zuvor beobachteten Entlastungsvorgänge durch Spannungszunahmen überlagert, die aus der Baugrund-Tragwerk-Interaktion resultieren. Davon unberührt bleibt der Punkt TS 13, der unterhalb der Baugrubensohle eine fortschreitende Abnahme der Spannungen beschreibt. In den

übrigen Bereichen führt die Wandverformung auf der Baugrubenseite zu einer Zunahme der Spannung, die in dem Punkt TS 01 am stärksten ist und auch keine anfängliche Aushubentlastung zeigt. Auch auf der Erdseite nimmt die Horizontalspannung nach dem Aushub zu. Diese Zunahme wird allerdings durch eine Bodenbewegung verursacht. Bereits nach dem 2. Aushub wurde bei TS 05 eine Spannungszunahme festgestellt. Nach dem 3. Aushub ist diese noch ausgeprägter und auch in den angrenzenden Bereichen festzustellen. Der Spannungsverlauf deutet zuerst bei TS 05 mit einem Peakwert von 0,70 und anschließendem Spannungsabfall auf einen lokalen Plastifizierungsvorgang hin. Anhand der Spannungsverläufe von TS 03 und TS 04 und in Verbindung mit der zeitabhängigen Verformung ist die fortschreitende Ausdehnung des Plastifizierungsvorganges in Richtung des Wandfußes zu erkennen.

Die Porenwasserdruckmessungen verzeichnen im Einflussbereich der Wand einen deutlichen Anstieg, der mit der Zeit Werte von bis zu 30 % der Aushubentlastung erreicht. Außerhalb dieses Bereiches ist bei PWD 13 bis PWD 15 eine Abnahme des Porenwasserdrucks infolge der Aushubentlastung entstanden.

Obwohl die Zustandsform des normalkonsolidierten Bodens bei dem Versuch V-14 nicht identisch mit der von V-13 ist, sind die zeitabhängigen Spannungsänderungen infolge der Baugrund-Tragwerk-Interaktion vergleichbar. Bei V-14 ist das kritische Aushubniveau mit der 3. Aushubphase eingetreten. Die gemessenen Spannungsänderungen sind hierzu in Bild 2.21 dargestellt.

Der Verlauf der normierten totalen Spannungen zeigt mit Ausnahme der beiden Punkte TS 07 und TS 08 im Wandbereich auf der Baugrubenseite eine Entlastungssituation mit Werten von -0,50 bis 1,00. Im Wandbereich entsteht in den Punkten TS 07 und TS 08 entgegen der vorherrschenden Entlastung ein einheitlicher Anstieg der Spannung auf einen Verhältniswert von 0,20, der während der Beobachtungsdauer nahezu konstant bleibt. Es scheint, dass die Aushubentlastung im gleichen Maße wie die Beanspruchung aus der Wandverformung mit der Tiefe abnimmt und zu gleichen Spannungsverhältnissen führt. Der Vergleich der Punkte TS 14 (Baugrubenseite) und TS 10 (Erdseite) mit TS 13 (Baugrubenseite) und TS 09 (Erdseite) bestätigt diese Hypothese unter der Voraussetzung, dass der Einfluss der Wandverformung in diesen Bereichen nicht mehr maßgebend ist. In Höhe der Baugrubensohle entstehen auf der Erdseite der Baugrube infolge der Wandverformung die betragsmäßig größten Spannungsänderungen. In dem Punkt TS 11 ist unmittelbar nach der Aushubentlastung wieder eine Zunahme der Horizontalspannung mit der Zeit festzustellen, die in Übereinstimmung mit der Entstehung der Oberflächenrisse eingetreten ist. Da dieser Effekt nur im Wandnahbereich auftritt und in dem Punkt TS 12 nicht zu beobachten ist, ist die Ursache in der beginnenden lokalen Plastifizierung zu sehen.

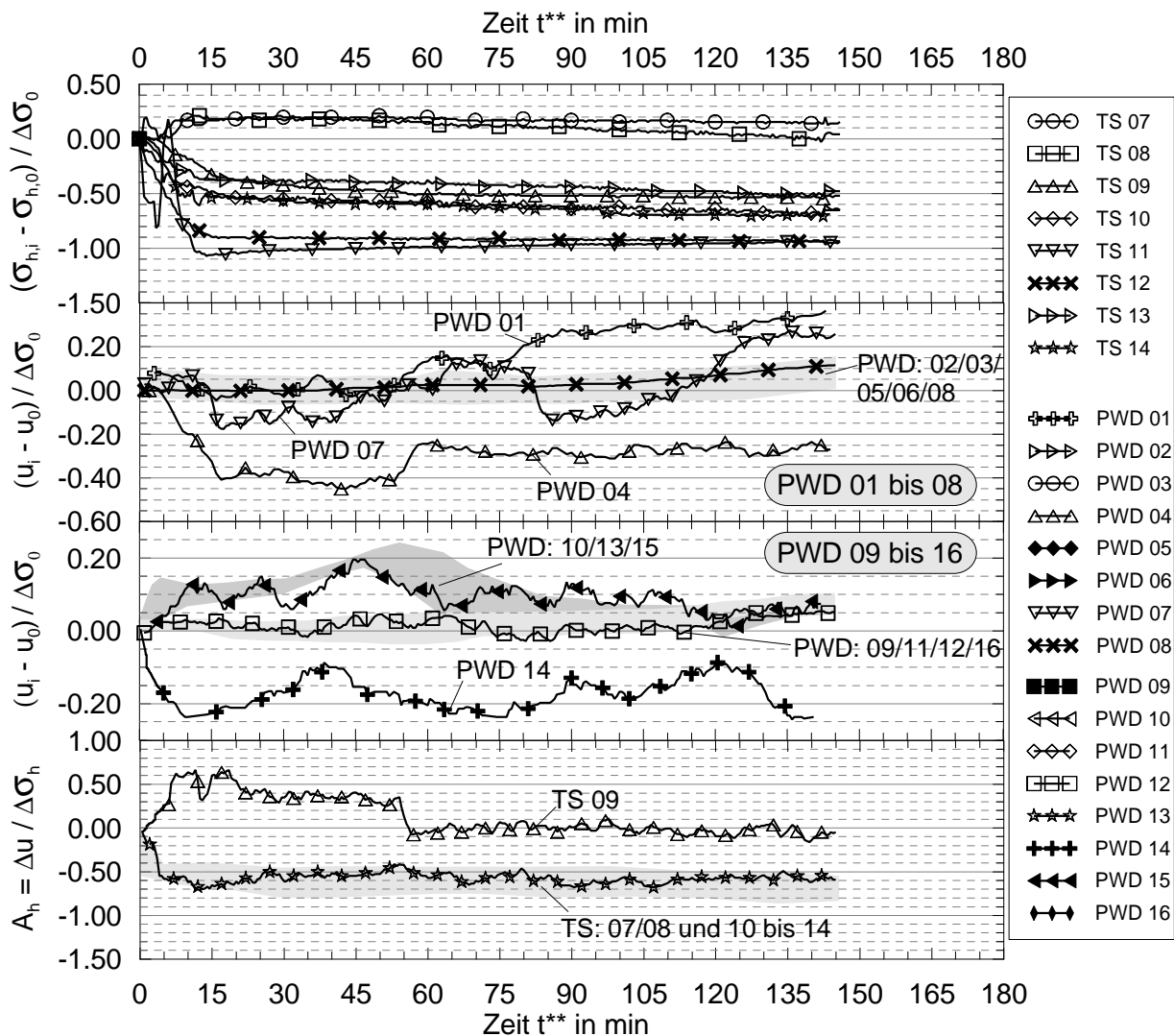


Bild 2.21: Spannungsänderung während Aushub 3 (V-14)

Die Porenwasserdruckentwicklung zeigt für diese Aushubphase keine eindeutige Tendenz. In den überwiegenden Bereichen sind die Spannungsänderungen zu gering, um eindeutige Rückschlüsse ziehen zu können. Die Porenwasserdruckbeiwerte A_h sind in Tabelle 2.7 zusammengestellt.

Mit zunehmender Aushubtiefe und einer daraus resultierenden Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf die zeitabhängige Spannungsentwicklung deutlicher. Für die 4. Aushubphase sind die Spannungsverläufe in Bild 2.22 zusammengestellt. Scheinbar ist für diese Aushubphase in allen Bereichen die vertikale Entlastung bei der Spannungsentwicklung dominierend. Der Vergleich der Totalspannungen mit der vorherigen Aushubphase (Bild 2.21) führt aber zu einer Zunahme des Einflusses der Wandverformung auf die Spannungsentwicklung. Auf der Baugrubenseite wird dies in den Punkten TS 14 und TS 13 durch den größeren Spannungsabfall in dem tiefer liegenden Punkt TS 13 deutlich. Die Zunahme der Wandverformung führt so in

dem höher liegenden Punkt TS 14 zu einer geringeren Spannungsreduzierung infolge der vertikalen Aushubentlastung. Zur Erinnerung sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass in der vorherigen Aushubphase in diesen beiden Punkten kein Einfluss der Wandverformung festgestellt werden konnte. Ein weiteres Argument ist in der Kompensierung des zunehmenden tiefenabhängigen Einflusses der Aushubentlastung mit der zunehmenden Belastung durch die Wandverformung auf der Baugrubenseite und durch die Bodenbewegung auf der Erdseite zu sehen. Das normierte Spannungsverhältnis bleibt hier mit -0,40 bis -0,80 nahezu identisch mit den Werten von dem vorigen Aushub.

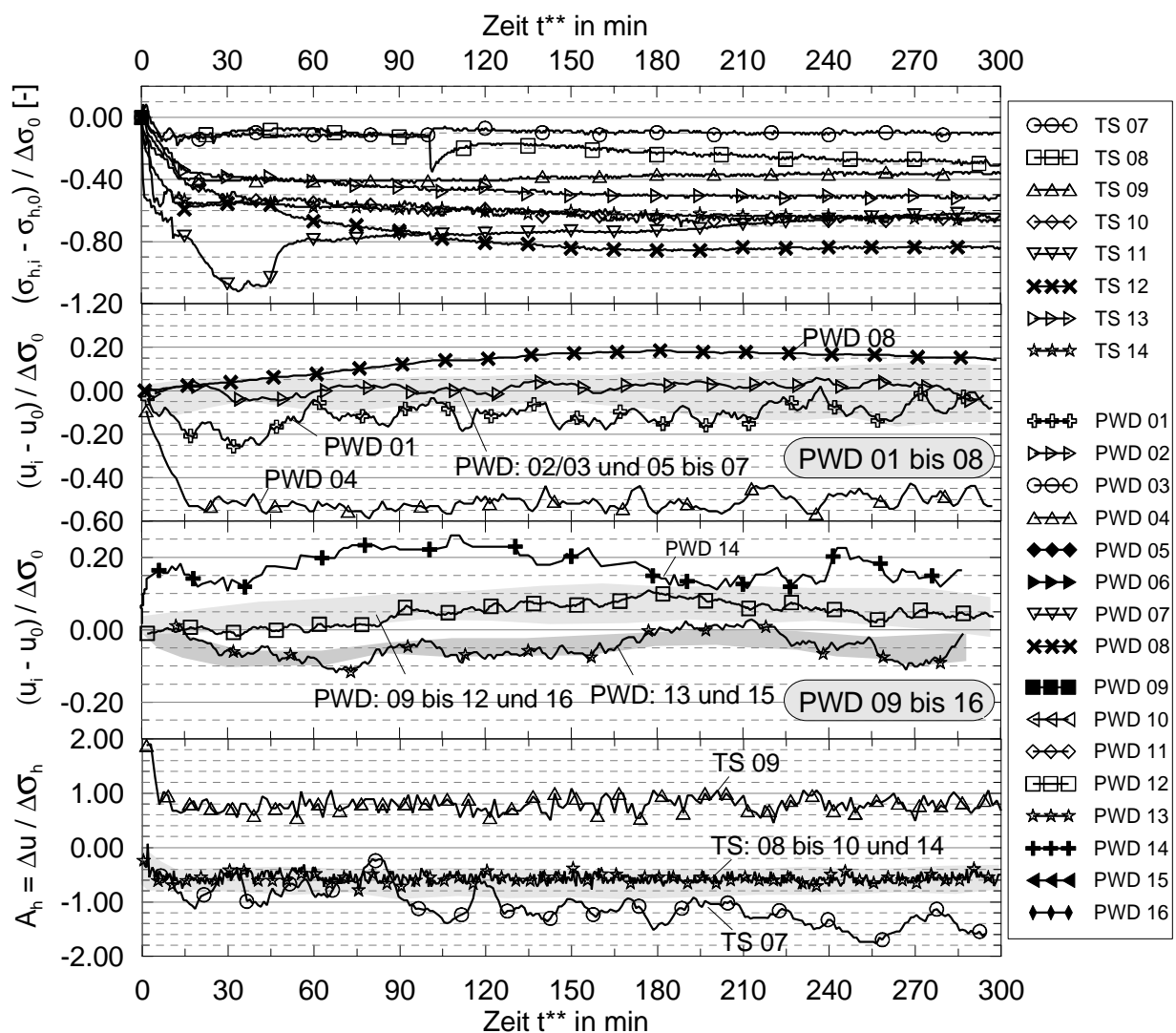


Bild 2.22: Spannungsänderung während Aushub 4 (V-14)

Bei dem Porenwasserdruckverlauf ist, wie bereits bei dem Versuch V-13, auf der Erdseite ein Anstieg auf einen Verhältniswert von etwa 10 % der Aushubentlastung entstanden, der allerdings kleineren Schwankungen unterworfen ist. Im Allgemeinen kann der Porenwasserdruckanstieg mit der Bodenbewegung infolge des Umfließens der Baugrubenwand begründet wer-

den. Die Messwerte können dies aber nicht eindeutig bestätigen. Auf der Baugrubenseite wurde im unmittelbaren Wandnahbereich ein Anstieg des Porenwasserdrucks auf 0,10 gemessen. In den Punkten PWD 01, PWD 13 und PWD 15 sind Spannungsreduzierungen aufgetreten, die auf einen zu vernachlässigenden Einfluss aus der Wandverformung zurückgeführt werden können.

Tabelle 2.7: Porenwasserdruckbeiwerte A_h bei Versuch V-14 für Aushub 3 und 4

	Baugrubenseite				Erdseite			
	TS 14	TS 07	TS 13	TS 08	TS 11	TS 12	TS 09	TS 10
AH 3	-0,60	-0,65	-0,75	-0,50	-0,60	-0,60	0,50 ¹⁾	-0,50
AH 4	-0,60	-0,75 ¹⁾	-0,45	-0,60	-0,55 ²⁾	-0,60	0,90	-0,60
¹⁾ nimmt mit t^{**} linear ab; ²⁾ nimmt mit t^{**} linear zu								

2.3.5.4 Spannungspfadabhängige Steifigkeit

Die Steifigkeit des anisotropen weichen Bodens ist entscheidend von den effektiven Spannungspfaden abhängig. Auf der Grundlage von undrännierten Triaxialversuchen mit weichen Böden wird in *Parry (1995)* unter der Annahme eines elastischen Materialverhaltens das Verhältnis n' der effektiven radialen Steifigkeit E'_r zur axialen Steifigkeit E'_a betrachtet.

$$n' = \frac{E'_r}{E'_a} \quad (2.13)$$

In *Parry/Wroth (1981)* wurde für weiche normalkonsolidierte Böden bei einer vertikalen Belastung von vertikalen und horizontalen Bodenproben in Konsolidationsversuchen ein Steifigkeitsverhältnis $n' = 0,50$ ermittelt. Die vertikale Steifigkeit ist demnach zweimal so groß wie die horizontale. Unter triaxialen Versuchsbedingungen entspricht dieser Belastungsvorgang bei einer vertikalen Probe dem totalen Spannungspfad TSP „A“ und bei der horizontalen Probe näherungsweise dem TSP „E“ nach Bild 2.3. In *Parry (1995)* wurde in Abhängigkeit der Neigung der effektiven Spannungspfade (Bild 2.23a) für das Steifigkeitsverhältnis n' folgender Zusammenhang abgeleitet

$$\frac{\Delta(\mathbf{s}_a - \mathbf{s}_r)}{\Delta(\mathbf{s}_a + \mathbf{s}_r)} = \frac{2\mathbf{n}'_{rr} + \frac{8n'\mathbf{n}'_{rr}}{1+n'} - n' - 2}{2\mathbf{n}'_{rr} + n' - 2} \quad (2.14)$$

Die Querdehnzahl \mathbf{n}_{rr} bestimmt hierbei das Verhältnis der Dehnung in radialer Richtung zu der Dehnung in der orthogonal radialen Richtung und wird dort mit $\mathbf{n}_{rr} = 0,2$ angenommen. In Bild 2.23b) sind die Steifigkeitsverhältnisse mit einer angenommenen Querdehnzahl $\mathbf{n}_{rr} = 0,2$

und 0,3 ausgewertet. Ausgehend von dem effektiven Spannungspfad mit einer Neigung 1:1 steigt das Spannungsverhältnis mit einer Rotation gegen den Uhrzeigersinn an. Mit der Untersuchung von ungestörten Proben von See- und Beckentonen wurde in *Gebreselassie (2003)* ein Steifigkeitsverhältnis von $n' = 1,8$ bis 2,1 bei einer idealisierten Neigung des effektiven Spannungspfades um etwa 76° im Kompressionsbereich angegeben. An dieser Stelle wird auch auf die durchgeführten Versuche zur Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit in Abschnitt 5.3 verwiesen.

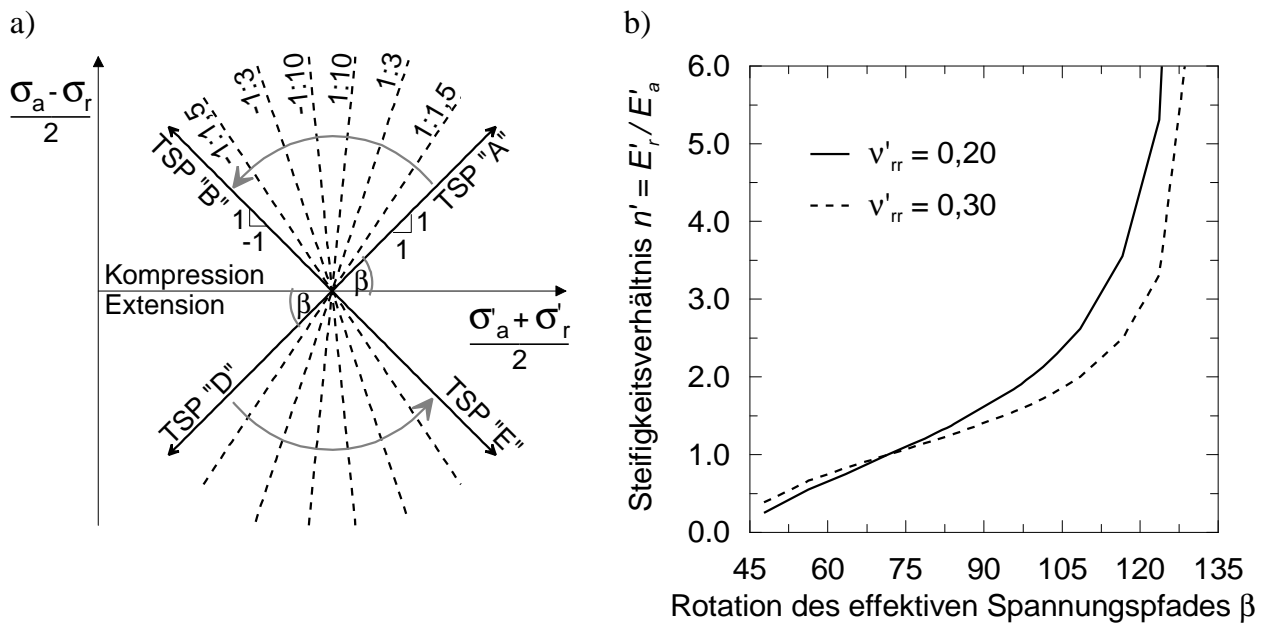


Bild 2.23: Anisotrope Steifigkeitsverhältnisse in Abhängigkeit der Neigung der effektiven Spannungspfade, nach Parry (1995)

Zur Untersuchung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit ist das Spannungsverformungsverhalten vor und hinter der Baugrubenwand bei den Modellversuchen mit horizontalen Verformungskennwerten E_h beschrieben worden. In einer ersten Näherung sind die horizontalen Spannungsänderungen Δs_h in Abhängigkeit der horizontalen Wandverschiebung u_h in Höhe des jeweiligen Messpunktes ausgewertet worden, wobei die Verformungen mit der jeweiligen Aushubtiefe H normiert wurden. Unter Berücksichtigung der Wandverformung entsteht in horizontaler Richtung auf der Baugrubenseite ein Kompressionsbereich und auf der Erdseite ein Extensionsbereich.

$$E_h = \frac{\Delta s_h}{\Delta \left(\frac{u_h}{H} \right)} \quad (2.15)$$

In Bild 2.24 sind die Spannungsverformungsbeziehungen für den 2. Aushub bei Versuch V13 dargestellt. Auf der Erdseite der Baugrubenwand gibt es in dem Punkt TS 05 nach der Aus-

hubentlastung eine signifikante Zunahme der horizontalen Spannung bis zu einem Peakwert. Dieser Peakwert ist in Verbindung mit der Mobilisierung der horizontalen Steifigkeit als ein Maximum der horizontalen Spannungszunahme zu betrachten. Ist dieses Maximum erreicht, tritt eine Plastifizierung ein. Bei einer Betrachtung dieses Spannungsverformungsverhaltens unter den Gesichtspunkten der undrÄnirten Scherfestigkeit betrÄgt die totale horizontale Spannungsdifferenz $DS_h = 0,70 \text{ kN/m}^2$. Die in dieser Tiefe maÄgebende undrÄnirte Scherfestigkeit ergibt sich in AbhÄngigkeit der effektiven Überlagerungsspannung zu $c_{u,k} = 0,62 \text{ kN/m}^2$ (Bild 2.12) und bestÄtigt das Erreichen des Grenzzustandes in diesem Bereich. Nach Gleichung (2.15) ergibt sich der Verformungskennwert zu $E_h = 870,0 \text{ kN/m}^2$. Mit zunehmendem Abstand von der Wand entsteht zeitgleich mit dem Erreichen des Peakwertes in TS 05 in dem Punkt TS 06 eine horizontale Spannungszunahme. Mit fortschreitender Beobachtungsdauer wird auch hier ein Maximalwert erreicht, d.h. in horizontaler Richtung ist eine zeitabhÄngige Ausdehnung plastifizierender Bereiche zu erkennen. Der Verformungskennwert betrÄgt hier $E_h = 5,3 \text{ kN/m}^2$. In vertikaler Richtung kann in dieser Aushubphase keine weitere Ausdehnung festgestellt werden, da in den Punkten TS 03 und TS 04 eine horizontale Entlastung vorliegt. Auf der Baugrubenseite ergibt sich infolge der Belastung aus der Wandverschiebung in dem Punkt TS 03 ein Verformungskennwert von $E_{h,mob} = 120,0 \text{ kN/m}^2$.

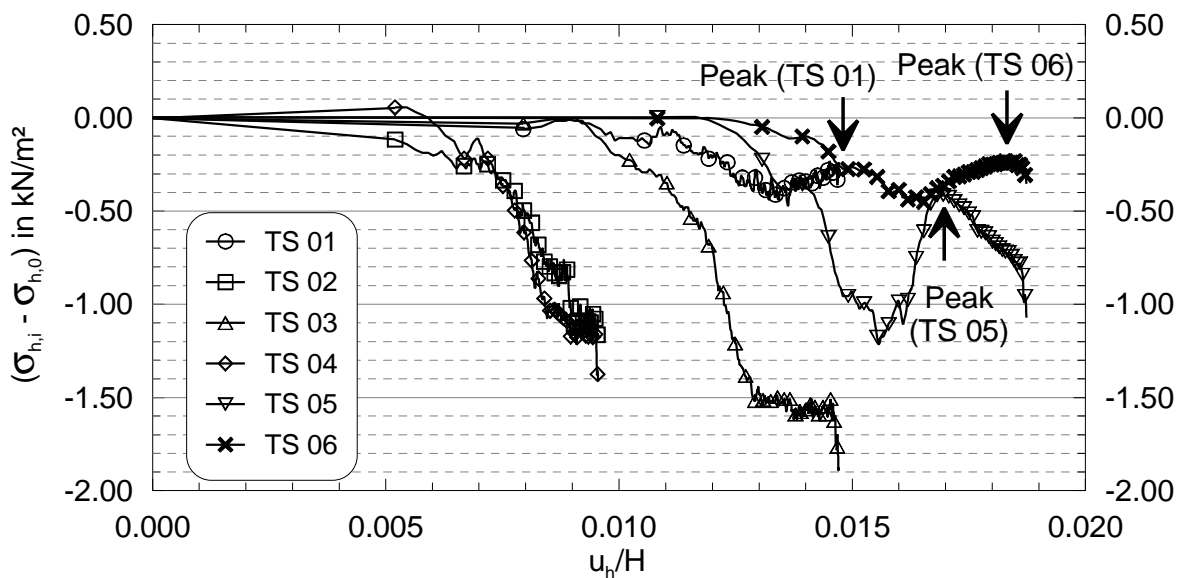


Bild 2.24: Spannungsverformungsverhalten während Aushub 2 (V-13)

Die Ausdehnung der Plastifizierungsbereiche wird bei dem 3. Aushub offensichtlich. Die Spannungsverformungsbeziehungen hierzu werden in Bild 2.25 dargestellt. In dem Punkt TS 05 auf der Erdseite kann bei einer totalen SpannungsÄnderung von $DS_h = 2,5 \text{ kN/m}^2$, die die undrÄnirte Scherfestigkeit weit übersteigt, ein Verformungskennwert von $E_h = 140,0 \text{ kN/m}^2$ berechnet werden. In dieser Aushubphase entstanden nun auch in Richtung Wandfuß horizontale Span-

nungszunahmen, die durch die Bodenbewegung verursacht wurden und mit der Tiefe abnahmen. So ergibt sich in dem Punkt TS 03 ein mobilisierter Verformungsmodul von $E_{h,mob} = 55,0$ kN/m² und in dem tiefer liegenden Punkt TS 04 beträgt dieser nur noch $E_{h,mob} = 12,0$ kN/m².

Auf der Baugrubenseite kann in dem Punkt TS 01 die Spannungsverformungsbeziehung durch einen bilinearen Verlauf beschrieben werden, ohne dass ein signifikanter Bruchzustand festzustellen ist. Diese stetige Spannungszunahme kann mit einem dilatanten Verhalten, wie es bei überkonsolidierten Böden üblich ist, verglichen werden. In Bild 2.20 ist die entsprechende Porenwasserdruckentwicklung für den Spannungspunkt TS 01 / PWD 03 dargestellt, der eine entsprechende Stagnation des Porenwasserüberdrucks bei stetiger Zunahme der totalen Spannung beschreibt. Für den Anfangsbereich (TS 01) ergibt sich der Verformungskennwert zu $E_{h,mob} = 120,0$ kN/m² und beschreibt somit den gleichen Mobilisierungsgrad, wie bei dem 2. Aushub. Im weiteren Verlauf beträgt $E_{h,mob} = 20,0$ kN/m². In dem tiefer liegenden Punkt TS 02 wird ein Verformungskennwert $E_{h,mob} = 27,0$ kN/m² mobilisiert.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen ist eine weitere Untersuchung der horizontalen Steifigkeit und deren Mobilisierung bei Baugruben in weichen Böden in Abhängigkeit der Beanspruchung in Abschnitt 5 durchgeführt worden.

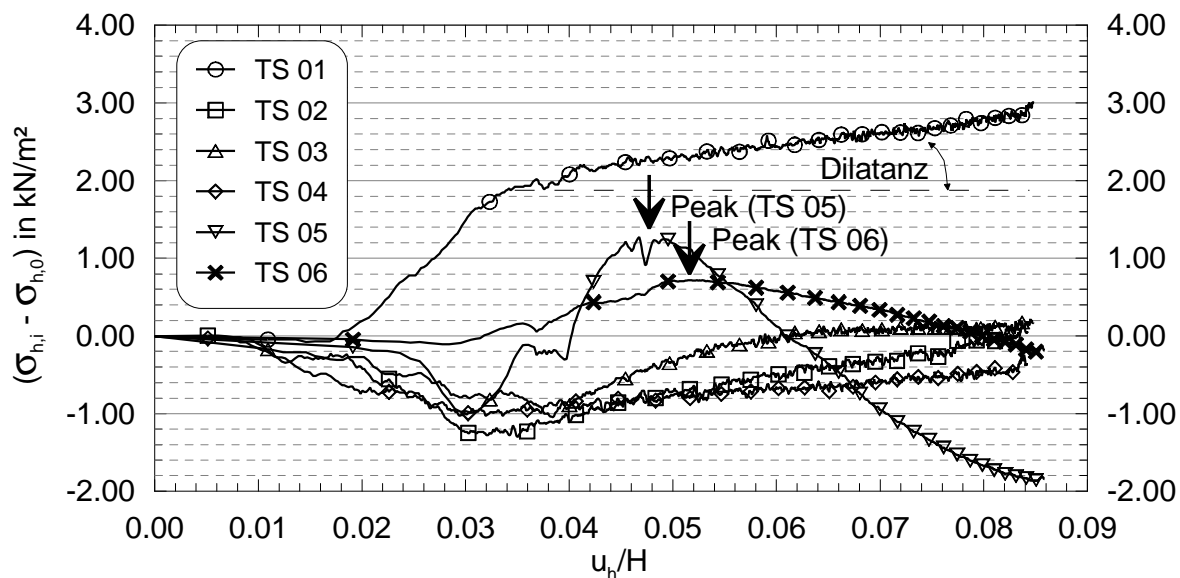


Bild 2.25: Spannungsverformungsverhalten während Aushub 3 (V-13)

2.4 Erste Schlussfolgerungen und Hypothesen

Zur Untersuchung der zeitabhängigen Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind Modellversuche durchgeführt worden. In der ersten Versuchserie lag der Schwerpunkt insbesondere auf der qua-

litativen Beobachtung der Auswirkungen des Verbausystems und des Bauvorgangs auf das Spannungsverformungsverhalten. Die Reproduzierbarkeit der Modellversuche hinsichtlich des zeitabhängigen Verformungsverhaltens kann durch die Versuchsergebnisse der ersten Serie gut bestätigt werden. Bei den Messungen des Porenwasserdrucks sind vereinzelt Schwankungen aufgetreten, die zu teilweise nur schwer interpretierbaren Ergebnissen führten.

In einer zweiten Versuchsserie wurden die messtechnischen Probleme bei den Porenwasserdrucksensoren optimiert und zusätzliche Messungen der horizontalen totalen Spannungen mit eigens dafür hergestellten Spannungsgebern durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst, wobei die Aushubtiefe H und die Einbindetiefe t in Bild 2.8 für die Versuche der 1. Serie und in Bild 2.9 für die 2. Serie definiert sind:

- Bei einer eingespannten Wand entstehen bereits ab einem Aushubverhältnis von $H/t = 0,38$ erhebliche Wandverformungen von etwa 5 % der Aushubtiefe und definieren das kritische Aushubniveau. Der Versagenszustand (Bruch) der Verbaukonstruktion ist bei allen Versuchen bei einem Aushubverhältnis von $H/t = 0,57$ schlagartig eingetreten. Hierbei sind Wandverformungen größer 9 % und Setzungen größer 5,5 % der Aushubtiefe gemessen worden.
- Die Verformungen sind stark von der Größe des jeweiligen Aushubschrittes abhängig. Eine zeitliche Unterteilung des Aushubs in zwei separate Konstruktionsphasen mit anschließender Konsolidationsdauer führte bei der eingespannten Wand zu einer Reduzierung der unmittelbar nach dem Aushub auftretenden Setzungen um etwa 33 %.
- Die Verformungen sind zeitabhängig. Mit zunehmender Annäherung an ein kritisches Aushubniveau nehmen die Verformungen bei unverändertem Bauzustand stark zu. Bei einer eingespannten Wand entstehen bei einem kritischen Aushubniveau von $H/t = 0,38$ Sofortsetzungen größer 2 % der Aushubtiefe, die innerhalb einer Stunde auf 3 % ansteigen. Bei einer einmal gestützten Wand beginnt das kritische Aushubniveau bei $H/t = 0,52$ (V-14) mit Setzungen von 1,1 bis 1,5 % und Wandverformungen von 0,9 bis 1,1 % der Aushubtiefe.
- Die Zeitabhängigkeit der Verformungen entsteht durch die Spannungsentwicklung im Boden.
- Der Einfluss der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf die horizontale Spannungsentwicklung wird erst mit Annäherung an das kritische Aushubniveau maßgebend. Davor überwiegt im Baugrund eine Entlastungssituation i.d.R. mit Porenwasserunterdrücken. Mit zunehmendem Aushub nehmen auf der Baugrubenseite die durch die Wandverformungen verursachten Spannungserhöhungen zu und führen zu einer Mobilisierung des horizontalen Widerstandes, siehe auch Bild 2.26.

- Mit dem kritischen Aushubniveau treten erwartungsgemäß auf der Baugrubenseite vor der Wand Porenwasserüberdrücke auf.
- Auf der Erdseite wurden ebenfalls Porenwasserüberdrücke gemessen, die auf einen Verformungsvorgang des Bodens infolge lokaler Plastifizierungen zurückgeführt werden, siehe auch Bild 2.26.
- Die Ausdehnung der plastifizierten Bodenbereiche (plastischer Bereich), die auf lokalen Gleitflächen zur Wand abrutschen, wurde mit der Auswertung eines Verformungskennwertes E_h zur Beschreibung des horizontalen Verformungsverhalten quantifiziert.

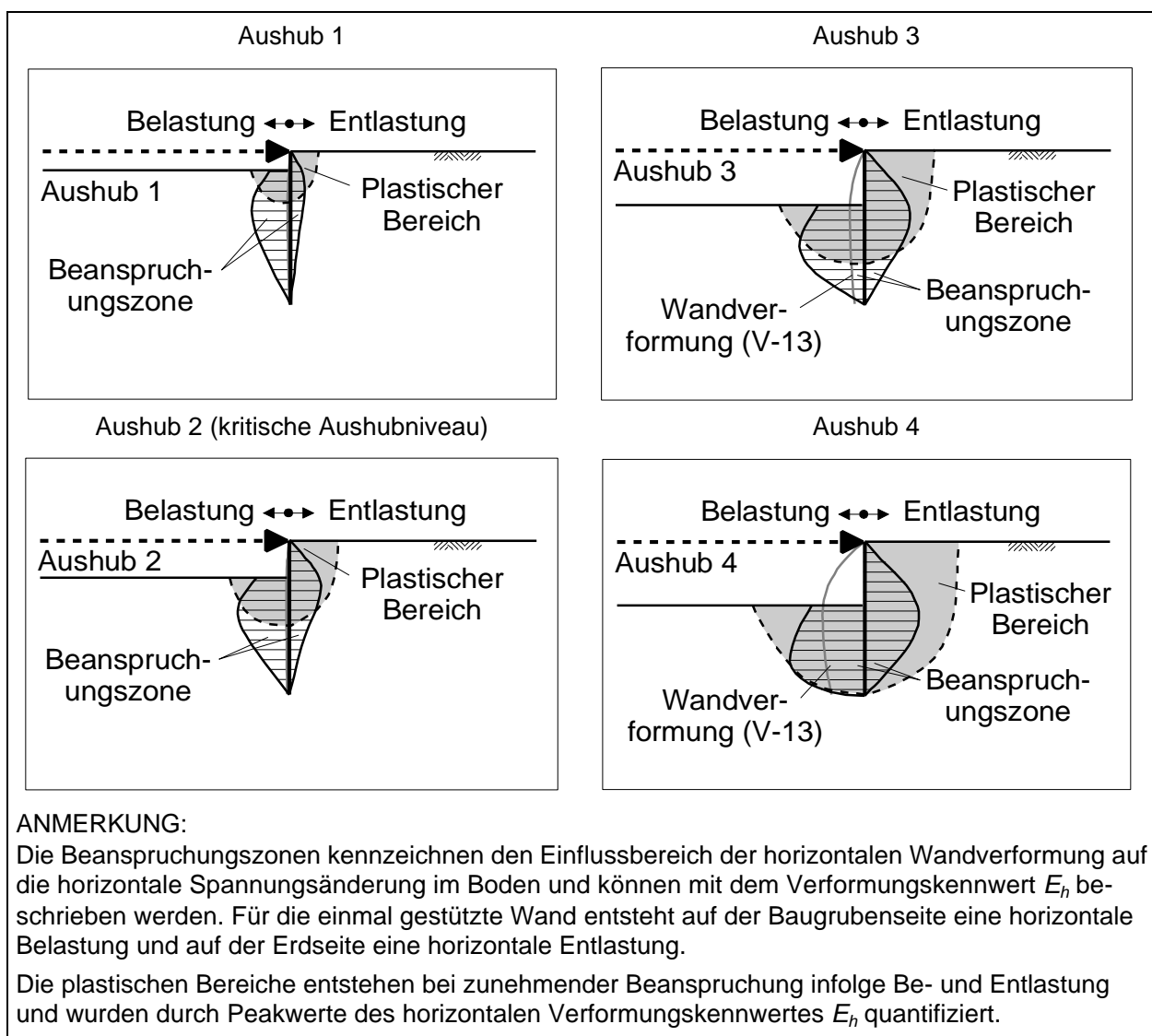


Bild 2.26: Einflussbereich der Wandverformung auf die horizontale Spannungsänderung und die resultierenden plastischen Bereiche am Beispiel des Modellversuchs V-13

Aus den beschriebenen Ergebnissen der Modellversuche können für die weitere Untersuchung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden erste Hypothesen abgeleitet werden:

- Die Annäherung an das kritische Aushubniveau entsteht mit dem Auftreten eines Porenwasserüberdrucks im Wandfußbereich auf der Baugrubenseite infolge Erdwiderstandmobilisierung, der eine zeitabhängige Zunahme der Verformungen verursacht.
- Bei einer gestützten Verbauwand entstehen im kritischen Aushubniveau lokale Bruchzonen (Plastifizierungsbereiche) am Wandkopf, die ein Abrutschen (Fließen) des plastifizierten Bodens verursachen.
- Die lokalen Plastifizierungsbereiche dehnen sich mit zunehmendem Aushub in Richtung Wandfuß aus und verursachen eine Zunahme der horizontalen Spannungen. Des Weiteren entstehen Porenwasserüberdrücke, die zur Reduzierung der effektiven Scherfestigkeit führen und somit die progressive Plastifizierung begünstigen.
- Die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf den Baugrund werden qualitativ in Zonen eingeteilt, die den maßgebenden Einflussbereich der Wandverformung und die Ausdehnung der Plastifizierungszonen beschreiben.
- Die Steifigkeit des weichen Bodens wird von der Belastungsrichtung bestimmt und ist somit spannungspfadabhängig. Infolge der Anisotropie der Steifigkeit entstehen erhebliche Unterschiede bei einer Beanspruchung durch die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden im Vergleich zur Steifigkeit, die aus Triaxialversuchen mit dem Standardspannungspfad ermittelt werden.

3 Anwendung der Finite Elemente Methode auf Baugrubenberechnungen

3.1 Allgemeines

Die Finite Elemente Methode (FEM) hat sich in den letzten Jahren aufgrund der Weiterentwicklung der Softwarepakete und auch der Bodenmodelle zu einem Standardwerkzeug des geotechnischen Ingenieurs entwickelt. Dementsprechend viele Publikationen existieren über die Anwendung der FEM und den Anwendungsmöglichkeiten aber auch den zugrundeliegenden Anwendungsgrenzen. Ein umfassender Literaturüberblick über die Anwendung der FEM bei Baugrubenwänden mit Berücksichtigung von Vorgaben aus Normung für Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsberechnungen wird in *Hettler/Schanz (2008)* gegeben und soll hier nicht wiederholt werden. Darüber hinaus wird grundlegend auf die Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ verwiesen, siehe auch *Meißner (1991, 1996, 2002)* und *Schanz (2006)*.

Für die Berechnung von Baugruben in weichen Böden ist zum einen die Wahl des Bodenmodells zur realistischen Beschreibung des Materialverhaltens und zum anderen die Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der effektiven Spannungen und den daraus resultierenden Verformungen von entscheidender Bedeutung.

3.2 Materialverhalten und Stoffmodelle

In der Bodenmechanik wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten mit Stoffmodellen beschrieben, die in der Regel nicht universell für alle Problemstellungen geeignet sind. Bei Baugruben in weichen Böden sind folgende Merkmale des Materialverhaltens idealerweise zur realitätsnahen Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens erforderlich:

- Unterscheidung zwischen Belastung und Entlastung,
- Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit,
- Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit,
- Berücksichtigung der Belastungsrate,
- zeitabhängige Entwicklung der effektiven Spannungen,
- plastische und
- anisotrope Materialeigenschaften.

Die numerischen Berechnungen in dieser Arbeit wurden mit dem FE-Programm PLAXIS 2D v8.2 und v9.01 (*Brinkgreve et al. 2004, 2008*) durchgeführt. Generell wurden Dreieckselemente mit 15 Knoten verwendet. Diese Elemente ermöglichen die Interpolation der Verformungen mit einer Funktion 4. Ordnung und enthalten 12 numerische Integrationspunkte für Spannungen. Das Materialverhalten des weichen Bodens wurde zunächst mit einem elastoplastischen Stoffmodell, dem sogenannten Hardening Soil (HS) Modell simuliert, dessen grundsätzliche Eignung für die Anwendung bei einer Berechnung von Baugruben in weichen Böden bereits in *Freiseder (1998)* und auch *Gebreselassie (2003)* beschrieben wurde. Für eine ausführliche Beschreibung des Stoffmodells wird auf *Brinkgreve et al. (2004)* und *Schanz et al. (1999)* verwiesen. An dieser Stelle sollen nur die wesentlichen Eigenschaften genannt werden.

In dem Hardening Soil (HS) Modell wird der Grenzzustand mit dem Reibungswinkel φ , der Kohäsion c' und dem Dilatanzwinkel ψ unter Verwendung der *Mohr-Coulomb'schen* Bruchbedingung beschrieben. Die Bodensteifigkeit wird mit drei verschiedenen Eingabesteifigkeiten berücksichtigt: die triaxiale Sekantenmodul $E_{50,ref}$ bei Kompressionsbelastung, die triaxiale Entlastungsmodul $E_{ur,ref}$ und die eindimensionale Kompressionsmodul $E_{oed,ref}$. Eine weitere grundlegende Eigenschaft des Modells ist die Berücksichtigung der spannungsabhängigen Steifigkeit durch ein Potenzgesetz, welche mit dem Steifigkeitsexponenten m definiert wird. Grundsätzlich wird mit dem HS-Modell ein isotropes Materialverhalten beschrieben.

Das Hardening Soil (HS) Modell beschreibt ein elastisch plastisches Materialverhalten mit doppelter Materialverfestigung, bei dem die Fließfläche nicht im Hauptspannungsraum fixiert ist und durch plastische Dehnung in ihrer Größe verändert wird. In diesem Modell tritt beim Erreichen der Fließfläche kein Bruch ein, sondern es ist eine weitere Steigerung der Beanspruchung möglich, bis das Bruchkriterium erfüllt ist. Man spricht hier von Materialverfestigung (strain hardening). Es wird zwischen zwei Arten der Verfestigung unterschieden. Das Shear Hardening (Schubverfestigung) modelliert irreversible Stauchungen infolge deviatorischer Erstbelastung. Das Compression Hardening (Volumenverfestigung) wird verwendet, um irreversible plastische Stauchungen (plastische Volumenverzerrungen) infolge Erstbelastung durch einaxiale und isotrope Kompression zu modellieren. Dieses Stoffmodell wurde ursprünglich für nichtbindige Böden konzipiert. Aufgrund der Implementierung der kappenförmigen Fließfläche, wird die Berechnung von weichen Böden ermöglicht. Diese Böden zeigen unter deviatorischer Belastung plastische Schubverzerrungen, die mit geringen Volumenverzerrungen und einer abnehmenden Steifigkeit einhergehen. Die plastischen Verformungen werden über zwei Fließregeln gesteuert, die von den Eingabeparametern $K_{0,nc}$, $E_{oed,ref}$, $E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$ und n_{ur} bestimmt werden. Detaillierte Informationen mit Angabe der Stoffmodellgleichungen

chungen sind in *Schanz (1998)* und *Brinkgreve et al. (2004)* zu finden. Die Gleichungen zur Bestimmung der Materialparameter, d.h. insbesondere der maßgebenden Steifigkeiten, siehe auch Bild 3.1, sind in Tabelle C.1 und Tabelle C.8 im Anhang C zusammengestellt.

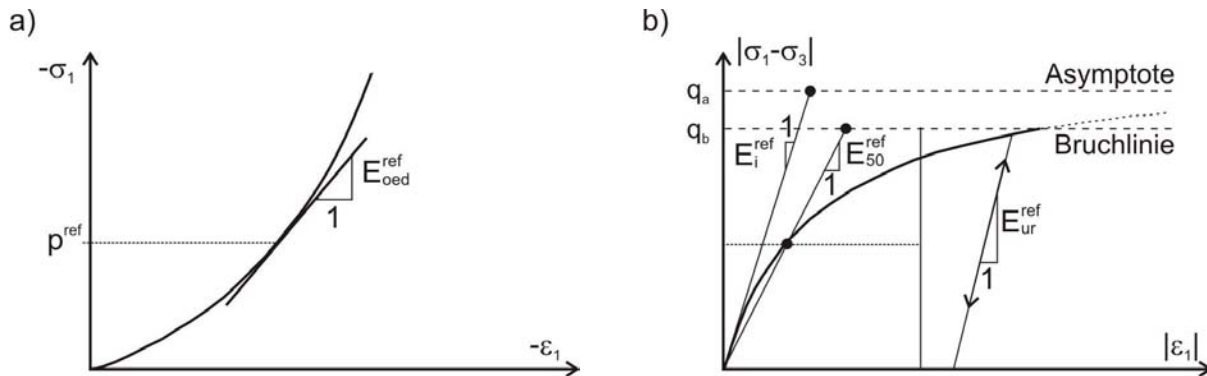


Bild 3.1: Definitionen der maßgebenden Steifigkeiten des Hardening Soil Modells aus *Brinkgreve et al. (2008)*: a) eindimensionaler Kompressionsmodul und b) Anfangstangenten-, Sekanten- und Ent-/Wiederbelastungsmodul

Eine Erweiterung des Hardening Soil Modells mit der sogenannten „Small-Strain-Stiffness“, d.h. mit größerer Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, ist in dem Hardening Soil Small (HSS) Modell implementiert und wurde ebenfalls berücksichtigt. Die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen ist dabei nicht-linear von den Dehnungen abhängig und wird mit zwei zusätzlichen Materialparametern beschrieben. Der Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0 und die Dehnung $\epsilon_{0,7}$ bei der eine Abnahme des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen auf 70 % des Anfangswertes eintritt. Für weiterführende Informationen und Korrelationen für die zwei zusätzlichen Materialparameter der Small-Strain Erweiterung wird auf *Benz (2007)* und *Brinkgreve et al. (2008)* verwiesen.

Ergänzend zu den elasto-plastischen Stoffmodellen mit doppelter Materialverfestigung wurde das hypoplastische Stoffmodell für bindige Böden nach *Masin (2005)* für Vergleichsberechnungen verwendet. Hypoplastische Modelle beschreiben das Materialverhalten im Gegensatz zu elasto-plastischen Modellen mit einer einzigen tensoriellen Gleichung, wobei die Spannungsrate als Funktion der aktuellen Spannung und Deformationsrate berechnet wird. Fließfläche, Potentialfunktion und die Zerlegung der Dehnungen in elastische und plastische Anteile sind bei der Hypoplastizität somit nicht erforderlich. Grundlegende Informationen zu hypoplastischen Modellierung des Bodens sind in *Kolymbas (1991)* zu finden.

Das hypoplastische Modell für bindige Böden nach *Masin (2005)* verwendet das *Matsuoka/Nakai* Bruchkriterium, welches im Gegensatz zu *Mohr-Coulomb* auch den Einfluss der mittleren Hauptspannung berücksichtigt. Als grundlegende Eingangsgröße für die Berech-

nung ist die Anfangsporenzahl e_0 zu nennen. Darüber hinaus werden 5 Materialparameter verwendet, die sich überwiegend auf der Basis des Modified-Cam-Clay (MCC) Modells aus einem isotropen Kompressionsversuch bestimmen lassen: der modifizierte Kompressionsbeiwert I^*_{mod} , der modifizierte Schwellbeiwert k^*_{mod} und der Lageparameter N der isotropen Normalkompressionslinie nach der Critical-State Theorie. Darüber hinaus wird der kritische Reibungswinkel j_c und der Parameter r zur Beschreibung des Verhältnisses zwischen Steifigkeit bei isotroper Kompression und dem undrained Schubmodul verwendet. Zur Berücksichtigung der größeren Steifigkeit bei kleinen Dehnungen werden nach Niemunis/Herle (1997) für die intergranulare Dehnungen 5 weitere Parameter erforderlich (m_T , m_R , R_{max} , b_r und c). Das verwendete hypoplastische Bodenmodell für bindige Böden beschreibt ebenfalls wie die beiden elasto-plastischen Modelle ein isotropes Materialverhalten.

Für die Berücksichtigung des anisotropen Materialverhaltens von weichen Böden existiert eine Vielzahl von Bodenmodellen. In den überwiegenden Fällen basieren diese Modelle auf dem elasto-plastischen Modified-Cam-Clay (MCC) Modell und weisen eine elliptische Fließfläche entlang des anisotropen K_0 -Pfades auf, die sich bei Änderung des Hauptspannungsverhältnisses dreht. Das MCC-Modell berücksichtigt im Allgemeinen eine Kompressionsverfestigung auf der Grundlage eines isotropen Kompressionsversuches und unterscheidet zwischen Be- und Entlastung. In Neher (2008) ist ein Überblick der aktuellen anisotropen Bodenmodelle angegeben. Da in diesen Bodenmodellen aber das anisotrope Materialverhalten richtungsunabhängig ist, d.h. in allen maßgebenden Berechnungsebenen ein identisches Anisotropieverhältnis der Steifigkeit verwendet wird, wurden diese Modelle in der vorliegenden Arbeit nicht weiter untersucht. Für Randwertprobleme bei denen eine Rotation der Hauptspannungsrichtung zu berücksichtigen ist, bieten diese Stoffmodelle daher gegenüber den zuvor beschriebenen isotropen Bodenmodellen keine Vorteile.

Unabhängig vom verwendeten Stoffmodell werden die Materialparameter zur Beschreibung des komplexen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens in der Regel im Labor mit Elementversuchen ermittelt, die aufgrund der jeweiligen Versuchsrandbedingungen nicht allen zuvor beschriebenen Anforderungen gleichzeitig genügen können. In Bild 3.2 sind Elementversuche mit ihren Randbedingungen in bezug auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten schematisiert dargestellt.

Der eindimensionale Kompressionsversuch (Bild 3.2a), der auch als Ödometerversuch bezeichnet wird, ist der am weitesten verbreitete Elementversuch zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens. Hierbei wird eine gesättigte Bodenprobe axial stufenweise belastet, bei der die Seitendehnung durch einen starren Ring verhindert wird ($\mathbf{e}_2 = \mathbf{e}_3 = 0$). Dieser Belastungsvorgang entspricht dem K_0 -Spannungspfad (Bild 2.3) und beschreibt das Materialverhalten z.B. bei einer vertikalen Belastung durch eine Flachgründung. Für Entlastungsvorgänge können

die Eigenschaften, sofern die horizontalen Dehnungen verhindert bleiben, auch auf Aushubentlastungen übertragen werden. Sobald aber horizontale Dehnungen auftreten, wie z.B. bei Baugruben infolge der Stützwirkung der Verbaukonstruktion, ist der eindimensionale Kompressionsversuch nicht mehr ausreichend. Der eindimensionale Kompressionsversuch wird darüber hinaus in der Praxis verwendet, um unter den genannten Randbedingungen das zeitabhängige Dehnungsverhalten bei konstanter Belastung zu beschreiben.

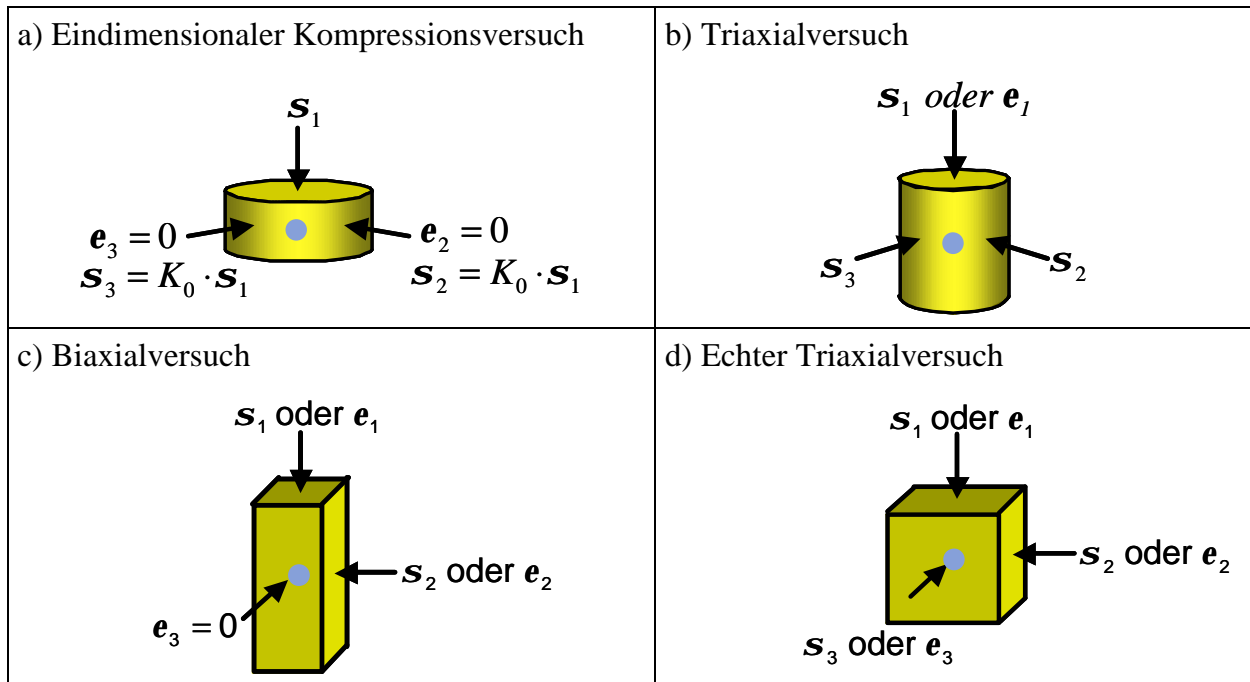


Bild 3.2: Elementversuche zur Untersuchung des Spannungsverformungsverhaltens, aus von Wolffersdorff (2008)

Der Einfluss der seitlichen Dehnungen auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten, der bei praktischen Problemstellungen infolge lokaler Lastenleitungen in den Boden überwiegend vorhanden ist, kann mit Triaxialversuchen untersucht werden. Neben dem echten Triaxialversuch (Bild 3.2d) gibt es zwei Variation dieses Elementversuches, die sich in den Freiheitsgraden der Verformungen unterscheiden. Während mit dem echten Triaxialversuch der Einfluss der mittleren Hauptspannung s_2 beziehungsweise der entsprechenden Dehnung e_2 bei in der Regel würfelförmigen Bodenelementen berücksichtigt wird, ist bei dem Biaxialversuch ein Freiheitsgrad gesperrt. Hierdurch tritt der ebene Verformungszustand mit $e_2 = 0$ bei in der Regel prismaförmigen Bodenelementen ein. Einen Sonderfall beschreibt der Triaxialversuch an zylindrischen Bodenelementen, da hier die radialen Spannungen s_r beziehungsweise Dehnungen e_r den Hauptspannungen $s_2 = s_3$ respektive den Dehnungen in Hauptspannungsrichtung $e_2 = e_3$ entsprechen. Grundsätzlich ist bei den Triaxialversuchen zwischen einer kraftgesteuerten (\dot{s}) und weggesteuerten (\dot{e}) Belastungsrate zu unterscheiden. Für den Triaxialver-

such an zylindrischen Bodenelementen sind in Bild 2.3 mögliche Spannungspfade dargestellt, die eine Übertragung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei Baugruben idealisiert.

Neben der grundsätzlichen Überlegung zur Übertragbarkeit der Elementversuche auf praktische geotechnische Fragestellungen, beeinflusst die Qualität des untersuchten Bodenelementes die Elementversuchsergebnisse entscheidend. Insbesondere die Probenentnahme aber auch der Einbau in den Elementversuch kann zu erheblichen Störungen führen, siehe auch *Scherzinger (1991)* und *Head (1986)*.

Zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens bei Baugruben in weichen Böden wurden in dieser Arbeit eindimensionale Kompressionsversuche und Triaxialversuche durchgeführt, siehe auch Abschnitt 5. Die untersuchten Spannungspfade umfaßten dabei sowohl die K_0 -Kompressionsbe- und -entlastung als auch die triaxiale Kompressionsbe- und -entlastung und Extensionsbe- und -entlastung. Durch eine Drehung der Bodenproben um 90° bei den Kompressionsversuchen wurde darüber hinaus der Einfluss der strukturbedingten, d.h. der inhärenten Anisotropie auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten untersucht.

3.3 Zeitabhängiges Verhalten

Die zeitabhängigen Effekte auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden wurden bereits in Abschnitt 2.2.3 beschrieben. Für eine realistische Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhalten ist daher die alleinige Betrachtung des zeitlich begrenzten undrnierten Zustandes ($t = t_0 = 0$) oder des drnierten Endzustandes ($t = t_1 = \infty$) nicht ausreichend. Wodurch eine gekoppelte Konsolidationsanalyse im Rahmen der numerischen Berechnung erforderlich wird, in welcher die durch Änderung des Spannungszustandes im Boden auftretenden zusätzlichen Porenwasserdrücke ermittelt werden.

In PLAXIS wird die gekoppelte Konsolidationsanalyse auf der Grundlage der Konsolidationstheorie nach *Biot (1956)* und unter Berücksichtigung der Plastizität und spannungsabhängigen Steifigkeit verwendet, siehe auch *Brinkgreve et al. (2004)* und *Schiffmann (2001)*. Hierbei ist neben der Gleichgewichtsbedingung eines Volumenelementes die Kontinuitätsbedingung in bezug auf die Volumendehnung des Korngerüstes und die Dissipation des Porenwassers für jeden numerischen Iterationsschritt zu erfüllen.

4 Numerische Parameterstudie an drei Verbaukonstruktionen

4.1 Allgemeines

Die Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das zeitabhängige Spannungsverformungsverhalten wurden für idealisierte Bauzustände mit einer numerischen Parametervariation untersucht. Insbesondere wurden dabei die Einflüsse des

- Verbaukonzeptes (z.B.: Verbauart, Anzahl der Unterstützungen, Aushubschritte, zeitlicher Ablauf der Herstellung, Konsolidationsdauer, etc.),
- Baugrundeigenschaften (Scherfestigkeit, Steifigkeit, Durchlässigkeit) und
- Systemsteifigkeit (Verbauwand, horizontales Stützsystem)

ausgewertet. Eine Übersicht der durchgeführten Variationen ist in Tabelle 4.1 zu finden.

Tabelle 4.1: Übersicht der Berechnungsvarianten für die idealisierten Modelle

Modell	Zeit	Konsolidation	Initialer Wasserdruck	Scherfestigkeit	Steifigkeit	Biegesteifig- keit	Interface- Element	Konstruktions- phasen	Stoffgesetz	Plastifizierung der Wand
A	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
B	x	x	-	x	x	-	-	x	x	x
C	-	-	-	-	-	-	-	x	-	-

Erläuterung: „**x**“ – Parameter wurde untersucht; „-“ - Parameter wurde nicht untersucht

Die bei der Herstellung von Baugruben in weichen Böden maßgebenden Bauzustände können mit den in Bild 4.1 dargestellten Verbausituationen idealisiert werden. Das Modell A beschreibt dabei eine nicht gestützte Baugrubenwand, die im Boden eingespannt ist. Bei Baugruben in weichen Böden ist dieser Bauzustand besonders kritisch, da bereits bei geringen Aushubtiefen erhebliche Verformungen infolge der fehlenden Unterstützung und der in der Regel nur unzureichenden bodenmechanischen Einspannung entstehen. Die am Wandkopf einmal gestützte Verbauwand ist mit dem Modell B idealisiert worden. Die Auswirkung einer bereits im Vorweg eingebrachten Sohlaussteifung wurde für eine einmal gestützte Wand mit dem Modell C untersucht. Der Aushub erfolgt bei allen Modellen schrittweise, so dass mit gleichmäßigen Teilaushubschritten die Auswirkungen auf die zeitabhängigen Spannungsverformungsentwicklung bis zum Eintreten des Bruchzustandes erfasst werden.

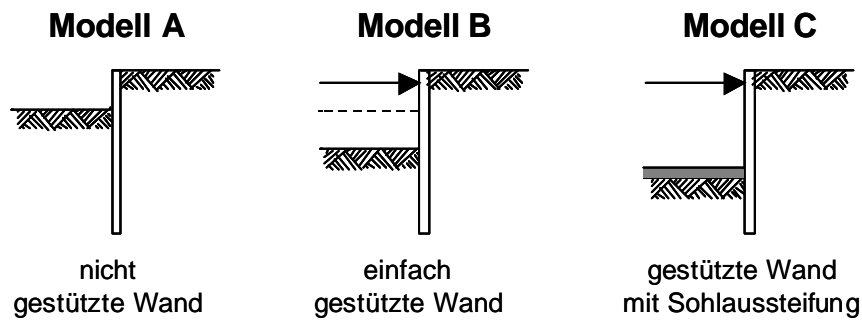


Bild 4.1: Idealisierte Baugrubenmodelle der numerischen Parameterstudie

4.2 Parameterstudie mit der FEM

4.2.1 Nicht gestützte Wand

4.2.1.1 Modellierung, Konstruktionsschritte und Materialparameter

Für das Modell A werden zunächst stellvertretend für die gesamte Parameterstudie die Auswirkungen der Netzabhängigkeit und der Modellabmessung auf die numerischen Ergebnisse erläutert. In Wehnert (2006) wird für dränierte Berechnungen von Baugruben der Einfluss der Modellränder auf die Berechnungsergebnisse untersucht. Als Ergebnis wird der Abstand des unteren Modellrandes auf die dreifache Aushubtiefe ($a_h = 3H$) unterhalb der Baugrubensohle festgelegt. Größere Modellabmessungen führen aufgrund der Entlastungssituation zu größeren Hebungen der Baugrubensohle und einer Abnahme der Setzungen. Diese Sachverhalte werden auch von Schweiger (2002a) und Gebreselassie (2003) festgestellt. Meißner (2002) legt für den unteren Modellrand einen Abstand von $a_h = 3H$ bzw. $3B$ fest, wobei der Maximalwert maßgebend ist. Für den seitlichen Abstand wird in Wehnert (2006) ein Abstand größer der dreifachen Aushubtiefe ($> 3H$) empfohlen, der bei undränierten Berechnungen noch zu vergrößern ist ($D\epsilon_v = 0$). Aus diesem Grund ist die numerische Parameterstudie einheitlich für alle drei Modelle mit einer Breite 60,0 m und einer Tiefe von 30,0 m des FE-Modells durchgeführt worden, wie in Bild 4.2 dargestellt. Hierdurch liegt für alle Berechnungen ein in etwa identischer Diskretisierungsgrad mit vergleichbarer Elementgröße vor.

Bei der nicht gestützten und im Boden eingespannten Wand sind die Teilaushubschritte mit einer Höhe $DH = 1$ m kontinuierlich bis zum Bruchzustand erhöht worden. Dieser ist in der Regel nach zwei Aushubschritten eingetreten, so dass der Aushub auf $-3,0$ m nicht mehr realisiert werden konnte. Die folgenden Berechnungsphasen wurden dabei durchgeführt:

Phase 0: Initialer Spannungszustand (K_0 -Methode)

Phase 1: Plastischer Nullschritt

Phase 2: Aktivierung der Verbauwand (whished in place)

Phase 3: 1. Aushubschritt (AH 1) auf $-1,0\text{m}$ (Konsolidationsberechnung mit $t = 3,0\text{ d}$)

Phase 4: 2. Aushubschritt (AH 2) auf $-2,0\text{m}$ (Konsolidationsberechnung mit $t = 3,0\text{ d}$)

[Phase 5: 3. Aushubschritt (AH 3) auf $-3,0\text{m}$ (Konsolidationsberechnung mit $t = 3,0\text{ d}$)]

Phase 6: Globaler Sicherheitsfaktor für AH 1 (j/c Reduktion)

Phase 7: Globaler Sicherheitsfaktor für AH 2 (j/c Reduktion)

[Phase 8: Globaler Sicherheitsfaktor für AH 3 (j/c Reduktion)]

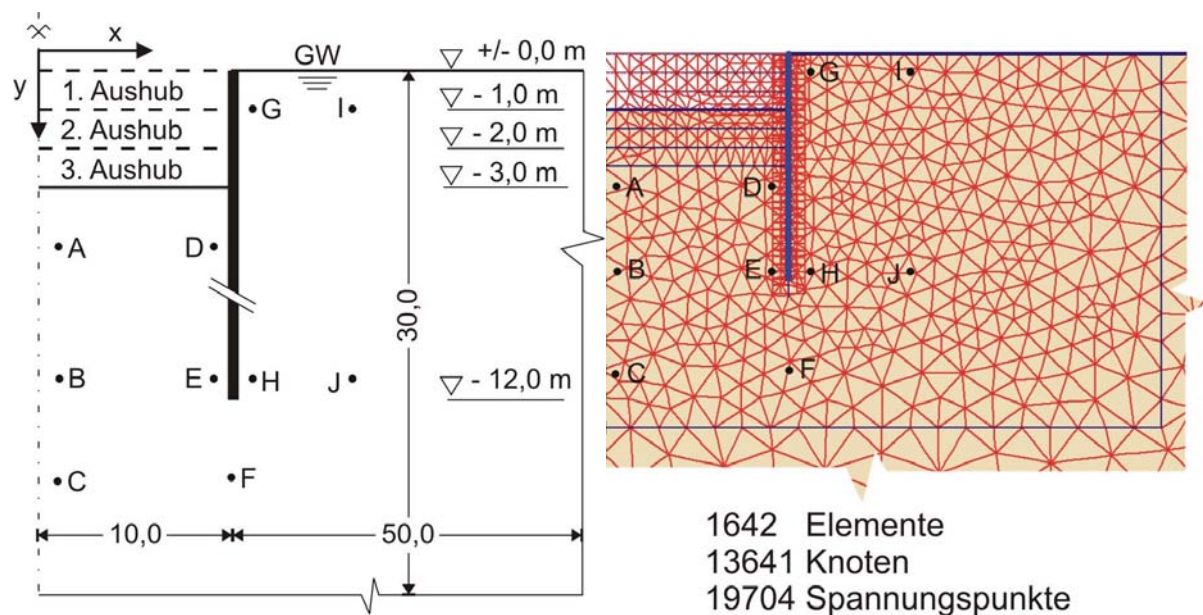


Bild 4.2: Idealisiertes Baugrubenmodell A mit FE-Modell und Spannungspunkten

Die Materialparameter des Bodens sind für das Hardening Soil (HS) Model mit einem Referenzdatensatz in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Die Interface Elemente sind mit einem linear idealplastischen Stoffgesetz (Mohr-Coulomb Modell) und gesonderten Materialdaten modelliert worden, die eine um den Faktor $1/3$ reduzierte Scherfestigkeit gegenüber dem Boden aufweisen. Die Wand wurde linear elastisch mit einer Biegesteifigkeit $EI = 2,3195\text{ E}05\text{ kNm}^2/\text{m}$, der Dehnsteifigkeit $EA = 6,111\text{ E}06\text{ kN/m}$, dem Gewicht $w = 2,3\text{ kN/m}^2$ und der Querdehnzahl $\nu = 0,30$ modelliert.

Tabelle 4.2: Referenzdatensatz der Materialparameter des weichen Bodens (HSM)

g kN/m ³	\bar{g} kN/m ³	$k_x = k_y$ m/d	E_{50}^{ref} kN/m ²	E_{oed}^{ref} kN/m ²	E_{ur}^{ref} kN/m ²	p^{ref} kN/m ²	n_{ur} -	m -	j' °	c' kN/m ²	y °	R_f -
18,0	18,0	8,362E-05	3000,0	3000,0	12000,0	100,0	0,20	1,0	25,0	0,01	0,0	0,90

4.2.1.2 Zeitabhängigkeit

Zu Beginn ist die Auswirkung der Zeit auf das Spannungsverformungsverhalten untersucht worden. Unterschieden wurde dabei grundsätzlich zwischen den Berechnungsarten:

- undränniert,
- undränniert mit gekoppelter Konsolidationsberechnung und
- dränniert.

Für die undrännierte Berechnung sind in *Wehnert (2006)* drei verschiedene Methoden mit unterschiedlicher Berücksichtigung von effektiven und undrännierten Scher- und Steifigkeitsparametern beschrieben. In dieser Arbeit wurde für den Anfangszustand das undrännierte Materialverhalten mit effektiven Scher- und Steifigkeitsparametern unter Verwendung der effektiven Spannungen verwendet. Der Schwerpunkt lag hier aber auf dem zeitabhängigen Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden, so dass eine plastische Berechnung bei undrännierten Materialverhalten mit einer gekoppelten Konsolidationsberechnung den Standard definiert. Die Konsolidationszeiten der jeweiligen Aushubphasen betrugen hierbei 1, 2, 3, 5 und 10 Tage. Darüber hinaus wurde der im Allgemeinen ungünstige Endzustand mit einer drännierten Berechnung erfasst. Eine Zusammenstellung der durchgeführten Berechnungen ist in Anhang B.1, Tabelle B.1 zu finden.

In Bild 4.3 sind die Verformungen für den Aushub 2 dargestellt. Zwischen der undrännierten Berechnung mit $t = 0$ d und den gekoppelten Konsolidationsberechnungen bis $t = 10$ d sind nahezu keine Abweichungen vorhanden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird lediglich das Ergebnis für $t = 10$ d gezeigt.

Auch bei einer entkoppelten Berechnung mit einer undrännierten Konstruktionsphase und einer anschließenden Konsolidationsberechnung ($t = 0+3$ d) sind die Unterschiede vernachlässigbar klein. Bei der drännierten Berechnung sind die Verformungen erwartungsgemäß erheblich größer, so beträgt der Zuwachs der Wandverformung 32 %, der Setzung 43 % und der Hebung 58 % gegenüber der undrännierten Berechnung. Diese Ergebnisse für den drännierten Endzustand können mit einer Konsolidationsberechnung bis zum vollständigem Abbau des Porenwasserdrucks im Anschluss an eine gekoppelte Konsolidationsberechnung ($t = 1+\infty$) bestätigt werden.

Zu Beginn der jeweiligen Aushubphase wurde eine Grundwasserabsenkung in der Baugrube bis zum Aushubniveau durchgeführt. Hierzu stehen prinzipiell zwei Methoden zur Verfügung. Zum einen kann mit einer Grundwasserströmungsberechnung (Groundwater Flow - GWF) in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Bodens und des hydraulischen Gefälles und zum anderen

anhand des hydrostatischen Grundwasserspiegels (Phreatic Level - PL) die Porenwasserdruckverteilung ermittelt werden. Letztere Methode ist bei Baugruben mit abgesenkten Grundwasserspiegeln nicht geeignet, da die Porenwasserdruckverteilung hydrostatisch mit Bezug auf den maßgebenden Grundwasserspiegel erzeugt wird und somit in vertikaler Verlängerung der Baugrubenwand ein sprunghafter Anstieg des hydrostatischen Wasserdrucks entsteht.

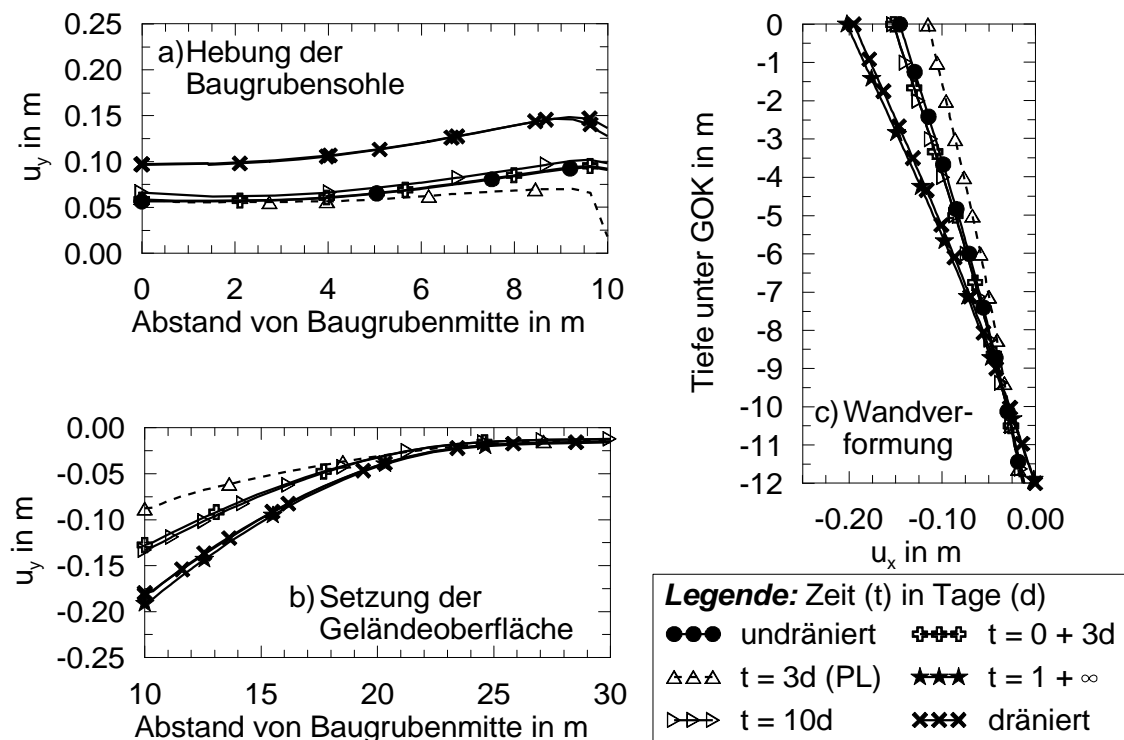


Bild 4.3: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Verformungen nach dem 2. Aushub (Modell A) a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

Die Verformungsergebnisse für eine gekoppelte Konsolidationsberechnung unter Verwendung der hydrostatischen Grundwasserspiegel ($t = 3 \text{ d} - \text{PL}$) sind um bis zu 30 % kleiner als bei der entsprechenden Grundwasserströmungsberechnung, siehe Bild 4.3. Während die effektiven Spannungsverläufe in Bild 4.4b) bei der Berücksichtigung der hydrostatischen Grundwasserspiegel noch identisch mit den undrained und den gekoppelten mit der Grundwasserströmungsberechnung verlaufen, werden die Ursachen bei den totalen Spannungsverläufen in Bild 4.4a) und der zeitabhängigen Porenwasserdruckentwicklung in Bild 4.5 offensichtlich. So entstehen in den Punkten A, B und C in der Baugrubenmitte infolge der Grundwasserströmungsberechnung einheitlich Porenwasserunterdrücke und unter Berücksichtigung der hydrostatischen Grundwasserspiegel mit der Tiefe zunehmende Porenwasserüberdrücke. Ein entgegengesetztes Verhalten entsteht in den Punkten H und J auf der Erdseite. Zur Lage der Spannungspunkte wird auf Bild 4.2 verwiesen.

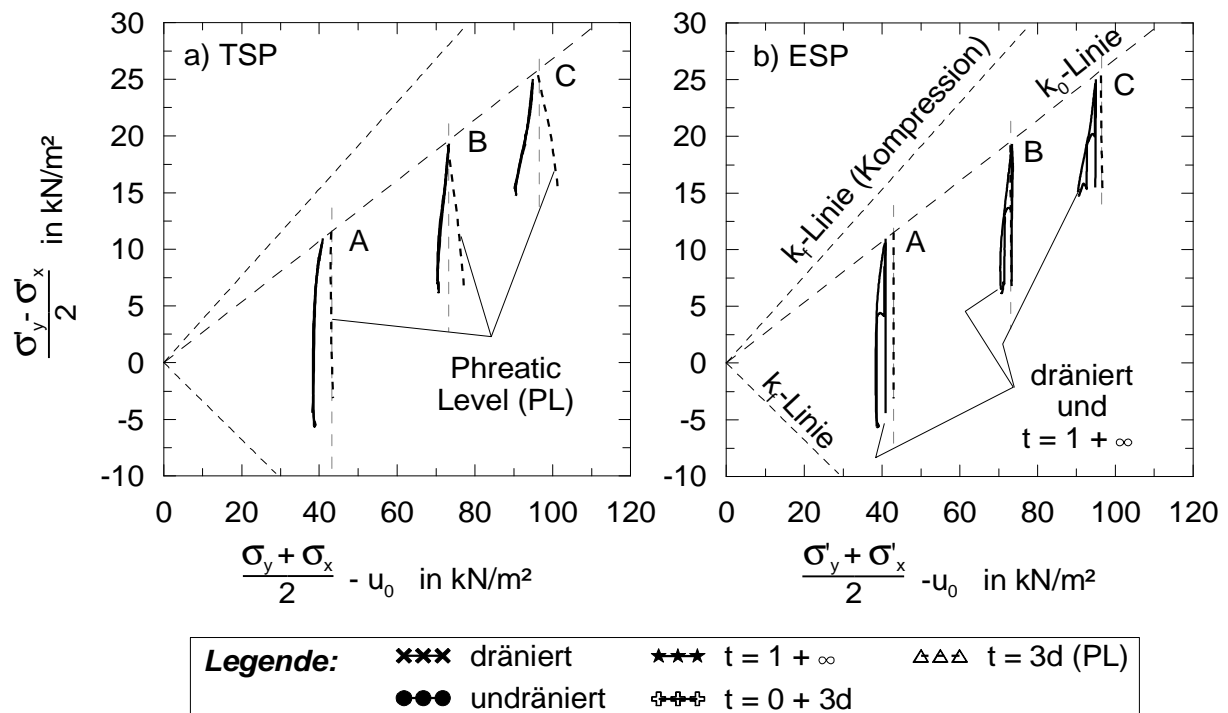


Bild 4.4: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B und C in Baugrubenmitte (Modell A), a) totale Spannungsverläufe (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

Der Einfluss der Konstruktionszeit auf die Spannungsverläufe ist bei den gekoppelten Konsolidationsberechnungen von untergeordneter Bedeutung. In der Baugrube verlaufen die effektiven Spannungsverläufe einheitlich senkrecht nach unten siehe Bild 4.4b) und Bild 4.6b).

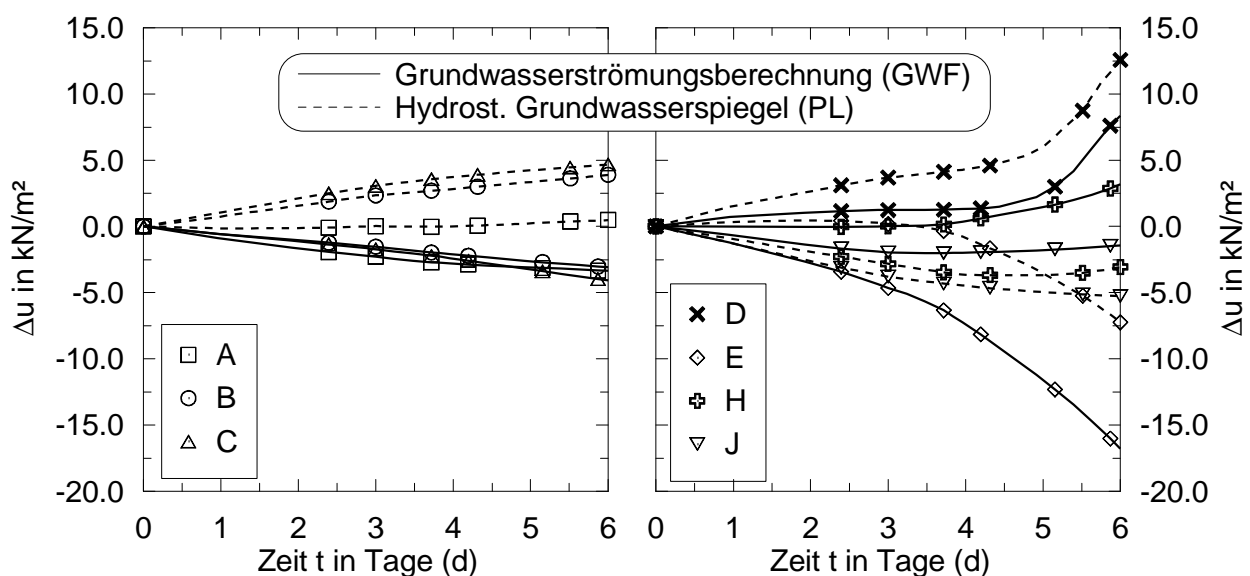


Bild 4.5: Einfluss der initialen Wasserdruckberechnung auf die zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung (Modell A)

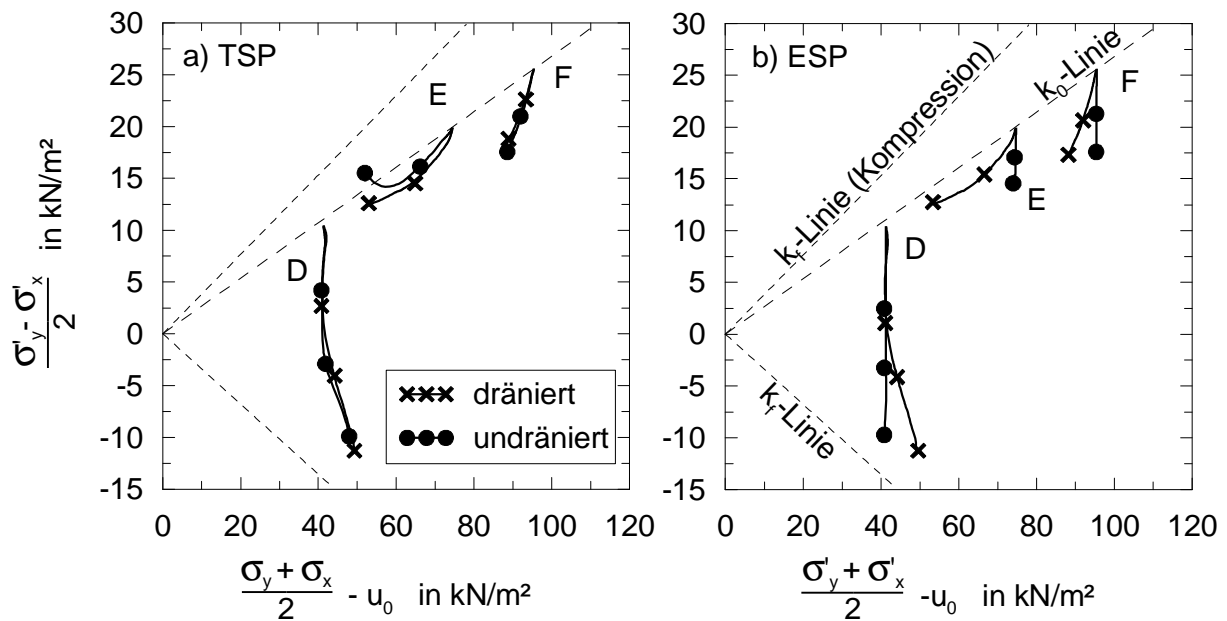


Bild 4.6: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E und F vor der Baugrubenwand (Modell A), a) totale Spannungsverläufe (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

In den totalen Spannungsverläufen (Bild 4.4a) und Bild 4.6a) ist, wie bereits zuvor festgestellt, keine Zeitabhängigkeit bei den üblichen Konstruktionszeiten feststellbar. Allerdings ist der Einfluss der horizontalen Wandverformung erkennbar, der mit zunehmender Tiefe abnimmt und zu einer Drehung des Spannungsverlaufes im Uhrzeigersinn führt.

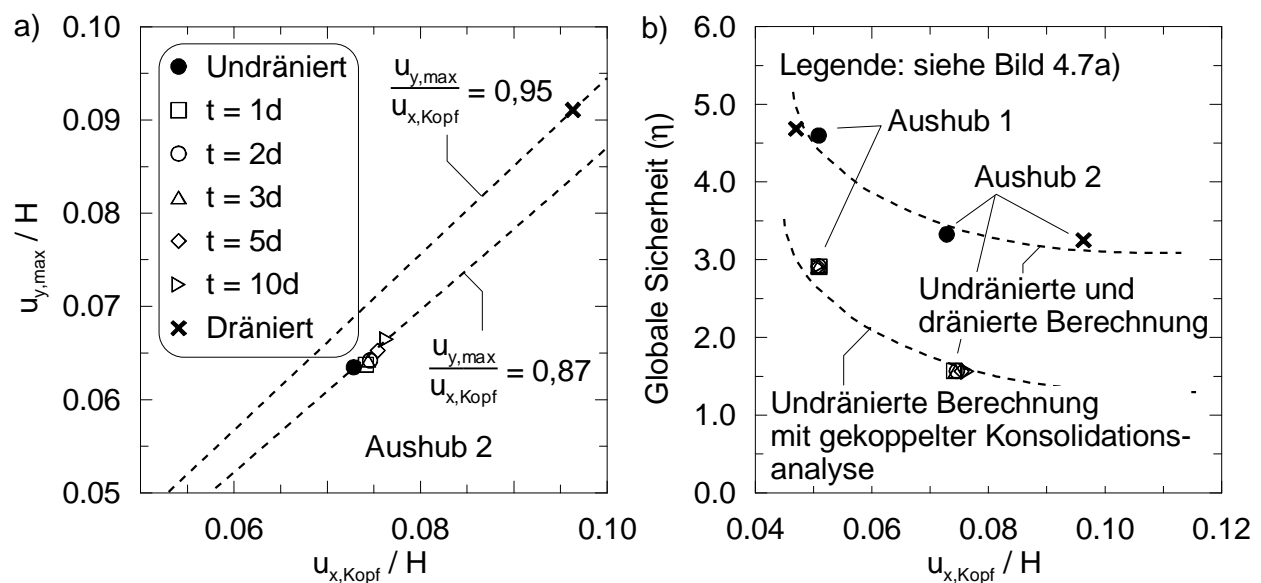


Bild 4.7: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf a) normierte Verformungen für die 2. Aushubphase und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell A)

In Bild 4.7 a) werden für die 2. Aushubphase die normierten Verformungen dargestellt. Die Verformungen bei den gekoppelten Konsolidationsberechnungen steigen erwartungsgemäß mit zunehmender Konsolidationsdauer an. Die Abweichungen bei einer Konsolidationsdauer von $t = 10$ d bleiben aber kleiner 0,5 bis 0,7 % der Aushubtiefe H und sind daher unter Berücksichtigung üblicher Bauzeiten für die jeweiligen Aushubphasen vernachlässigbar.

Die mit der j/c -Reduktion ermittelten globalen Sicherheiten h zeigen in Bild 4.7 b) sowohl bei der undrained als auch bei der drained Berechnung ein gegenüber den gekoppelten Konsolidationsberechnungen erhöhtes Sicherheitsniveau. Die Ursachen sind zunächst noch ungeklärt. Es ist aber erstaunlich, dass das Sicherheitsniveau bei der im Allgemeinen als ungünstigste Situation bei Baugruben in weichen Böden verstandene drained Berechnung vergleichbar mit der undrained Berechnung sein soll.

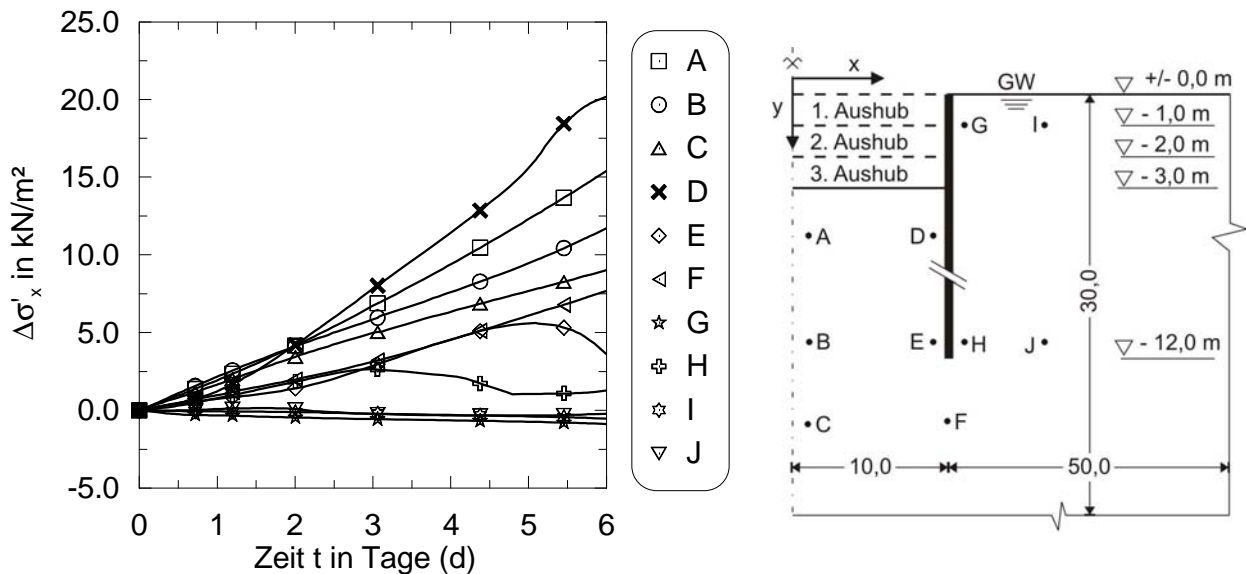


Bild 4.8: Änderung der effektiven Horizontalspannung mit der Zeit, bei gekoppelter Konsolidationsberechnung mit $t = 3$ d (Modell A)

Infolge der Baugrund-Tragwerk-Interaktion entstehen neben der vertikalen Aushubentlastung horizontale Spannungsänderungen, die in Bild 4.8 beispielhaft für eine gekoppelte Konsolidationsberechnung mit $t = 3$ d dargestellt sind. Bei der eingespannten Wand nehmen erwartungsgemäß die effektiven Horizontalspannungen auf der Baugrubenseite mit zunehmendem Abstand von der Wand und mit zunehmender Tiefe unterhalb der Baugrubensohle ab.

4.2.1.3 Scherfestigkeit

Der Einfluss der Scherfestigkeit auf das Spannungsverformungsverhalten wurde mit zwei separaten Berechnungen untersucht, siehe Tabelle B.2 in Anhang B. Zum einen ist ausgehend

von der Scherfestigkeit des Referenzdatensatzes (Tabelle 4.2) der Reibungswinkel von $\varphi' = 20^\circ$ bis 30° variiert und zum anderen die Kohäsion von $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$ bis $12,5 \text{ kN/m}^2$ bei einem konstanten Reibungswinkel mit $\varphi' = 20^\circ$ erhöht worden.

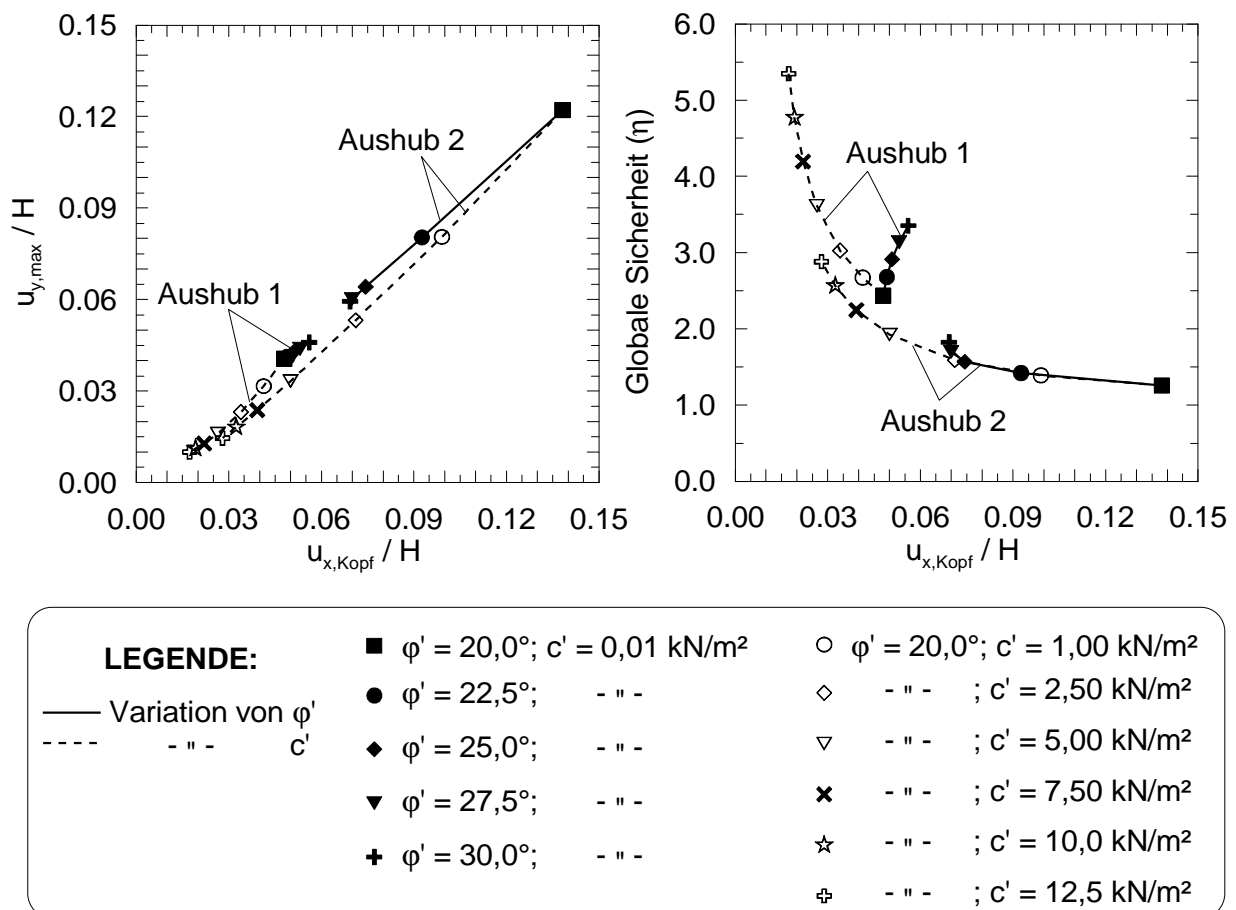


Bild 4.9: Einfluss der Scherfestigkeit auf a) normierte Verformungen und
b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell A)

Der Vergleich der mit der Aushubtiefe normierten Wandverformung mit der maximalen Setzung hinter der Wand in Bild 4.9a) zeigt einen erheblichen Einfluss der Kohäsion, der mit zunehmendem Aushub stärker wird. Der Einfluss des Reibungswinkels ist demgegenüber untergeordnet. Die jeweiligen Verformungsanteile sind ausführlich in Anhang B in Bild B.2 und B.3 zusammengestellt.

Die totalen und effektiven Spannungsverläufe in den Bildern 4.10 bis 4.13 verdeutlichen die Ursache für die Verformungszunahme bei abnehmender Scherfestigkeit. Bei der Variation des Reibungswinkels ändert sich die Richtung der jeweiligen Spannungsverläufe nicht, so dass die Beanspruchung des Bodens, die zu einer Zunahme der Verformungen führt, aus der Länge des Spannungsverlaufes resultiert.

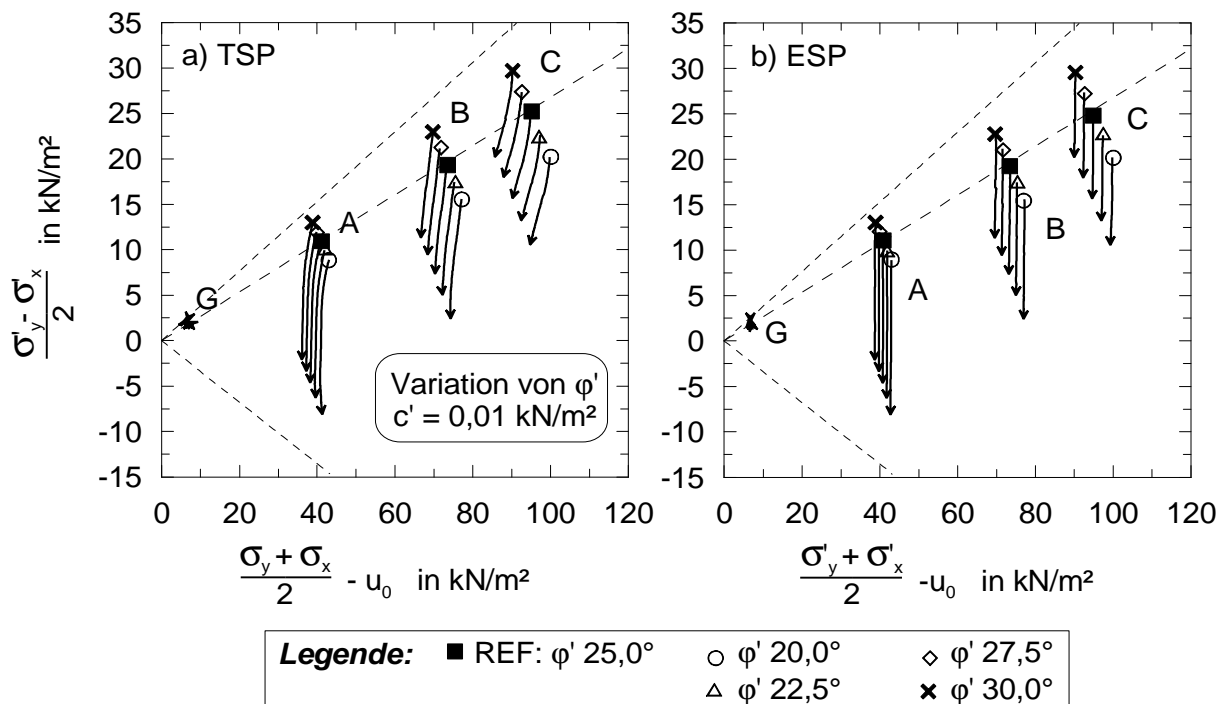


Bild 4.10: Einfluss des Reibungswinkels j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale Spannungsverläufe (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

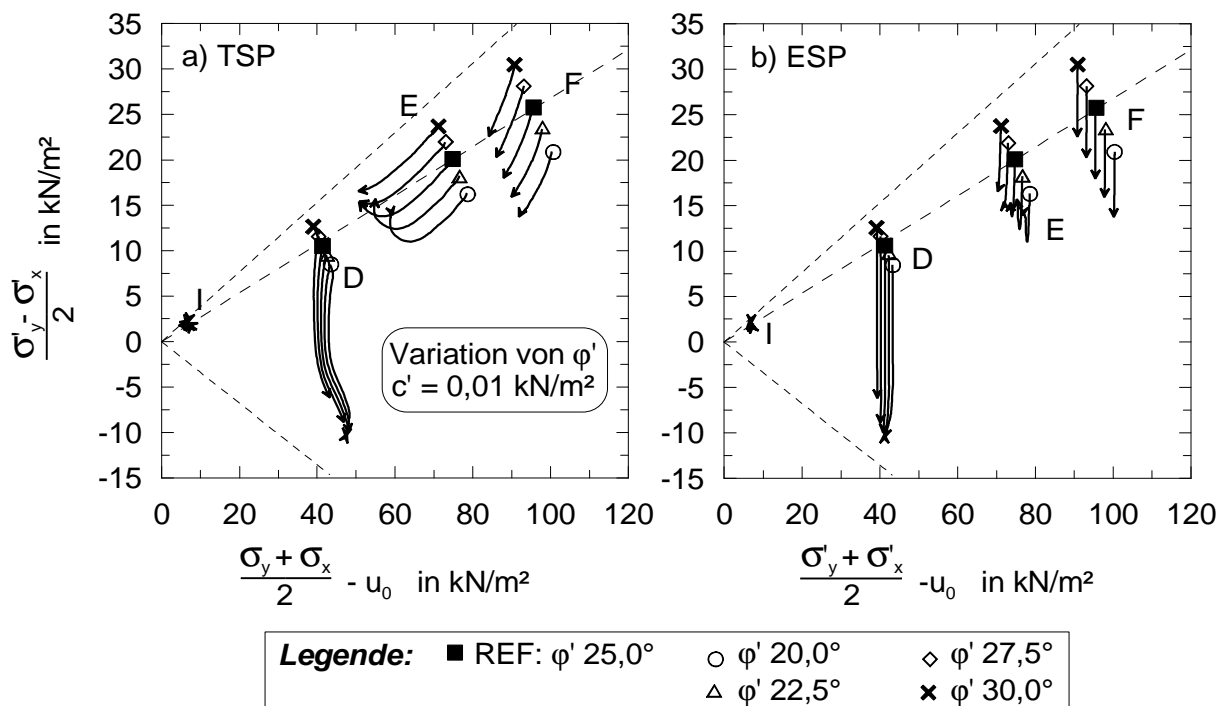


Bild 4.11: Einfluss des Reibungswinkels j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A), a) totale Spannungsverläufe (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

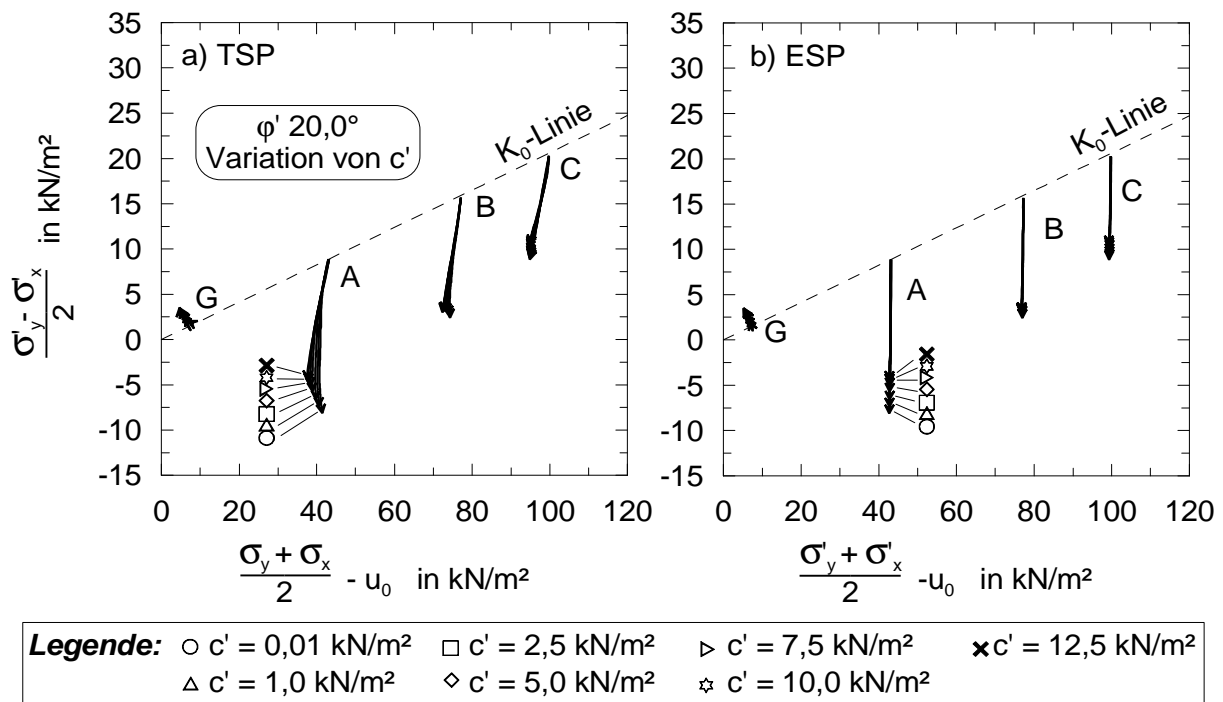


Bild 4.12: Einfluss der Kohäsion c' auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

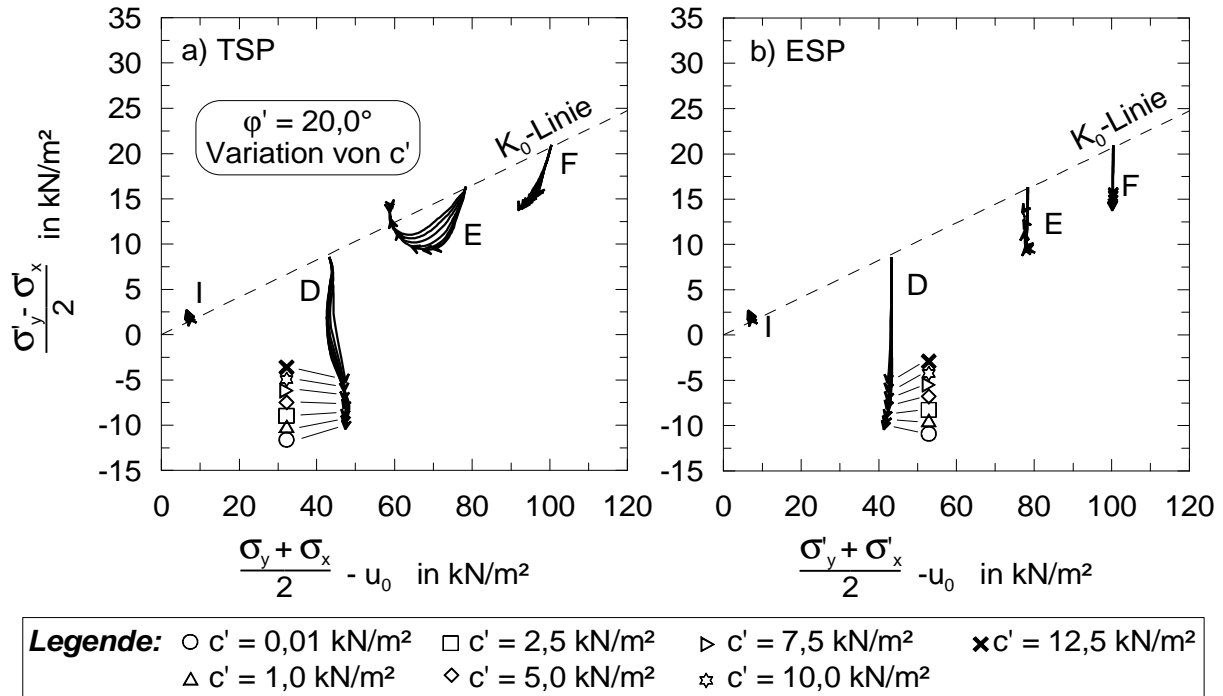


Bild 4.13: Einfluss der Kohäsion c' auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A), a) totale (TSP) und b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

Demgegenüber findet bei der Variation der Kohäsion eine zusätzliche Drehung der totalen Spannungsverläufe im Uhrzeigersinn mit zunehmender Scherfestigkeit statt. Dies ist beson-

ders deutlich in Punkt A (Bild 4.12a), aber auch in Punkt D (Bild 4.13b) zu erkennen. Die Drehung der totalen Spannungsverläufe lässt auf einen geringeren Zuwachs der horizontalen Spannungen infolge der Wandverformung schließen. Ein Einfluss auf die effektiven Spannungsverläufe ist nur in der Länge festzustellen. Wie bereits zuvor laufen auf der Baugrubenseite alle effektiven Spannungsverläufe senkrecht nach unten.

4.2.1.4 Steifigkeit

Bei dem Hardening Soil Model sind neben dem Sekantenmodul $E_{50,ref}$ der Entlastungsmodul $E_{ur,ref}$ und der eindimensionale Kompressionsmodul $E_{oed,ref}$ die maßgebenden Steifigkeiten. Die Gleichungen zur Bestimmung der Steifigkeiten sind in Tabelle C.1 und Tabelle C.8 im Anhang C zusammengestellt. Die oben genannten drei Steifemoduln sind gemäß des Hardening Soil Modells voneinander abhängig, so dass sie auch nur begrenzt voneinander variiert werden können. Die Variation der jeweiligen Moduln erfolgte separat und ist in Tabelle B.3 und in den Bildern B.4 bis B.12 in Anhang B zusammengestellt.

Die Variation des Sekantenmodul $E_{50,ref}$ hat gegenüber $E_{oed,ref}$ eine große Auswirkung auf das Verformungsverhalten. Während eine Reduzierung von $E_{50,ref}$ um 33 % zu einer Zunahme der Wandverformung um 10 % führt, entsteht bei einer Erhöhung des Sekantenmodul um 33 % eine Abnahme der Wandverformung um 15 %, siehe auch Bild B.4. Der Einfluss auf die Spannungsänderungen ist wiederum lediglich in der Länge der Spannungsverläufe erkennbar.

Der Einfluss des eindimensionalen Kompressionsmodul ist bei Baugruben von untergeordneter Bedeutung. Von besonderer Bedeutung ist allerdings, wie es bereits in *Gebreselassie (2002)* festgestellt wurde, dass infolge einer Reduktion des Kompressionsmodul eine Abnahme der Verformung entsteht, während die Erhöhung keine Auswirkung zeigt. Dieses Phänomen wird wiederum mit der Drehung der totalen Spannungsverläufe im Uhrzeigersinn bestätigt.

Da bei Baugruben im Allgemeinen die Entlastungssituation maßgebend das Spannungsverformungsverhalten beeinflusst, sind auch bei der Variation der Entlastungssteifigkeit die größten Auswirkungen festzustellen. Die Erhöhung von $E_{ur,ref}$ um 25 % führt hierbei zu einer Reduzierung der Wandverformung um bis zu 16 %.

4.2.1.5 Biegesteifigkeit der Verbauwand

Die Materialeigenschaften der Verbauwand der Referenzberechnung entsprechen einem Spundwandprofil des Typs AZ 46. Durch eine Variation der Biegesteifigkeit EI von dem 0,5-

fachen bis zum 10-fachen der Referenzbiegesteifigkeit wurden sowohl kleinere Spundwandprofile als auch Ortbetonwände mit einer Breite von bis zu 1,0 m berücksichtigt. Die Übersicht zur Variation ist in Tabelle B.4 in Anhang B zusammengestellt.

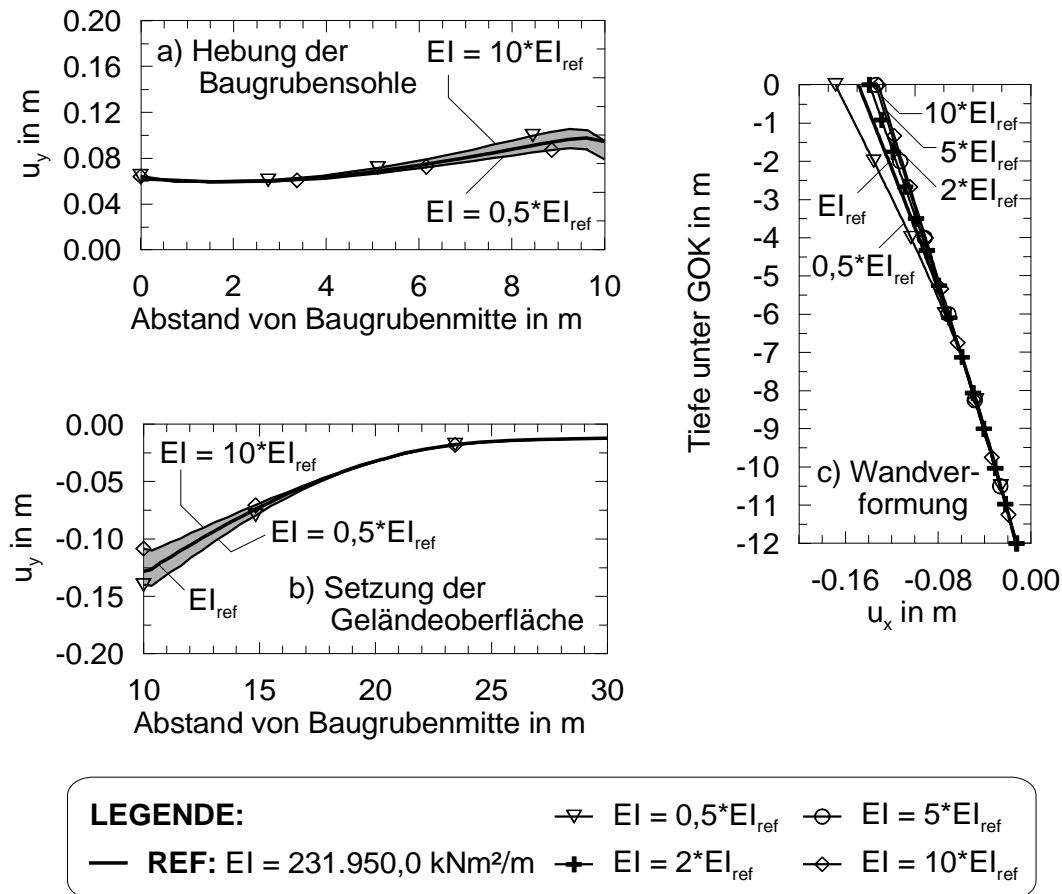


Bild 4.14: Einfluss der Biegesteifigkeit EI der Verbauwand auf die Verformungen nach Aushub 2 (Modell A) a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

Unter den Gesichtspunkten einer wirtschaftlichen Dimensionierung der Verbauwand ist mit Bezug auf den Referenzfall für den Bauzustand der eingespannten Wand eine Erhöhung der Biegesteifigkeit nicht zweckmäßig. Bereits ab der 2-fachen Referenzbiegesteifigkeit sind nur noch vernachlässigbar kleine Reduzierungen der Verformungen feststellbar, siehe auch Bild 4.14.

4.2.1.6 Interface-Elemente

Bei dem FE-Programm PLAXIS besteht die Möglichkeit die Interface-Element Eigenschaften über einen globalen Faktor R_{inter} aus dem umgebenden Boden zu übernehmen und in Abhängigkeit der zu modellierenden Wandrauhigkeit zu reduzieren. Allerdings reduziert R_{inter} neben

der Scherfestigkeit auch die Steifigkeit des Interface-Elementes. Die hieraus resultierenden Auswirkungen auf die Verformungen sind in Bild 4.15 dargestellt.

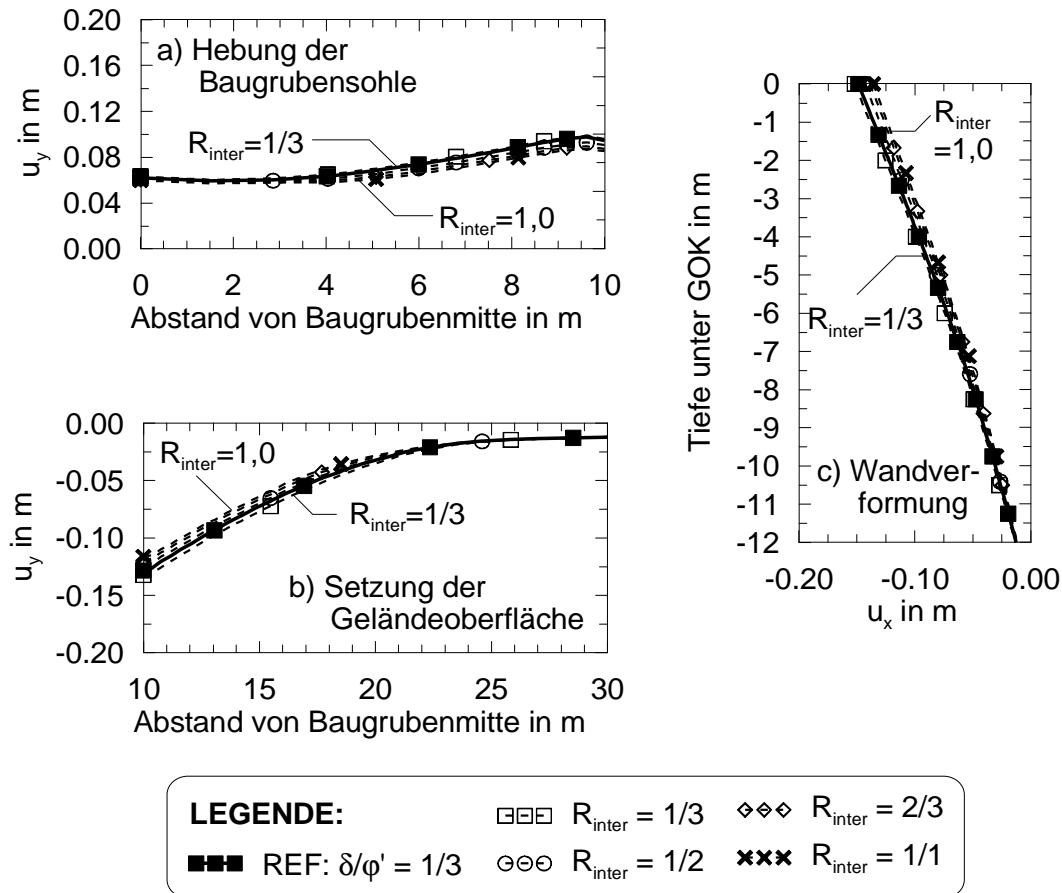


Bild 4.15: Einfluss von R_{inter} auf die Verformungen nach Aushub 2 (Modell A)
 a) Hebung der Baugrubensohle,
 b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, dem Interface-Element einen separaten Datensatz zuzuordnen, der eine um den Faktor d/j reduzierte Scherfestigkeit aufweist. Für die Referenzberechnung wurde eine Wandreibung von $d/j = 1/3$ gewählt. Weitere Ergebnisse hierzu sind in Anhang B, Bild B.15 zusammengestellt.

4.2.1.7 Einfluss der Durchlässigkeit

Die Untersuchung der Auswirkung der Durchlässigkeit auf das Spannungsverformungsverhalten wurde in zwei Aspekte gegliedert. Zum einen ist bei Annahme einer isotropen Durchlässigkeit mit $k_y = k_x$ die Durchlässigkeit in für weiche Böden üblichen Bereichen variiert worden. Dabei sind die Werte bis zu Durchlässigkeiten von Kies-Sand-Schluffgemischen mit $k = 10^{-7}$ m/s erhöht worden. In einer weiteren Analyse wurde aufgrund der Entstehungsgeschichte von

normalkonsolidierten weichen Böden infolge von Sedimentation die Auswirkung von einer anisotropen Durchlässigkeit betrachtet. Eine Übersicht der durchgeführten Berechnungen ist in Tabelle B.6 in Anhang B zu finden.

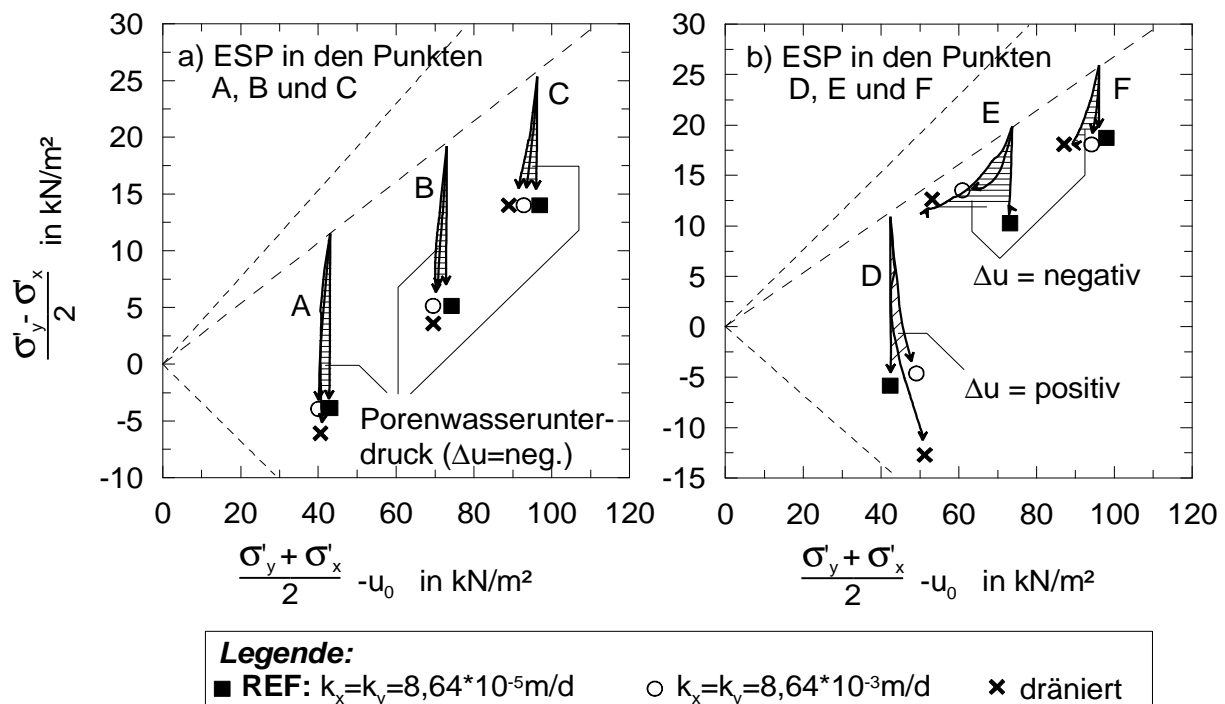


Bild 4.16: Einfluss der Durchlässigkeit k auf die effektiven Spannungsverläufe für die Punkte A bis F (Modell A)

In Bild 4.16 sind die effektiven Spannungsverläufe für die isotrope Durchlässigkeit mit $k = 8,64 \cdot 10^{-3}$ m/d ($= 10^{-7}$ m/s) dem Referenzfall mit $k = 8,64 \cdot 10^{-5}$ m/d ($= 10^{-9}$ m/s) und der dränierter Berechnung gegenübergestellt. Es ist zu beachten, dass die effektiven Spannungsverläufe der dränierter Berechnung mit guter Übereinstimmung den totalen Spannungsverläufen der gekoppelten Konsolidationsberechnungen entsprechen, siehe hierzu auch Bild 4.4 und Bild 4.6. Durch die wesentlich höhere Durchlässigkeit erfolgt eine Drehung der effektiven Spannungsverläufe in Richtung der dränierter Pfade. In den oberflächennahen Punkten A und D sind diese sogar nahezu identisch.

Der Einfluss einer anisotropen Durchlässigkeit und die Variation der isotropen Durchlässigkeit zwischen $k = 10^{-8}$ bis 10^{-10} m/s ist von untergeordneter Bedeutung auf das Spannungsverformungsverhalten.

4.2.1.8 Zusammenfassung

Für die eingespannte Wand nach Modell A (Bild 4.1) ergeben sich folgende wesentliche Erkenntnisse:

- Die primäre Wasserdruckberechnung bei Baugruben in weichen Böden ist trotz der geringen Durchlässigkeiten nur mit einer Grundwasserströmungsberechnung sinnvoll.
- Der Einfluss der in der Praxis üblichen Konstruktionszeit auf die Verformungen und Spannungen ist bei gekoppelten Konsolidationsberechnungen im Vergleich zur undränierten Berechnung vernachlässigbar gering.
- Die effektiven Spannungsverläufe in den charakteristischen Punkten in der Baugrube verlaufen senkrecht nach unten. Erst eine Erhöhung der Durchlässigkeit führt zu einer Drehung im Uhrzeigersinn.
- Die Bodeneigenschaften sind durch den Entwurfsverfasser nicht beeinflussbare Faktoren auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben. Ihre Auswirkungen sind aber erheblich, insbesondere die Scherfestigkeit und der Entlastungsmodul sind hier hervorzuheben.
- Bei Verwendung von effektiven Scherparametern zur Berechnung von undräniertem Materialverhalten hat die Kohäsion einen wesentlich stärkeren Einfluss auf das Spannungsverformungsverhalten als der Reibungswinkel.
- Die Interface-Elemente haben sehr große Auswirkungen auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Generell sollten hierfür separate Datensätze mit ausschließlich reduzierter Scherfestigkeit verwendet werden.

Abschließend werden für die eingespannte Wand die Ergebnisse der Parameterstudie den Modellversuchen der 1. Versuchsserie in Bild 4.17a) gegenübergestellt. Die normierten Verformungsverhältnisse der numerischen Berechnung unter Berücksichtigung der Variation von Systemsteifigkeiten und Baugrundeigenschaften ergeben einen Verhältniswert von $u_{y,max} / u_{x,Kopf} = 0,85$.

Eine Nachrechnung der Modellversuche mit den Scherfestigkeiten aus Laborversuchen und Modellabmessungen unter Berücksichtigung des Modellmaßstabes ergeben bis zur 2. Aushubphase gute Übereinstimmungen mit den Modellversuchen V-11 und V-12. Die Auswertung der durchgeführten j/c -Reduktion im Anschluss an die jeweiligen Konstruktionsphasen ist in Bild 4.17b) dargestellt. Hierbei wird die Scherfestigkeit des Bodens kontinuierlich reduziert, bis der numerische Bruchzustand eintritt. Dieser wird in PLAXIS durch Überschreitung eines globalen Fehlers bezüglich des Gleichgewichtes der Knotenkräfte, der zulässigen Anzahl von fehlerhaf-

ten Boden- oder Interfacepunkte definiert. Das Verhältnis der reduzierten Scherfestigkeit im Bruchzustand zur vorhandenen Scherfestigkeit wird im Folgenden als globale Sicherheit h bezeichnet. Für weitere Details zur j/c -Reduktion wird auf *Brinkgreve/Bakker (1991)* verwiesen. Für die nicht gestützte Wand (Modell A) konnte ein starker Anstieg der Verformungen bei Sicherheiten $h < 2,0$ festgestellt werden. Bei Sicherheiten $h < 1,5$ ist der Zuwachs der Verformungen so groß, dass hier bereits der Bruchzustand eintritt, wodurch die Abweichungen der Modellversuchsergebnisse beim 3. Aushub zu begründen sind.

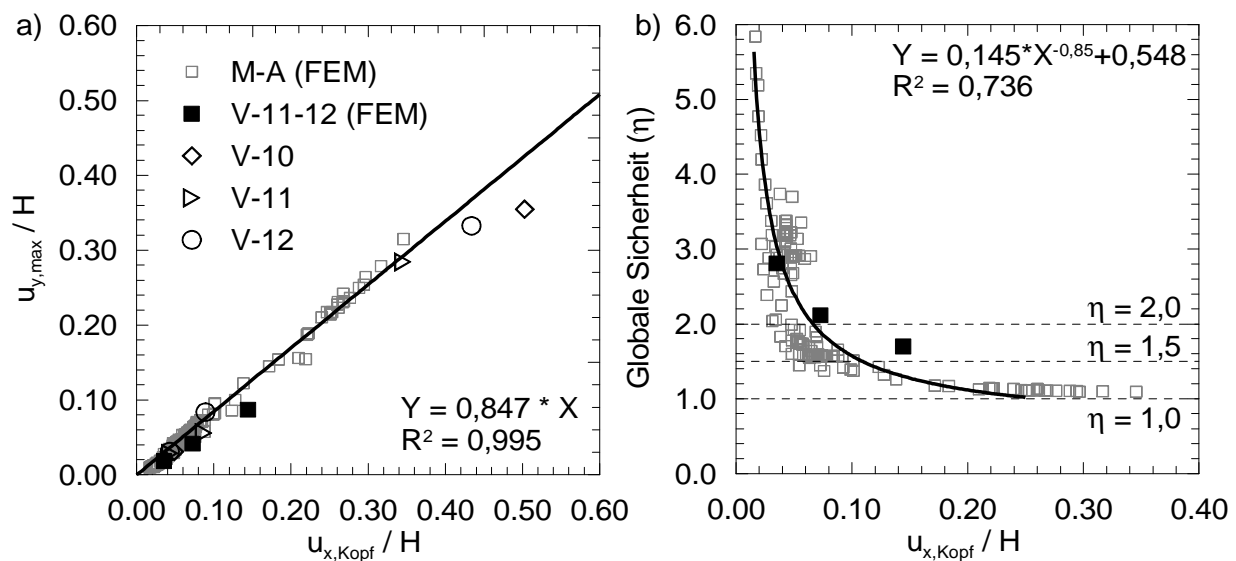


Bild 4.17: Vergleich der numerischen Parameterstudie mit den Modellversuchsergebnissen der 1. Serie a) Normierte Verformungen und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell A)

4.2.2 Einmal gestützte und im Boden frei aufgelagerte Wand

4.2.2.1 Modellierung und Konstruktionsschritte

Das idealisierte Baugrubenmodell B ist mit einer bereits vor dem 1. Aushub aktivierten Kopfaussteifung modelliert worden. Die Aushubschritte betragen bei der einmal gestützten und im Boden frei aufgelagerten Wand jeweils 1,0 m. Die Teilaushubschritte wurden dabei kontinuierlich bis zum Erreichen des Bruchzustandes erhöht, der in der Regel nach dem 4. Aushub eingetreten ist, siehe auch Bild 4.18.

Die Materialparameter des Bodens und der Verbauwand sind in Abschnitt 4.2.1.1 zusammengestellt. Die Interface Elemente sind mit einem gesonderten Materialdatensatz modelliert worden, die eine um den Faktor 1/3 reduzierte Scherfestigkeit gegenüber dem Boden aufwei-

4.2.2.2 Zeitabhängigkeit

Für das Baugrubenmodell B ist die gekoppelte Konsolidationsberechnung mit einer Berechnungszeit $t = 3$ d für die jeweiligen Aushubphasen einer undrännierten und drännierten Berechnung gegenübergestellt worden. Die Verformungen nach dem 4. Aushub in Bild 4.19 zeigen für die zeitabhängige gekoppelte Berechnung lediglich bei den Hebungen der Baugrubensohle geringfügige Abweichungen zur undrännierten Berechnung. Während die drännierte Analyse hier mit einem Zuwachs von nahezu 100 % die größten Abweichungen aufweist. Die Auswirkungen auf die Wandverformungen sind aufgrund der Aussteifung am Wandkopf gegenüber der im Boden eingespannten Wand (Modell A) eher gering.

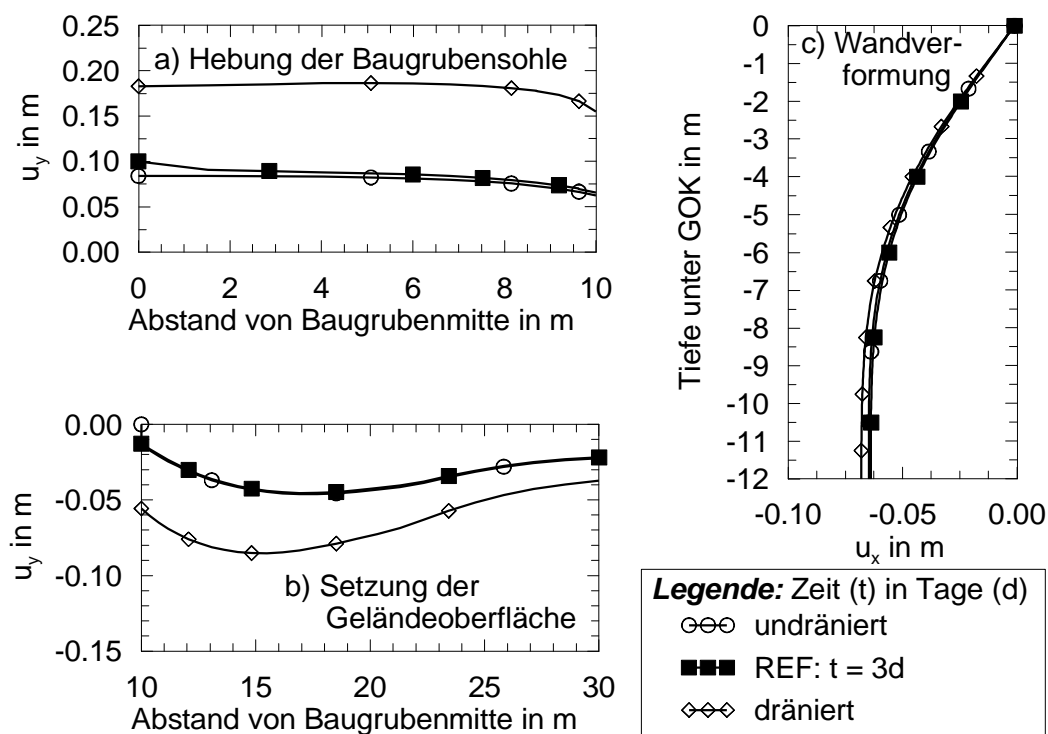


Bild 4.19: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Verformungen nach dem 4. Aushub (Modell B) a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

Die effektiven Spannungsverläufe (Bild 4.20b) der gekoppelten Berechnung zeigen für die exemplarisch dargestellten Punkte A bis C einen Einfluss auf die Porenwasserdruckentwicklung. Mit fortschreitendem Aushub und zunehmender Tiefe unterhalb der Baugrubensohle nimmt der Porenwasserunterdruck ab. Die Spannungsverläufe in den weiteren charakteristischen Punkten sind in Anhang B zusammengestellt.

Ebenso wie bei dem Berechnungsmodell A besteht hinsichtlich des globalen Sicherheitsfaktors bei der drännierten Berechnung noch Klärungsbedarf. Trotz der größeren Verformungen

der dränierten Berechnung wird ein Sicherheitsfaktor berechnet, der um den Faktor 2 größer als bei der gekoppelten Berechnung ist, siehe Bild 4.21b). Die Sicherheiten der undränierten Berechnung entsprechen im 5. Aushub, der in der dränierten Berechnung nicht abgeschlossen wurde, dem der gekoppelten Berechnung.

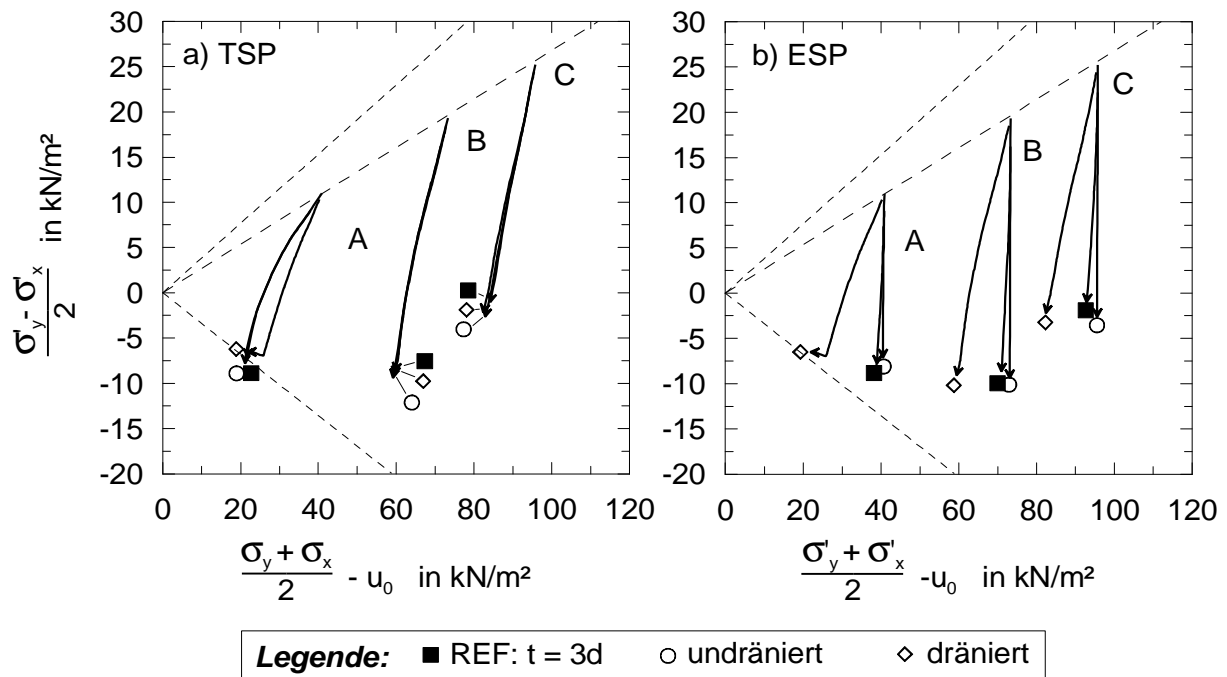


Bild 4.20: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B und C (Modell B), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

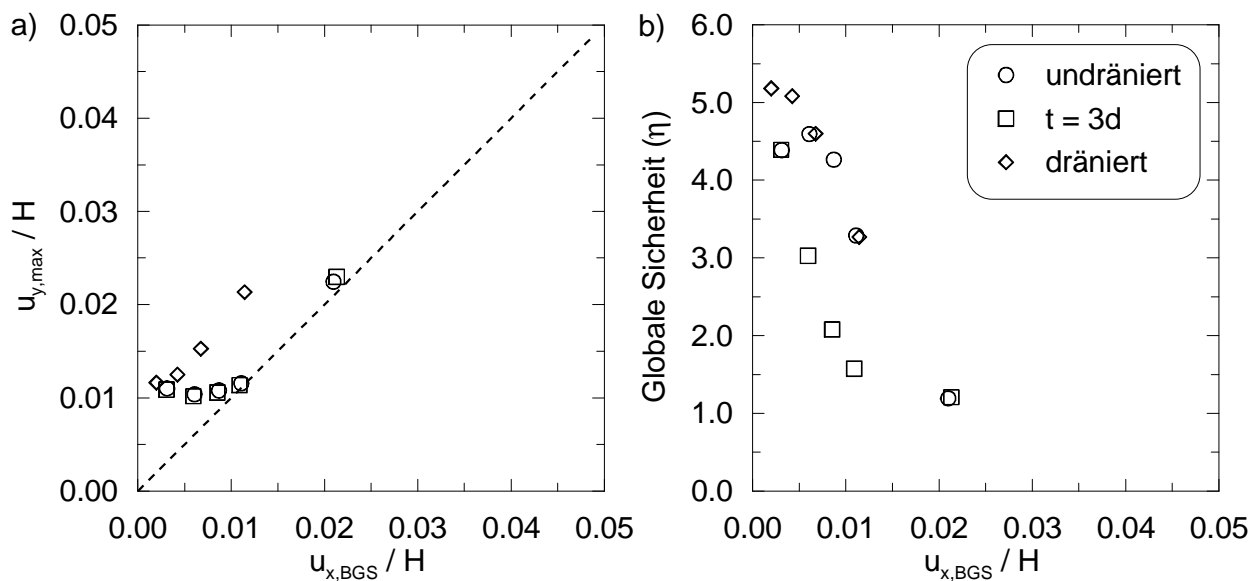


Bild 4.21: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf a) normierte Verformungen für die 4. Aushubphase und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Wandverformung (Modell B)

4.2.2.3 Scherfestigkeit

Die Variation der Scherfestigkeit erfolgt in gleicher Weise wie bei Modell A. Die Zusammenstellung der durchgeführten Berechnungen ist in Tabelle B.8 in Anhang B zu finden.

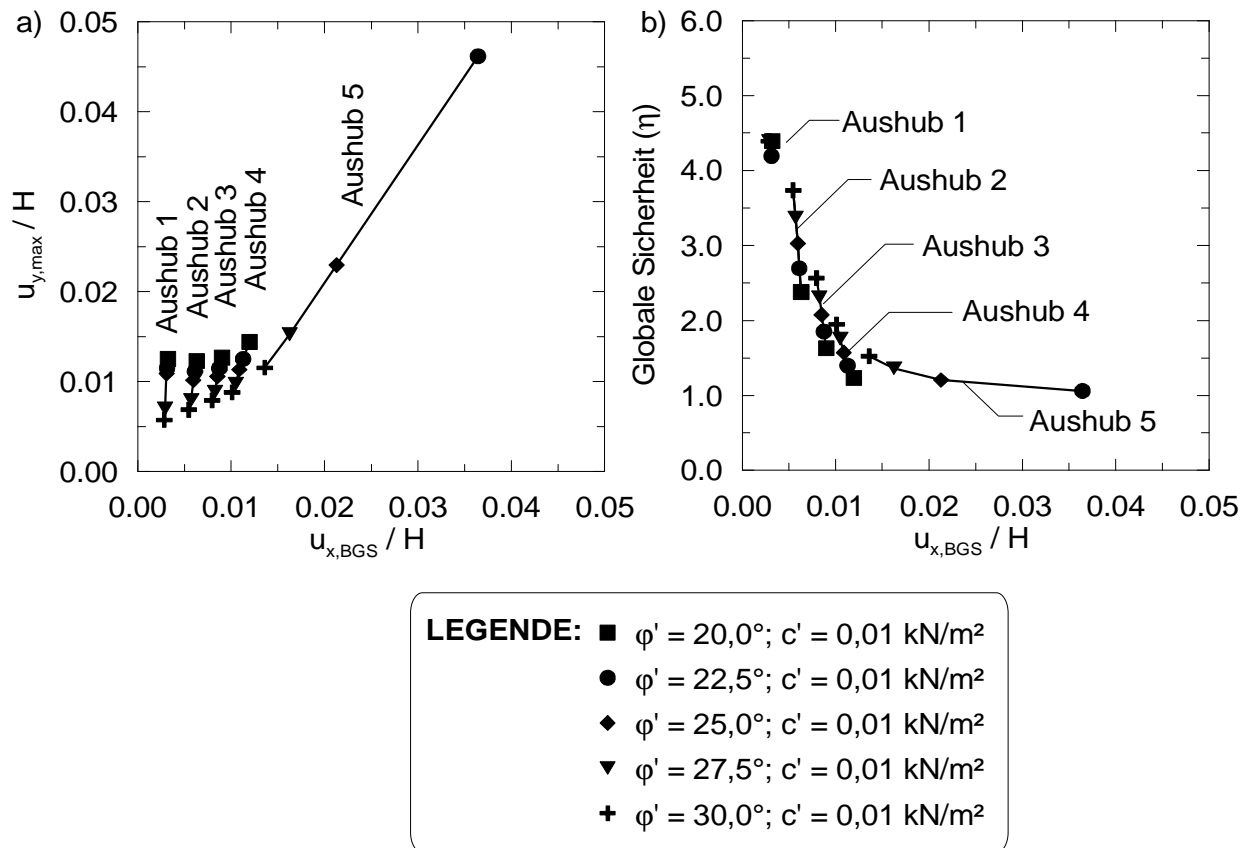


Bild 4.22: Einfluss des Reibungswinkels auf a) normierte Verformungen und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell B)

Die Scherfestigkeit hat auch bei dem Modell B einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten. Allerdings ist der Unterschied zwischen dem Reibungswinkel und der Kohäsion nicht so ausgeprägt. Die Variation der Kohäsion führt allerdings bei den Hebungen zu einer größeren Sensibilität. Darüber hinaus werden die Spannungsverläufe auf der Baugrubenseite mit zunehmender Nähe zur Wand von der Kohäsion am stärksten beeinflusst. Hier dreht sich der totale Spannungsverlauf mit abnehmender Kohäsion entgegen dem Uhrzeigersinn.

Der Einfluss der Scherfestigkeit ist im Allgemeinen bei einer geringen Beanspruchung, d.h. bei geringen Aushubtiefen, von untergeordneter Bedeutung, siehe auch Bild 4.22. Erst mit der Annäherung an den Grenzzustand mit einer globalen Sicherheit $\eta < 1,5$ nimmt der Einfluss der Scherfestigkeit auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion erheblich zu.

4.2.2.4 Steifigkeit

Die Variation der Steifigkeit ist wiederum für die drei Moduln separat durchgeführt worden und ist in Tabelle B.9 und in Bild B.27 in Anhang B zusammengestellt.

In Bezug auf den Sekantenmodul $E_{50,ref}$ können die Beobachtungen aus Modell A bestätigt werden. Darüber hinaus führt auch im Modell B eine Reduzierung des eindimensionalen Kompressionsmodul $E_{oed,ref}$ zu einer Abnahme der Verformungen. Die größte Sensitivität auf das Verformungsverhalten wird wiederum beim Entlastungsmodul $E_{ur,ref}$ beobachtet.

4.2.2.5 Elastisch-plastisches Materialverhalten der Baugrubenwand

In den bisherigen Berechnungen ist für die Baugrubenwand ein rein elastisches Materialverhalten berücksichtigt worden. Die Modellierung der Verbauwand mit elasto-plastischem Materialverhalten hat aber insbesondere im Hinblick auf die Berechnung der globalen Sicherheit \mathbf{h} mit der \mathbf{j}/c -Reduktion einen erheblichen Einfluss, da hier die Reduktion der Scherfestigkeit zu einer immer weiter ansteigenden Beanspruchung der Verbaukonstruktion führt, siehe auch *Schweiger (2002b)*. Aus diesem Grund sind für das Modell B Berechnungen mit einem plastischen Grenzmoment M_{Plast} durchgeführt worden, siehe hierzu Tabelle B.11 in Anhang B.

In Bild 4.23 sind die Verformungen nach dem 5. Aushub bei Berücksichtigung eines elastisch-plastischen Materialverhaltens der Verbauwand dargestellt. Die Festlegung der plastischen Grenzbeanspruchung M_{Plast} erfolgte hierbei ohne Berücksichtigung der vorhandenen Biegesteifigkeit, da für das modellierte Spundwandprofil AZ 46 mit $M_{Plast} = 1143 \text{ kNm/m}$ genügend elastische Reserven verbleiben. Die Wandverformungen zeigen sehr deutlich die Ausbildung eines Gelenkes infolge der plastischen Materialeigenschaften. Der mit der Plastifizierung verbundene Zuwachs der Verformungen von z.B. $u_{x,BGS}/H = 2 \%$ auf in etwa 6% führt allerdings auf eine sehr geringe Abnahme der globalen Sicherheit $\mathbf{h}_{elast.} = 1,20$ auf $\mathbf{h}_{plast} = 1,13$, siehe auch Bild B.30 in Anhang B.

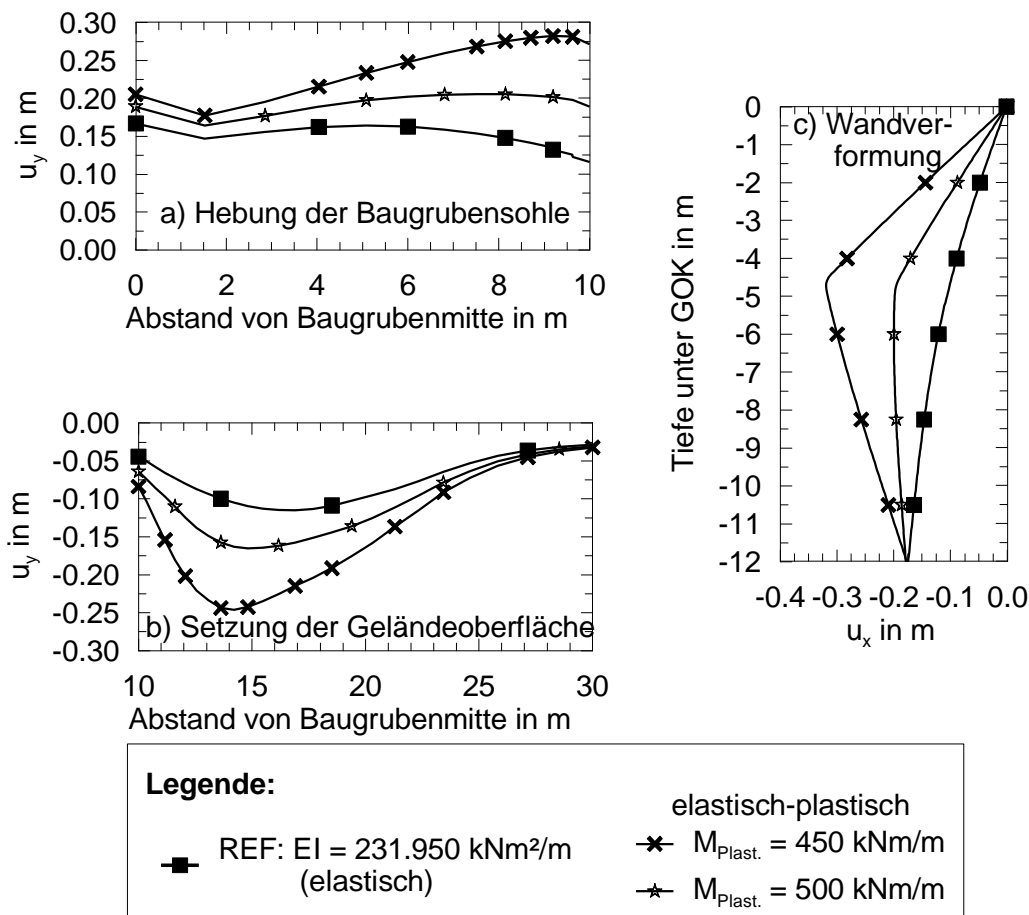


Bild 4.23: Einfluss der plastischen Wandeigenschaften auf die Verformungen nach dem 5. Aushub (Modell B) a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

4.2.2.6 Zusammenfassung

Für die einmal gestützte Wand (Modell B) ergeben sich folgende wesentliche Erkenntnisse:

- Entgegen den Ergebnissen der eingespannten Wand, treten bei der gestützten Wand in Abhängigkeit der Konstruktionszeit Spannungsänderungen infolge der gekoppelten Konsolidationsberechnung auf. Der Einfluss auf die Verformungen ist aber bei Verwendung des HSM im Vergleich zur undrnierten Berechnung vernachlässigbar gering.
- Die effektiven Spannungsverläufe in den charakteristischen Punkten in der Baugrube verlaufen senkrecht nach unten. Mit zunehmendem Einfluss der Wandverformung findet eine Drehung entgegen dem Uhrzeigersinn statt.
- Die Auswirkungen der Bodeneigenschaften auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben sind erheblich. Insbesondere die Scherfestigkeit und der Entlastungsmodul sind auch hier hervorzuheben. Wobei der Einfluss der Scherfestigkeit erwartungsgemäß

erst mit zunehmender Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit bedeutsam wird.

Abschließend werden für die einmal gestützte Wand die Ergebnisse der Parameterstudie den Modellversuchen der 2. Versuchsserie in Bild 4.24a) gegenübergestellt. Die normierten Verformungsverhältnisse der numerischen Berechnung ergeben einen Verhältniswert von $u_{y,max}/u_{x,BGS} = 1,06$.

Eine Nachrechnung der Modellversuche mit den Scherfestigkeiten aus Laborversuchen und Modellabmessungen unter Berücksichtigung des Modellmaßstabes ergeben bis zur 3. Aushubphase gute Übereinstimmungen mit dem Modellversuch V-13. Die in Bild 4.24b) dargestellte globale Sicherheit zeigt einen schlagartigen Anstieg der Verformungen bei Sicherheiten $h < 1,5$, der durch die Modellversuchsergebnisse bestätigt werden kann.

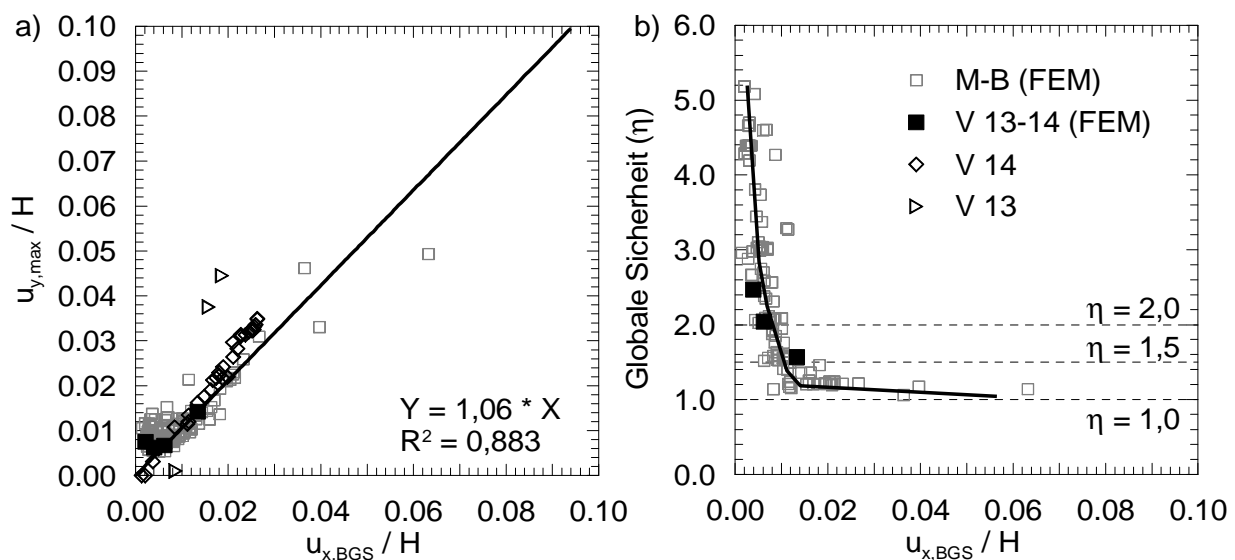


Bild 4.24: Vergleich der numerischen Parameterstudie (Modell B) mit den Modellversuchsergebnissen der 2. Serie a) Normierte Verformungen und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung

4.2.3 Einmal gestützte Wand mit Sohlaussteifung

4.2.3.1 Modellierung

Die Berechnung einer einmal am Kopf gestützten Wand mit einer Sohlaussteifung ist vor dem Hintergrund durchgeführt worden, die verschiedenen Möglichkeiten zur Modellierung der Sohlaussteifung zu bewerten. Die Modellabmessungen und Materialparameter bleiben mit Bezug auf die Referenzberechnung unverändert. Die Endaushubtiefe wurde bei allen Berech-

nungen auf $-8,0$ m festgelegt. Allerdings ist sowohl die Mächtigkeit des Aushubs als auch der Zeitpunkt der Aktivierung der Sohlaussteifung bei der gekoppelten Konsolidationsanalyse variiert worden.

In *EAB (2006)* wird empfohlen bei tiefen Baugruben in weichen Böden eine Sohlaussteifung bereits im Vorweg des Aushubs herzustellen, z.B. mit einer Hochdruckinjektionssohle (HDI-Sohle). Die numerische Modellierung einer bereits im Vorweg eingebauten Sohlaussteifung stellt keine Schwierigkeit dar. Dennoch wurden hierzu Vergleichsberechnungen mit einer Unterscheidung in der Aushubmächtigkeit durchgeführt:

- AH: $4 \times 2,0$ m
- AH: $2 \times 4,0$ m
- AH: $1 \times 8,0$ m

Aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten wird aber häufig auf eine im Vorweg des Aushubs hergestellte Sohlaussteifung verzichtet, so dass diese in der Regel abschnittsweise hergestellt wird. Hierdurch entstehen räumliche Einflüsse auf die Verbaukonstruktion, die nicht immer zweifelsfrei mit einer zweidimensionalen FE-Berechnung in der Entwurfsphase berücksichtigt werden können. In *Gebreselassie (2003)* sind hierzu mit Hilfe von Rückrechnungen realer Projekte und einer Kalibrierung des FE-Modells an den Verformungsergebnissen Aktivierungsfaktoren abgeleitet worden, die eine abschnittsweise Herstellung der Sohlaussteifung berücksichtigen. Hierbei wird der letzte Aushubschritt vor der Herstellung der Sohlaussteifung in Abhängigkeit des Aktivierungsfaktors $m_{Sohle} = 0,50$ unterteilt. Die Sohlaussteifung wird dabei gleichzeitig mit dem letzten Teilaushub aktiviert. Die Variation für das idealisierte Berechnungsmodell C wurde daher mit folgenden Aktivierungen der Sohlaussteifungen durchgeführt:

- Sohlaussteifung abschnittsweise hergestellt nach AH 1 ($-2,0$ m),
- Sohlaussteifung abschnittsweise hergestellt nach AH 2 ($-4,0$ m),
- Sohlaussteifung abschnittsweise hergestellt nach AH 3 ($-5,0$ m).

Dem wurden Vergleichsberechnungen gegenübergestellt, die mit einem internen Faktor m_{stage} aus dem FE-Programm PLAXIS eine Konstruktionsphase nur bis zu einem bestimmten Prozentsatz berechnet. Hierbei werden in der Berechnungsphase die Elementsteifigkeiten des aktivierten oder deaktivierten Elementes bis zum Faktor m_{stage} berechnet. In der anschließenden Phase wird die Steifigkeitsberechnung automatisch mit $m_{stage} = 1,0$ vollendet. Der sogenannte Faktor m_{stage} entspricht daher in etwa der manuellen Vorgehensweise mit einer Aufteilung des letzten Aushubschrittes über Konstruktionsschritte. Dieses Verfahren hat seinen

Ursprung in der zweidimensionalen Tunnelberechnung und ist als **b-Methode** bekannt, siehe auch *Schikora/Fink (1982)*, die hiermit die räumliche Spannungsreduktion im Bereich der Ortsbrust simulieren. Für die Anwendung bei anderen Randwertproblemen liegen bislang nur wenige Erfahrungen aus der Literatur vor. So wird z.B. in *Lackner (2008)* die räumliche Tragwirkung einer vernagelten Böschung mit dem Faktor m_{stage} untersucht. Folgende Berechnungen wurden daher durchgeführt:

- Sohlussteifung abschnittsweise mit $m_{stage} = 0,25$ (entspricht in etwa AH 2/8),
- Sohlussteifung abschnittsweise mit $m_{stage} = 0,50$ (entspricht in etwa AH 4/8),
- Sohlussteifung abschnittsweise mit $m_{stage} = 0,65$ (entspricht in etwa AH 5/8).

4.2.3.2 Konstruktionsschritte

In Bild 4.25 werden die Verformungen für den Endaushub für alle zuvor beschriebenen Berechnungen, mit Ausnahme von $m_{stage} = 0,65$ wegen der sehr großen Verformungen, dargestellt. Eine Variation der Aushubmächtigkeit bei einer bereits im Vorweg hergestellten Sohlussteifung hat keine Auswirkungen auf die Verformungen. Für die abschnittsweise hergestellte Sohlussteifung können gute Übereinstimmungen zwischen der manuellen Vorgehensweise mit der Aufteilung der Aushubschritte und der programminternen Berechnung über den Faktor m_{stage} erzielt werden. Mit der Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit nehmen allerdings die Verformungen bei der Berechnung mit $m_{stage} = 0,65$ extrem zu, siehe hierzu auch Bild 4.26.

Für einige ausgewählte Berechnungen werden die Spannungsverläufe in den charakteristischen Punkten A bis F in Bild 4.27 und Bild 4.28 dargestellt. Der Zeitpunkt der Aktivierung der Sohlussteifung wird besonders in den Punkten A, B, D und E mit einer sprunghaften Drehung der totalen Spannungsverläufe deutlich. Mit zunehmendem Abstand von dem Wandfuß nimmt der Einfluss der horizontalen Sohlussteifung ab.

Obwohl bei den Verformungen nur geringe Abweichungen bei den verschiedenen Modellierungen der Sohlussteifung festgestellt werden konnten, sind die Unterschiede bei den Spannungsänderungen schon nicht mehr zu vernachlässigen. So verlaufen die effektiven Spannungsverläufe bei den Berechnungen mit dem programminternen Faktor m_{stage} senkrecht nach unten und vermitteln den Eindruck eines vollkommen undrännierten Zustandes. Die entsprechenden Berechnungen mit manueller Aufteilung der Konstruktionsphasen zeigen eine reduzierte Porenwasserunterdruckentwicklung beziehungsweise einen Abbau des Porenwasserunterdrucks infolge der Konsolidation.

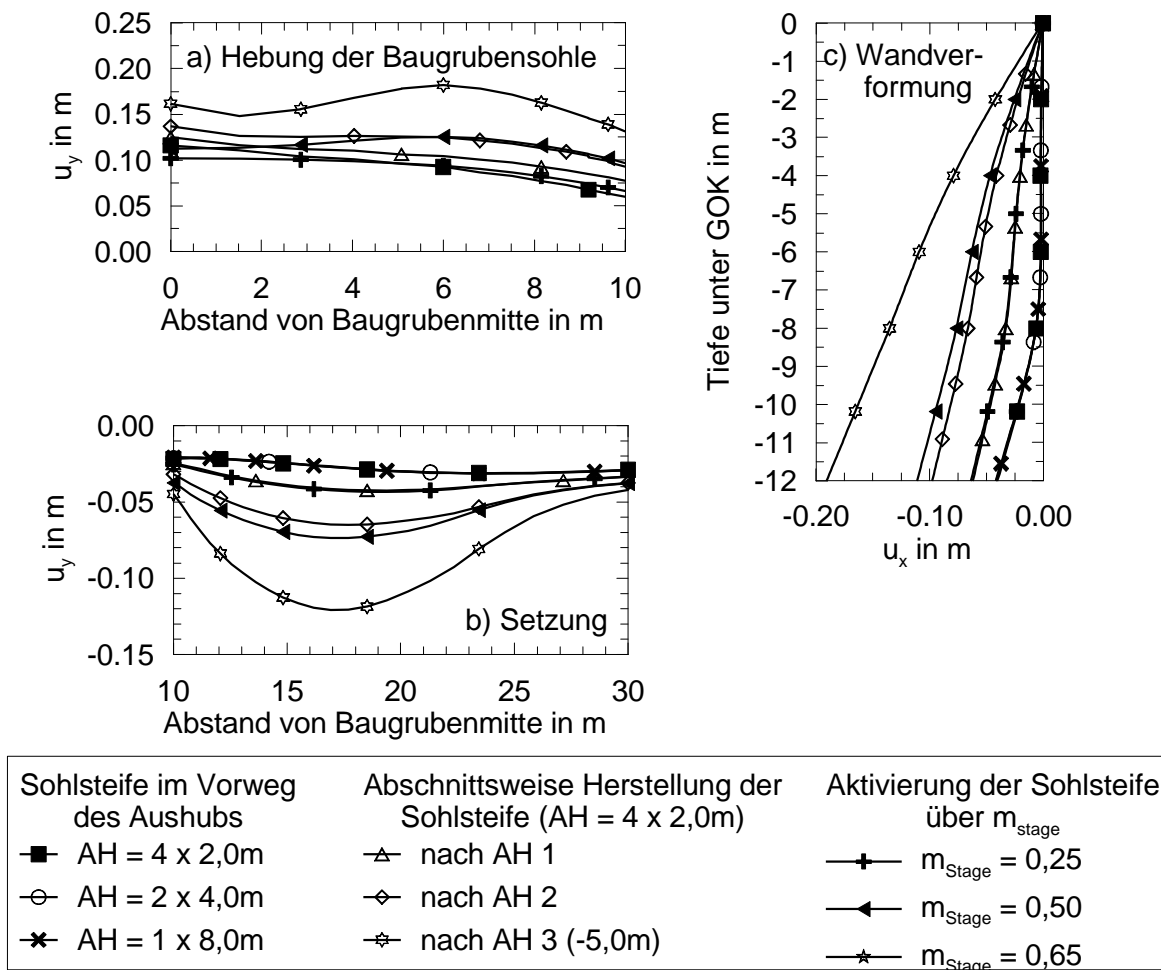


Bild 4.25: Einfluss der Konstruktionsschritte auf die Verformungen nach dem Aushub auf -8,0m (Modell C) a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen

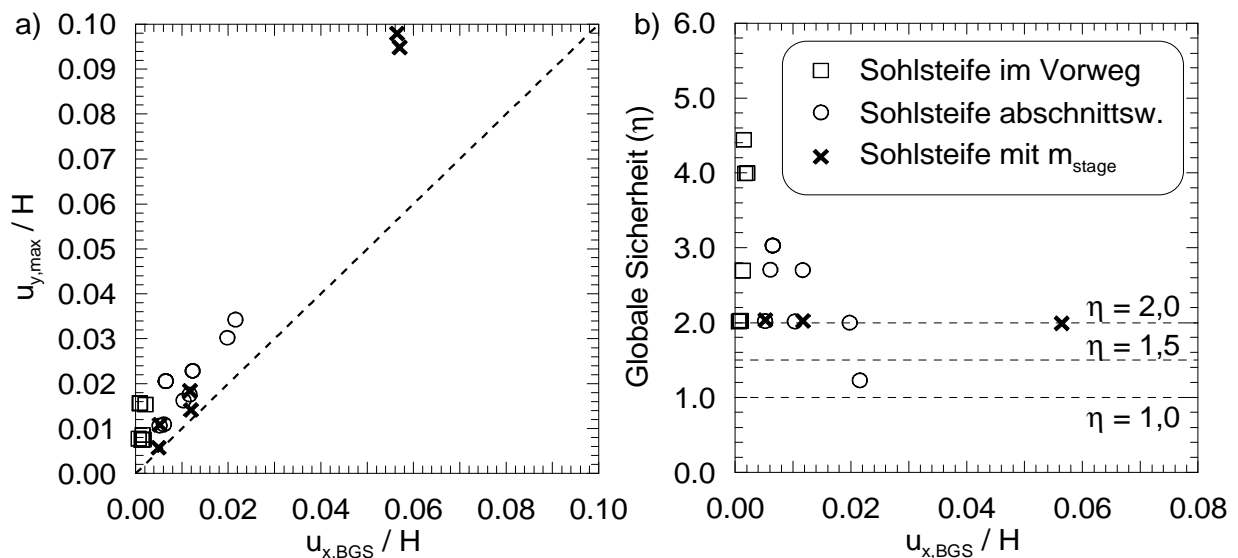


Bild 4.26: Auswirkung der Konstruktionsschritte auf a) Normierte Verformungen und b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell C)

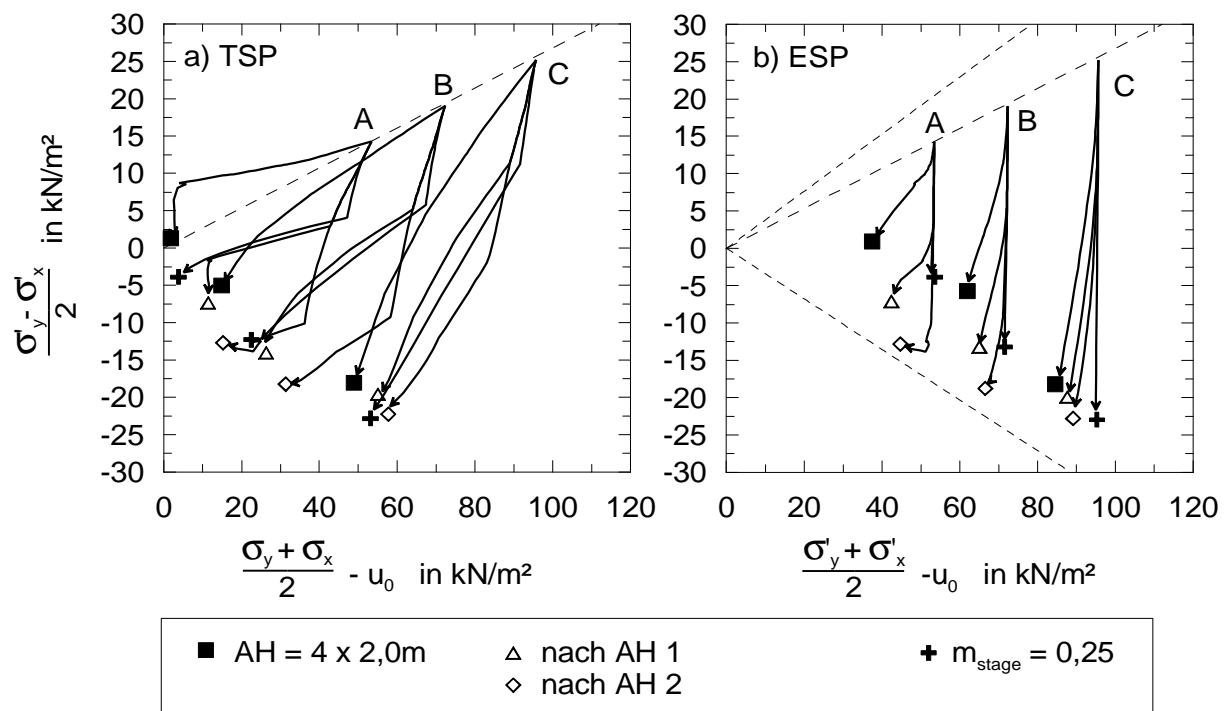


Bild 4.27: Einfluss der Konstruktionschritte auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B und C (Modell C), a) totale Spannungsverläufe und b) effektive Spannungsverläufe

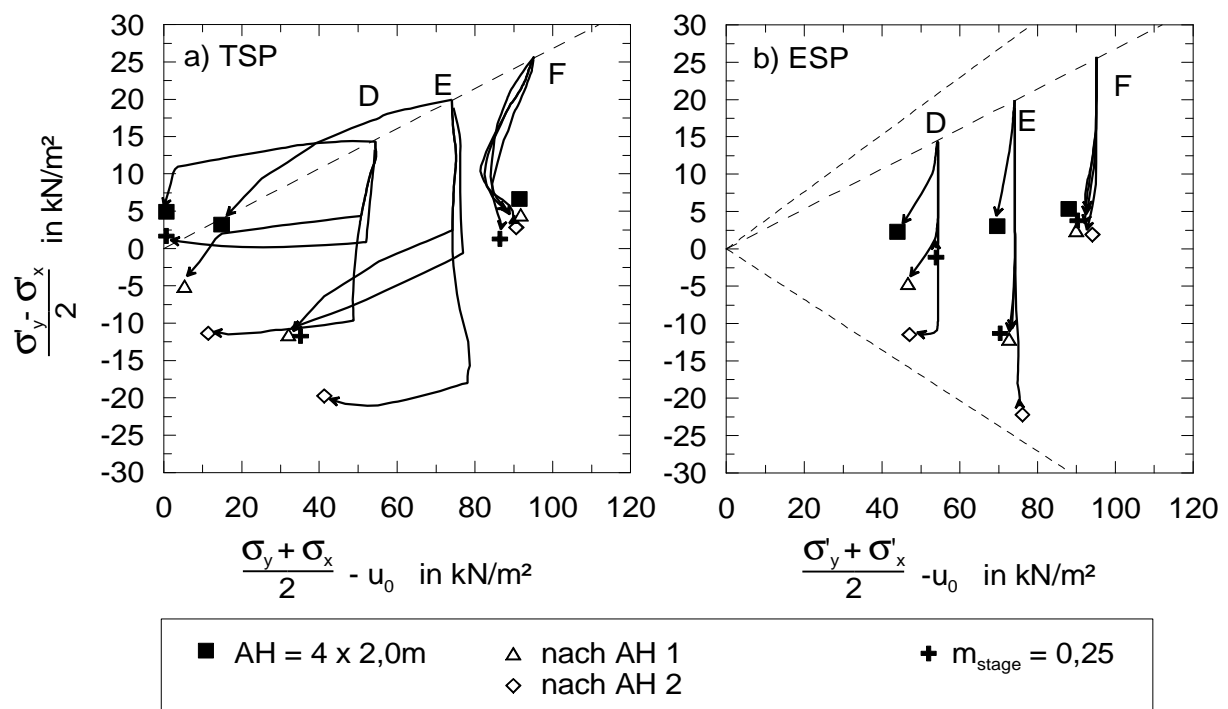
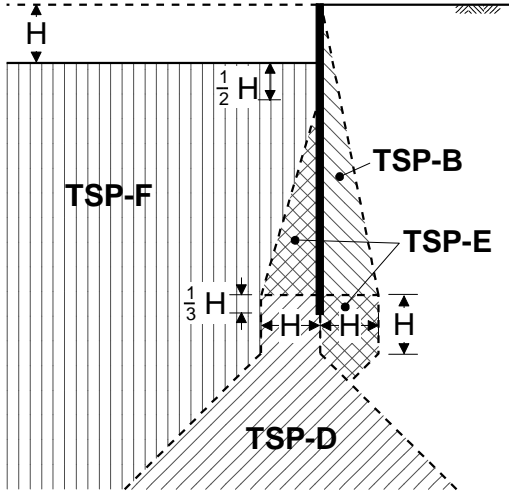
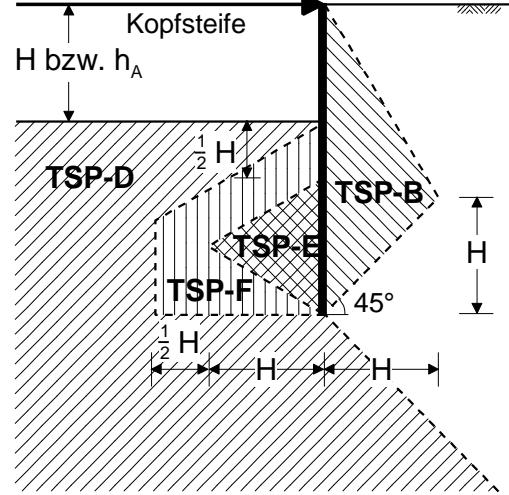
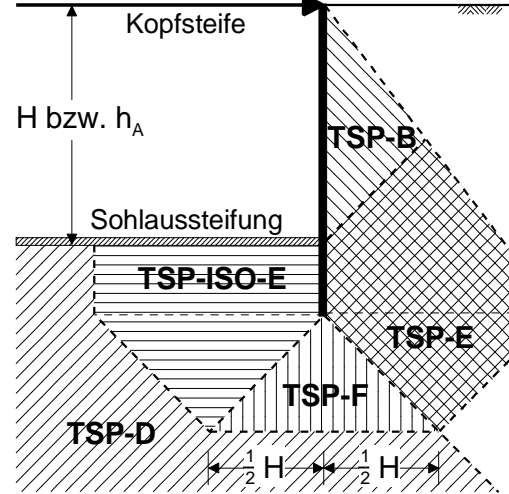


Bild 4.28: Einfluss der Konstruktionschritte auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E und F (Modell C), a) totale Spannungsverläufe und b) effektive Spannungsverläufe

4.2.4 Charakteristische Spannungsverlaufszonen und Verformungsverhalten

Tabelle 4.3: Charakteristische Spannungsverlaufszonen bei Baugruben in weichen Böden

Charakteristische Spannungsverlaufszonen	Bauzustand und Erläuterungen
	<p>Voraushub (Modell A)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Innerhalb der Baugrube dominiert eine Extensionsentlastung (TSP-F und TSP-D) • Extensionsbelastung in unmittelbarer Wandnähe führt zu Porenwasserüberdrücken • Hinter der Wand entsteht infolge einer Kompressionsentlastung eine Porenwasserunterdruckentwicklung
	<p>Kopfstützung (Modell B)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Im direkten Einflussbereich der Wand entsteht eine Extensionsbelastung (TSP-E) aus der Porenwasserüberdrücke resultieren • Mit zunehmendem horizontalen Abstand von der Wand drehen sich die totalen Spannungsverläufe innerhalb der Baugrube entgegen dem Uhrzeigersinn. Hier überwiegt die Extensionsentlastung (TSP-D)
	<p>Sohlaussteifung mit Kopfsteiung (Modell C)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Die Sohlaussteifung führt innerhalb der Baugrube zu einer isotropen Entlastungssituation (TSP-ISO-E) • Mit zunehmendem horizontalen Abstand überwiegt die Extensionsentlastung (TSP-D) • Auf der Erdseite entsteht infolge der Sohlaussteifung eine Extensionsbelastung (TSP-E) mit Porenwasserüberdruck
<p>ANMERKUNG: Die Beanspruchungen der charakteristischen Spannungsverlaufszonen entsprechen den idealisierten totalen Spannungspfaden nach Bild 2.3.</p>	

Als Ergebnis der numerischen Parametervariation sind charakteristische Spannungsverlaufszonen für die maßgebenden Bauzustände bei Baugruben in weichen Böden definiert worden. Hierbei wurden in Abhängigkeit des Bauzustandes und der daraus resultierenden Baugrund-Tragwerk-Interaktion Bereiche mit vergleichbaren totalen Spannungsverläufen identifiziert, die das zeitabhängige Verformungsverhalten maßgebend beeinflussen. In Tabelle 4.3 sind die charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) zusammengestellt.

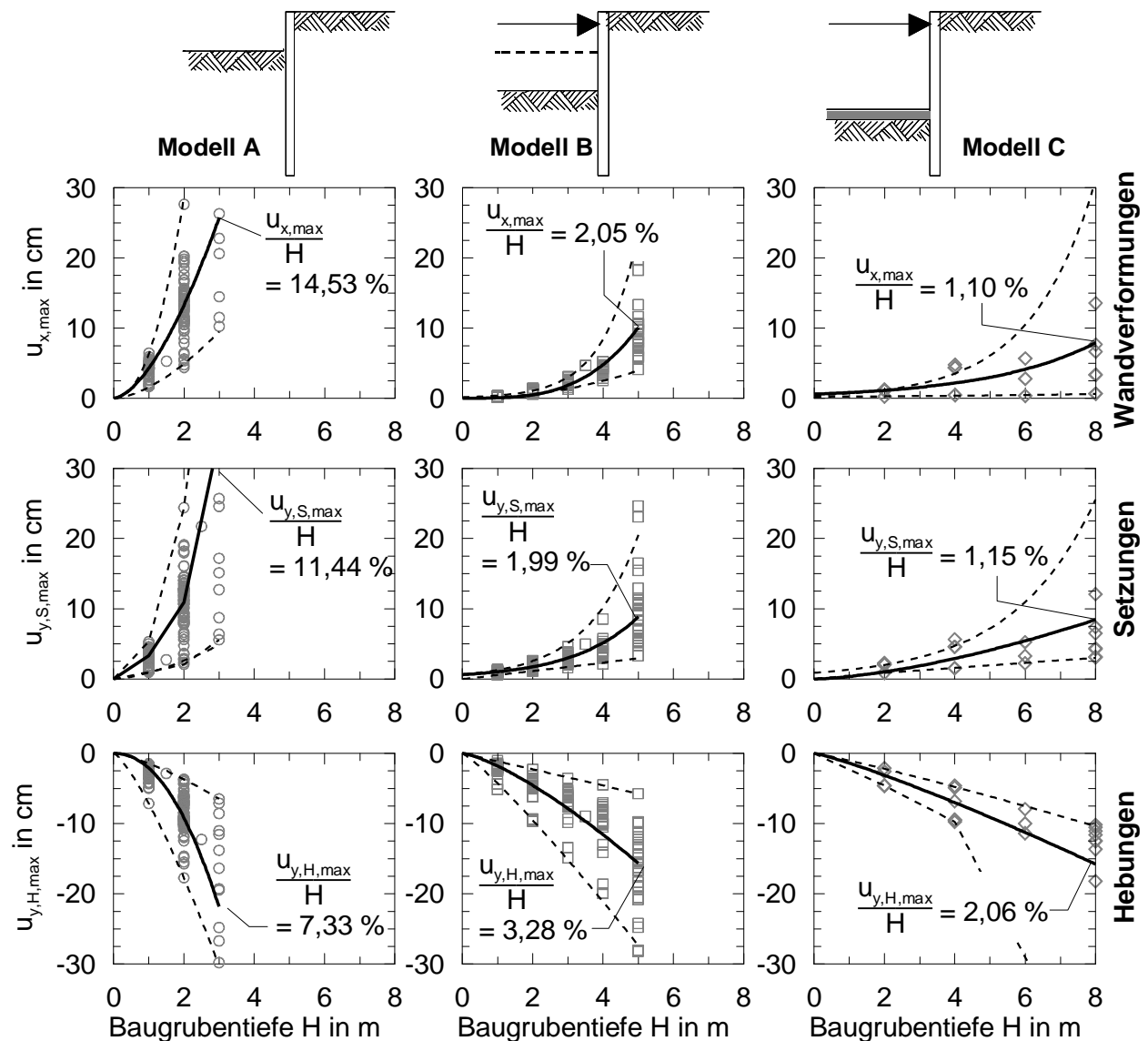


Bild 4.29: Qualitatives Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden in Abhängigkeit des Bauzustandes

Das Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden ist wie bereits zuvor beschrieben von vielen Faktoren abhängig. In Bild 4.29 sind für die numerisch untersuchten charakteristischen Bauzustände die Auswirkungen auf die Wandverformung, Setzung und Hebung summarisch zusammengestellt. Die durchgezogene Linie stellt dabei das arithmetische Mittel der

numerischen Parametervariation dar. Die Streuung der Verformungsgrößen ist durch die gestrichelten Linien abgegrenzt.

Für die nicht gestützte Wand (Modell A) verdeutlicht der extrem überproportionale Zuwachs der Verformungen mit der Aushubtiefe die Wichtigkeit einer bereits im Vorfeld des Aushubs hergestellten Kopfaussteifung. Bereits bei einer Aushubtiefe von 1,0 m sind Wandverformungen im Mittel von $u_x/H = 5,0 \%$ aufgetreten.

5 Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten weicher Böden bei Baugrubenbeanspruchungen

5.1 Allgemeines

Das Spannungsverformungsverhalten weicher normalkonsolidierter Böden bei Baugrubenbeanspruchung wurde an normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörten Seetonproben aus Konstanz mit Elementversuchen untersucht. Die bodenmechanische Klassifizierung und erste Bodenkenngrößen wurden bereits in Abschnitt 2, Tabelle 2.2 zusammengestellt.

An den Elementversuchen ist zunächst die Scherfestigkeit von weichen normalkonsolidierten Böden mit dem Schwerpunkt auf die effektive Scherfestigkeit in Form des effektiven Reibungswinkels j' und der effektiven Kohäsion c' nach dem *Mohr-Coulomb'schem* Bruchkriterium nach Gl. (5.1) und Gl. (5.2) für den triaxialen Hauptspannungsraum überprüft worden.

$$t = s' \cdot \tan j' + c' \quad (5.1)$$

$$\frac{s_1 - s_3}{2} = \frac{s'_1 + s'_3}{2} \cdot \sin j' + c' \cdot \cos j' \quad (5.2)$$

Die Anwendung der effektiven Spannungsanalyse beschreibt das Spannungsverformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden derzeit am realistischsten, siehe hierzu auch *Gebreselassie (2003)*, *Freiseder (1998)*, *Kempfert & Gebreselassie (2002)* und *Wehnert (2006)*.

Anschließend sind die Ergebnisse von eindimensionalen Kompressionsversuchen und Standardtriaxialversuchen zur Bestimmung des Spannungsverformungsverhaltens von Kaolin und Seeton bei Kompressionsbeanspruchung beschrieben.

Der Schwerpunkt dieses Abschnittes ist die experimentelle Untersuchung des Spannungsverformungsverhaltens in den charakteristischen Bereichen bei Baugruben in weichen Böden mit spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen. Von besonderem Interesse ist dabei die Spannungspfadabhängigkeit von:

- Steifigkeit,
- Scherfestigkeit und
- Porenwasserdruckentwicklung.

Allgemeine Erläuterungen zu den Versuchsständen und den in dieser Arbeit vorgenommenen Modifikationen der Messeinrichtungen sind aus Gründen der Übersichtlichkeit im Anhang C zusammengestellt. Grundlegende Gleichungen zur Auswertung der jeweiligen Elementversuche und Bestimmung der Materialparameter sind ebenfalls dort zu finden.

5.2 Effektive Scherfestigkeit bei weichen Böden

5.2.1 Definition des Bruchzustandes bei bindigen Böden

In der vorliegenden Arbeit ist die Ermittlung der effektiven Scherfestigkeit mit Triaxialversuchen vorgenommen worden.

Die Definition des Bruchzustandes zur Ermittlung der Scherfestigkeit bei bindigen Böden ist aufgrund der Viskosität und dem damit verbundenen plastischen Materialverhalten nicht immer eindeutig. Ein Scherversagen mit ausgeprägter Scherfuge (Linienbruch) ist charakteristisch für spröde, härtere Tonproben und tritt bei weichen bindigen Böden selten auf. Mit zunehmender Plastizität entstehen bei normalkonsolidierten bindigen Böden gleichzeitig mehrere Gleitflächen, die von dem Zonenbruch innerhalb eines mehr oder wenig ausgeprägten Scherbandes in ein plastisches Fließen übergehen, siehe auch Bild 5.1. In *Head (1986)* und *Kézdi (1969)* werden für den Bruchzustand des plastischen Fließens bei axialer Kompression Stauchungen in der Größenordnung von $e_{l,f} = 14$ bis 20 % vorausgesetzt. Die Mittelwerte der Bruchdehnungen der in dieser Arbeit durchgeführten Triaxialversuche bestätigen mit $e_{l,f} = 16,6$ % für dränierte und $e_{l,f} = 18,4$ % für undränierte Versuche die großen erforderlichen Deformationen.

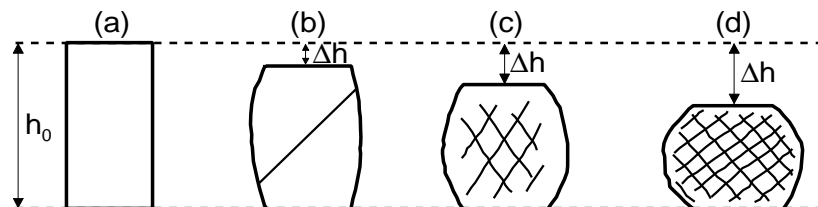


Bild 5.1: Beispiele charakteristischer Bruchfiguren: a) vor dem Bruch, b) spröder Bruch (Linienbruch), c) plastischer Bruch, d) plastisches Fließen (Zonenbruch)

Zur Bestimmung der effektiven Scherfestigkeit normalkonsolidierter bindiger Böden sind daher mehrere Kriterien zur Festlegung des Bruchzustandes möglich, siehe auch Bild 5.2:

1. Maximale Deviatorspannung $(s_1 - s_3)_{max}$
2. Maximales effektives Hauptspannungsverhältnis $(s'_1/s'_3)_{max}$
3. Grenzwert der Dehnung $e_{l,lim}$
4. Kritischer Grenzzustand (Critical State)
5. Restscherfestigkeit (Residual State)

Für die Auswertung von Standardtriaxialversuchen sind die ersten drei Kriterien nach *DIN 18137-2 (1990)* maßgebend zur Bestimmung der effektiven Scherfestigkeit. Das klassische

Bruchkriterium ist dabei die maximale Deviatorspannung mit $(s_1 - s_3)_{max}$ bei undrÄnierten oder mit $s'_{1,max}$ bei drÄnierten Standardversuchen.

Sofern die Deviatorspannung bei undrÄnierten Versuchen kein Maximum aufweist und mit zunehmender Dehnungen kontinuierlich ansteigt, ist der maximale VerhÄltniswert der effektiven Hauptspannungen $(s'_1/s'_3)_{max}$ ein geeignetes Kriterium zur Definition des Bruchzustandes. In AbhÄngigkeit der Porenwasserdruckentwicklung innerhalb der Probe, tritt das maximale HauptspannungsverhÄltnis vor oder gleichzeitig mit dem Erreichen der maximalen Deviatorspannung ein. Ein Auftreten der maximalen Deviatorspannung bereits vor dem maximalen HauptspannungsverhÄltnis, wie es in der Literatur fÄr normalkonsolidierte BÄden beschrieben wird (*von Soos, 2001, Scherzinger, 1991* und *DIN 18137-1: 1990*), konnte bei den durchgefÄhrten Versuchen an normalkonsolidiertem Kaolin und Seeton nicht beobachtet werden. Ähnliches ist bereits in *Gebreselassie (2003)* bei undrÄnierten Triaxialversuchen an normalkonsolidiertem Seeton festgestellt worden. In *Garga et al. (2006)* ist das Auftreten des maximalen HauptspannungsverhÄltnisses bei Dehnungen bereits vor der maximalen Deviatorspannung bei Versuchen an Åberkonsolidierten BÄden beobachtet worden.

Sofern bei normalkonsolidierten BÄden die ersten beiden Kriterien nicht eintreffen, ist nach *DIN 18137-1 (1990)* mit dem Grenzwert der Dehnung $e_{1,lim} = e_{1,f} = 20 \%$ der Bruchzustand definiert, der in AbhÄngigkeit einer projektbezogenen Åbertragung der Versuchsergebnisse auch zu modifizieren ist.

In internationaler Literatur wird hÄufig auch das Bruchkriterium des kritischen Zustandes (Critical state), bei konstanter Volumenverformung bzw. konstantem Porenwasserdruckverlauf mit zunehmender Dehnung verwendet. Die Scherfestigkeit von Åberkonsolidierten BÄden im kritischen Zustand ist in guter Åbereinstimmung vergleichbar mit der Scherfestigkeit normalkonsolidierter BÄden fÄr die maximale Deviatorspannung, siehe auch *Head (1986)*. Die Ergebnisse der durchgefÄhrten Triaxialversuchen weisen nur selten einen kritischen Zustand der normalkonsolidierten Proben auf, so dass hier nur vereinzelt die entsprechende Scherfestigkeit untersucht werden konnte.

Die Restscherfestigkeit ist im Allgemeinen bei stark Åberkonsolidierten BÄden von Bedeutung, bei denen eine ausgeprÄgte ScherflÄche zu beobachten ist. In dieser Arbeit wird dieses Bruchkriterium nicht untersucht, fÄr weitere Informationen wird auf *Parry (1995)* und *Head (1986)* verwiesen.

Die Auswertung der durchgefÄhrten Triaxialversuche wurde im Folgenden nach den ersten beiden Bruchkriterien vorgenommen. Sofern die Versuchsergebnisse die ersten beiden Krite-

rien nicht erfüllen, wurde in Anlehnung an *DIN 18137-1 (1990)* der Bruchzustand durch das dritte Kriterium mit $e_{l,lim} = e_{l,f} = 20 \%$ definiert.

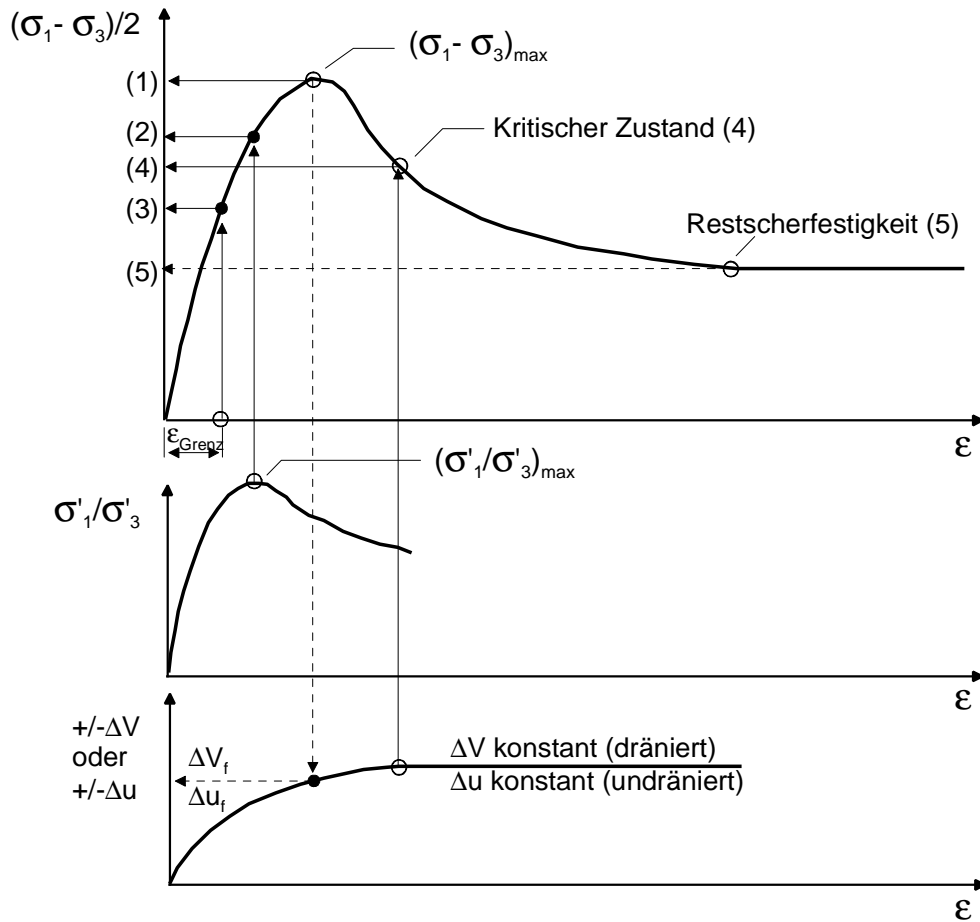


Bild 5.2: Idealisierte Bruchkriterien für Böden, nach *Head (1986)*

5.2.2 Besonderheiten bei normalkonsolidierten weichen Böden

Bei kohäsiven Böden wirkt sich, wie im Allgemeinen angenommen wird, das Überkonsolidierungsverhältnis auf die Porenwasserdruckentwicklung und somit den effektiven Spannungspfad aus:

$$\text{OCR} = \frac{\text{früherer max. eff. Überlagerungsdruck}}{\text{heutiger eff. Überlagerungsdruck}} = \frac{s'_p}{s'_v} \quad (5.3)$$

In Bild 5.3 sind für normalkonsolidierte Böden mit $\text{OCR} = 1$ idealisierte totale und effektive Spannungspfade dargestellt. Hierbei ist die effektive Überlagerungsspannung s'_p , die in der Literatur auch als Vorkonsolidierungsspannung bezeichnet wird, zu keinem Zeitpunkt größer als der derzeitige effektive Überlagerungsdruck s'_v .

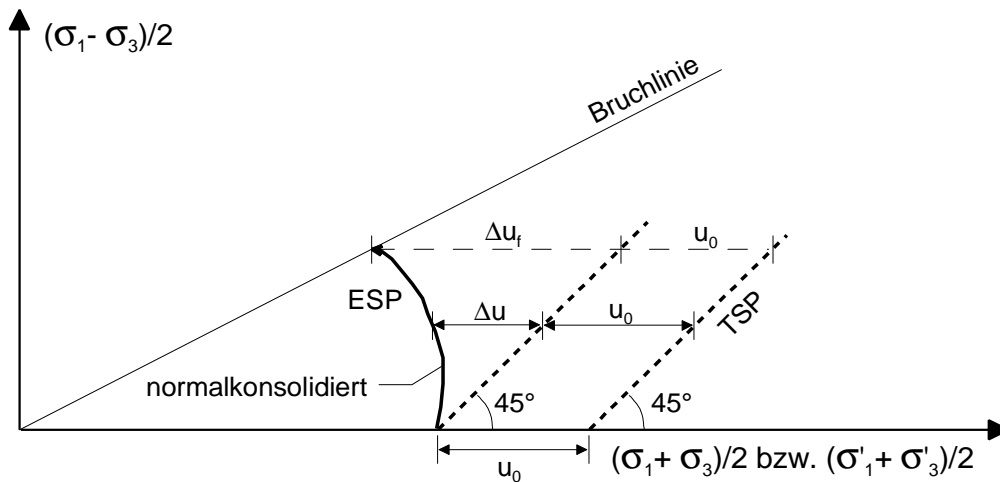


Bild 5.3: Totale und effektive Spannungspfade für einen undrained Triaxialversuch an einem normalkonsolidierten Boden, nach *Head (1986)*

Bei normalkonsolidierten Böden verläuft der effektive Spannungspfad (ESP) infolge einer axialen Kompressionsbelastung beim Standardversuch (TSP-A, nach Bild 2.3) vertikal nach oben und dreht mit zunehmender axialen Stauchung gegen den Uhrzeigersinn zur theoretischen Bruchlinie ab. Mit steigendem Überkonsolidierungsverhältnis verändert sich die Porenwasserdruckentwicklung derart, dass der stetige Anstieg in einem maximalen Porenwasserüberdruck stagniert und im weiteren Verlauf konstant bleibt oder sogar mit zunehmender Stauchung abnimmt. Bei stark überkonsolidierte Böden mit $OCR > 5$ entstehen darüber hinaus Porenwasserunterdrücke. Die Auswirkungen des Überkonsolidierungsverhältnisses auf die effektiven Spannungspfade sind in Bild 5.4 dargestellt. Die effektiven Spannungspfade drehen mit zunehmender Vorbelastung im Uhrzeigersinn und schmiegen sich dem Verlauf der Bruchgeraden an. Nach *DIN 18137-2 (1990)* ist die Abnahme des Porenwasserüberdrucks bei undrained Triaxialversuchen ein weiteres Abbruchkriterium. Der Bruchzustand wird dabei durch eine umhüllende Gerade beschrieben, die sich an den effektiven Spannungspfad anschmiegt. Dieser Spannungszustand ist gleichbedeutend mit der maximalen Scherfestigkeit.

Neben der Überkonsolidierung wurden bei den durchgeführten Standardversuchen an Kaolin und Seeton zwei weitere mögliche Ursachen für den Abbau des Porenwasserdrucks bei einer Kompressionsbelastung festgestellt.

Zum einen entstehen infolge der inhomogenen Verformungsfigur, die bei weichen bindigen Böden auch mit einer Endflächenschmierung nicht vollständig zu vermeiden ist, überproportional große Querdehnungen in Probenmitte, siehe auch Bild 5.1. Hieraus ergibt sich mit zunehmender Plastifizierung des Bodens ein Bereich mit dilatantem Materialverhalten. In Bild 5.5 wird anhand der Volumendehnung e_v , nach Gl. (5.4) die Auswirkung der lokalen Plastifizierung auf die Porenwasserdruckentwicklung verdeutlicht.

$$e_v = e_a + 2 \cdot e_r \quad (5.4)$$

mit

$$e_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (5.5)$$

$$e_r = \frac{\Delta D}{D_0} \quad (5.6)$$

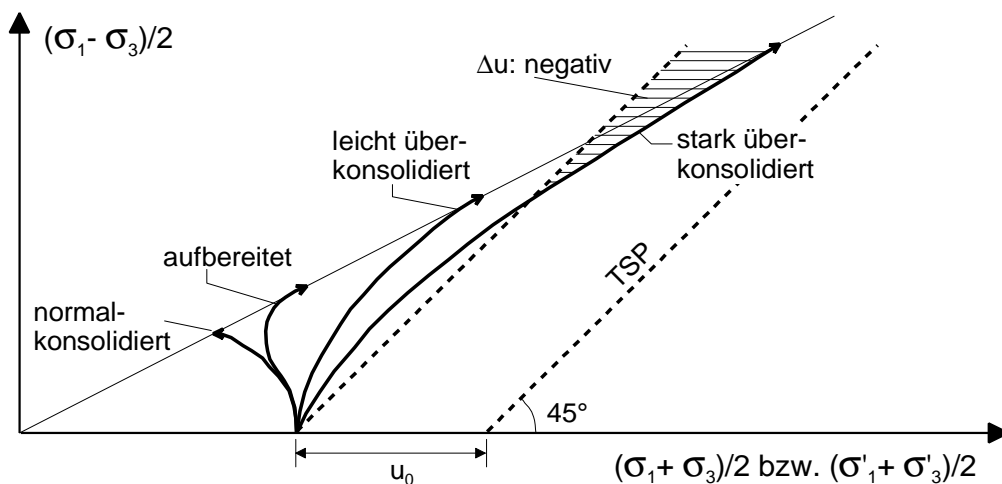


Bild 5.4: Auswirkung des Überkonsolidierungsverhältnisses auf die effektiven Spannungspfade bei undrained Standardtriaxialversuchen, nach *Head (1986)*

Die gemessene maximale Querdehnung führt ab einer axialen Stauchung von etwa $e_l = 6,5 \%$ zu einer Volumenzunahme in Probenmitte, die einen Abbau des Porenwasserüberdrucks verursacht. Für diesen Versuch sind zusätzlich die Porenwasserdrücke an drei Stellen innerhalb der Probe gemessen worden, die in Abhängigkeit der Lage bereits den maximalen Porenwasserdruck bei einer axialen Stauchung $e_a = 3 \%$ bis $4,5 \%$ ausweisen und zeitgleich mit dem Zuwachs der Querdehnung e_r auftreten, siehe hierzu Anhang C.2.3 Bild C.10.

Der Verfasser vertritt die Meinung, dass bei undrained Versuchen an normalkonsolidierten weichen Böden dilatantes Verhalten im Bereich der Plastifizierungszone (Scherzone) auftreten kann, obwohl die Volumenbilanz der gesamten Probe keine Änderung aufweist. Da der maximale Durchmesser nicht repräsentativ für das Volumen der Probe ist, wurde die Ausbauchung mit einer parabolischen Krümmung (Fassform) nach Gl. (5.7) berücksichtigt. Hierbei ist allerdings ebenso eine Volumenzunahme mit $e_v = 3,6 \%$ festgestellt worden, so dass ein Optimierungsbedarf bei der Auswertung der Volumendehnung existiert. Für die Ermittlung der Scherfestigkeit ist aber dennoch die maximale Querdehnung zu verwenden, da sie die maßgebende Querschnittsfläche (in der Projektion) der Scherzone beschreibt.

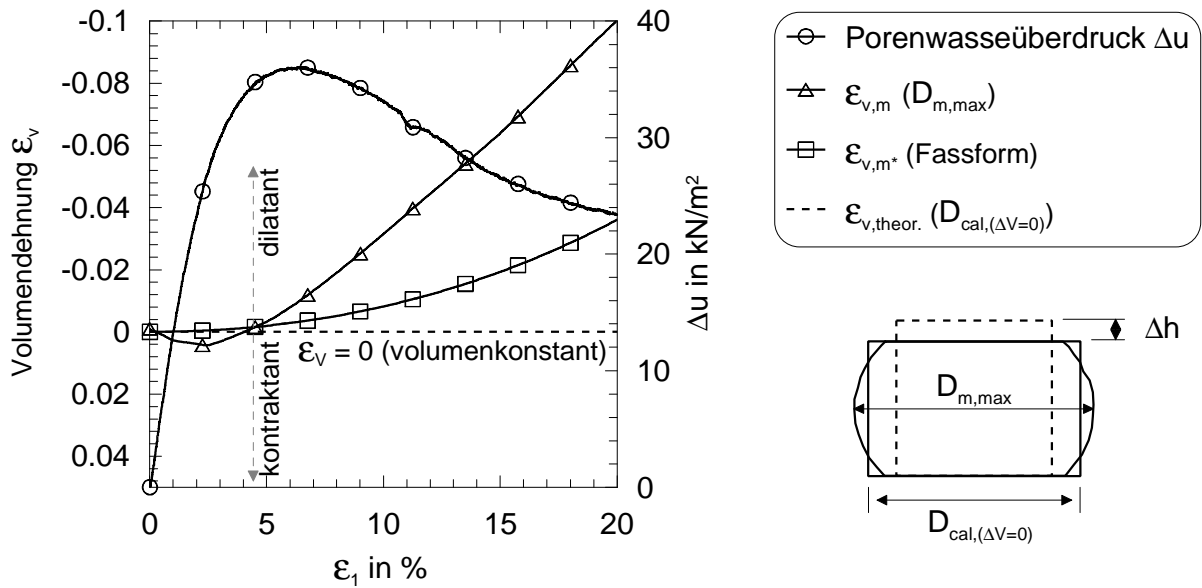
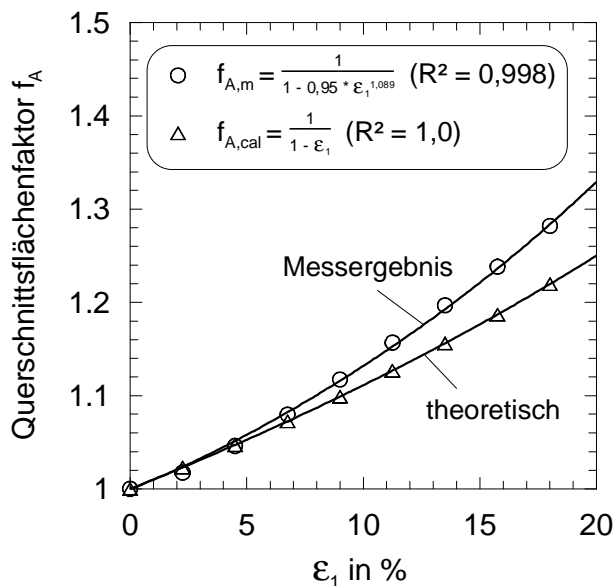


Bild 5.5: Abbau des Porenwasserüberdrucks bei CU-Versuchen und nicht homogener Verformung der normalkonsolidierten Probe (CIU-S-K_33)

$$V_{m^*} = \frac{1}{15} \cdot p \cdot h_i \cdot \left(8 \cdot R_{m,max,i}^2 + 4 \cdot R_{m,max,i} \cdot r_{o,i} + 3 \cdot r_{o,i}^2 \right) \quad (5.7)$$

mit $R_{m,max,i}$ – maximaler Radius

$r_{o,i}$ – Radius am Kopf und Fuß der Probe



$$A_i = A_0 \cdot f_A = A_0 \cdot \frac{1}{1 - \epsilon_1} \quad (5.8)$$

mit

A_i - aktuelle Querschnittsfläche

A_0 - Anfangsquerschnittsfläche

f_A - Querschnittsflächenfaktor

Bild 5.6:

Faktor zur Berücksichtigung der Querschnittsflächenänderung bei inhomogener Probenverformung

In Bild 5.6 wird zur Berücksichtigung der Querschnittsflächenänderung bei Kompressionsbelastung und inhomogener Probenverformung ein erster Korrekturvorschlag angegeben. Der Querschnittsflächenfaktor $f_{A,m}$ basiert hierbei auf Messergebnissen und sollte bodenartabhängig durch weitere Untersuchungen abgesichert werden.

Eine weitere Ursache für die Abnahme des Porenwasserüberdruckes bei einer Kompressionsbelastung ist die Verformungsgeschwindigkeit. An dieser Stelle wird der Einfluss auf die Porenwasserdruckentwicklung und somit den effektiven Spannungspfaden diskutiert. In Anhang C.4.1.2 sind hierzu Ergebnisse hinsichtlich der Auswirkungen der Verformungsrate auf das Spannungsverformungsverhalten bei undrained Triaxialversuchen zusammengestellt.

Bei den Standardversuchen mit normalkonsolidiertem Kaolin ist die Vorschubgeschwindigkeit v_I bei den weggesteuerten Standardversuchen (CIU) anhand der Volumenänderung in Abhängigkeit der Zeit während der Konsolidation und in Anlehnung an DIN 18137-2 unter Berücksichtigung der Plastizitätszahl I_P zu $v_I = 0,05$ mm/min festgelegt worden. Die Erhöhung der Vorschubgeschwindigkeit um den Faktor 2 auf $v_I = 0,10$ mm/min (CIU-S-K-33) führt zur Reduzierung des zuvor beschriebenen Porenwasserüberdruckabbaus. In Bild 5.7a) sind hierzu die effektiven Spannungspfade dargestellt, die dem in der Literatur häufig beschriebenen Verlauf für technisch aufbereitete Proben entsprechen, siehe auch Bild 5.4.

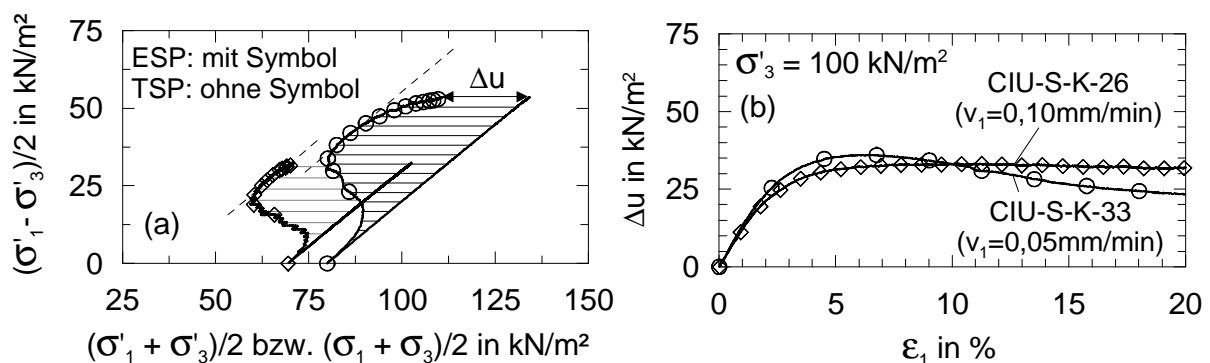


Bild 5.7: Einfluss der Vorschubgeschwindigkeit auf a) effektive Spannungspfade und b) Porenwasserdruckentwicklung bei weggesteuerten CIU-Versuchen

Der Vergleich von zwei anisotrop konsolidierten Versuchen (CAU) in Bild 5.7 bestätigt die Auswirkung der Erhöhung der Vorschubgeschwindigkeit auf die Porenwasserdruckentwicklung. Hierbei wurden die kraftgesteuerten zum einen mit $v_I = 50$ kN/m²/h (CAU-A-K-09) und $v_I = 100$ kN/m²/h (CAU-A-K-10) abgescher. Dies entspricht mit Bezug auf die gesamte Abscherphase unter Vernachlässigung der nichtlinearen Verformungsrate bei kraftgesteuerten Versuchen einer mittleren Vorschubgeschwindigkeit von $v_I = 0,10$ mm/min für den Versuch CAU-A-K-09 und $v_I = 0,30$ mm/min für den Versuch CAU-A-K-10. Wie aus Bild 5.7b) ersichtlich wird, führt eine weitere Erhöhung der Vorschubgeschwindigkeit zu einem stetig ansteigenden Porenwasserüberdruck. Der resultierende effektive Spannungspfad entspricht dadurch auch dem typischen Verlauf eines normalkonsolidierten bindigen Bodens, siehe auch Bild 5.7a).

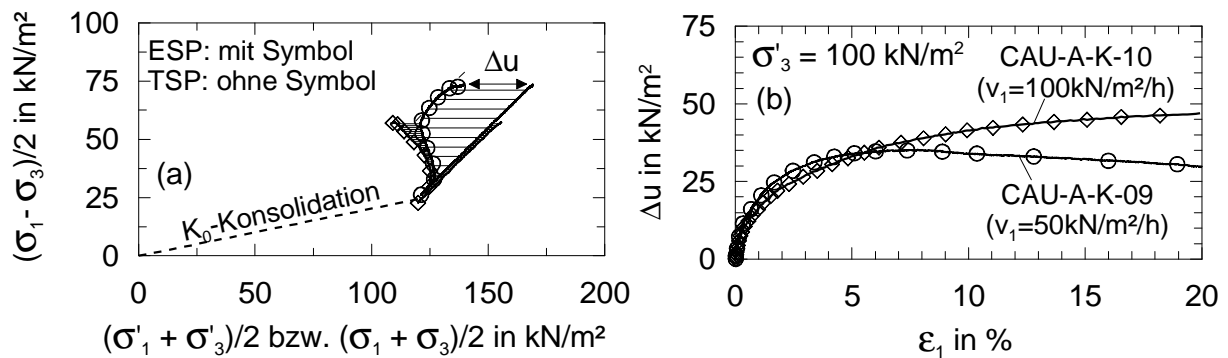


Bild 5.8: Einfluss der Vorschubgeschwindigkeit auf a) effektive Spannungspfade und b) Porenwasserdruckentwicklung bei kraftgesteuerten CAU-Versuchen

Anhand dieser Untersuchung wird deutlich, dass der Verlauf des effektiven Spannungspfades bei undrÄnirten Triaxialversuchen kein hinreichendes Kriterium für die Beurteilung des Überkonsolidierungsverhältnisses ist. Der effektive Spannungspfad eines normalkonsolidierten Bodens kann sowohl von der inhomogenen Probenverformung als auch von der Abscher- geschwindigkeit beeinflusst werden.

Nach *Henkel (1960)* gibt es eine allgemeine Beziehung zwischen dem Wassergehalt im Bruchzustand w_f und der entsprechenden Deviatorspannung $(s_1 - s_3)_f$ von bindigen Böden. Für normalkonsolidierte Böden kann diese Beziehung durch eine Gerade bei halblogarithmischer Auftragung im $w_f - (s_1 - s_3)_f$ Diagramm beschrieben werden. Wogegen bei überkonsolidierten Böden diese Beziehung nichtlinear ist und erst ab der effektiven Vorkonsolidierungsspannung in einen linearen Verlauf übergeht. In Bild 5.9 sind hierzu die Versuchsergebnisse der durchgeführten Triaxialversuche für die jeweiligen Böden aufgetragen, die dem Kriterium eines normalkonsolidierten Bodens entsprechen.

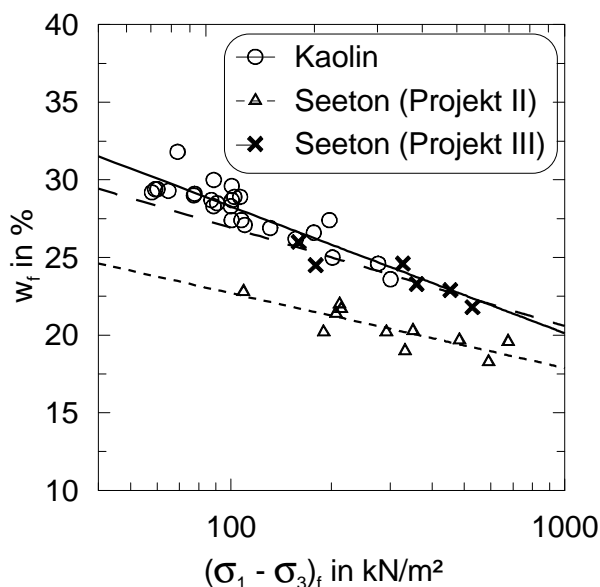


Bild 5.9: Wassergehalt w_f versus $(s_1 - s_3)_f$ für normalkonsolidiertes Kaolin und Seeton der Projekte II und III

5.2.3 Versuchsergebnisse zur effektiven Scherfestigkeit

5.2.3.1 Allgemeines

Die effektive Scherfestigkeit ist unabhängig von dem Konsolidationspfad, d.h. sowohl isotrope als auch anisotrope Konsolidationspfade führen zur gleichen Scherfestigkeit, siehe auch *Gebreselassie (2003)*, *Simons (1963)* und *Henkel, D.J./Sowa, V.A (1963)*. In dieser Arbeit wurden zur Ermittlung der effektiven Scherfestigkeit Versuche mit isotropem Konsolidierungspfad sowohl dräniert (CID) als auch undräniert (CIU) durchgeführt. Wobei die undränierten Versuche mit gleichzeitiger Messung des Porenwasserdrucks in Anbetracht der Gültigkeit des „Prinzips der effektiven Spannungen“ nach *Gudehus (1981)* zur Ermittlung der effektiven Scherfestigkeit ebenfalls geeignet sind. Eine detaillierte Zusammenstellung der Versuchsergebnisse mit Angabe der Versuchsrandbedingungen ist für die CID-Versuche im Anhang C.3 und für die CIU-Versuche im Anhang C.4 zu finden.

5.2.3.2 Dränierte versus undränierte Triaxialversuche

Die Bruchspannungen der maßgebenden Bruchkriterien sind in Bild 5.10 für das Kaolin zusammengestellt. Es ist festzustellen, dass bei den dränierten Versuchen kein eindeutiger Bruchzustand auftrat und somit der Grenzwert der Dehnungen mit $e_{I,f} = 20\%$ maßgebend wurde. Ein kritischer Zustand ist in 5 Versuchen bei einer axialen Stauchung von etwa $e_I = 16\%$ eingetreten und die resultierende Scherfestigkeit nur geringfügig kleiner als bei maximaler Deviatorspannung. Die Streuung der Bruchspannungen ist mit einem Korrelationskoeffizienten $R^2 = 0,98$ für beide Bruchkriterien sehr gering.

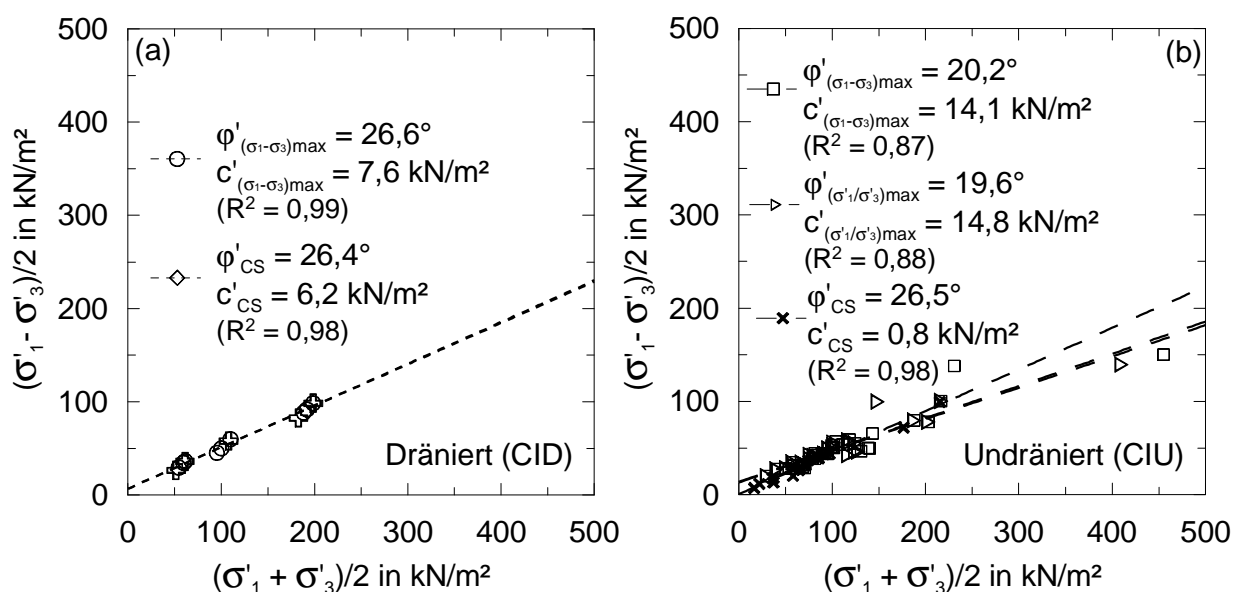


Bild 5.10: Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Kaolin: a) dränierte und b) undränierte Versuche

Bei den undrÄnierten CIU-Versuchen konnte bei einer mittleren Stauchung von $e_I = 18,8 \%$ die maximale Deviatorspannung und bereits bei $e_I = 15,7 \%$ das maximale HauptspannungsverhÄltnis beobachtet werden. Eine Reduzierung der Scherfestigkeit ist allerdings nicht feststellbar. Gegenüber den drÄnierten Versuchen ist die Streubreite der Bruchspannungen bei den undrÄnierten in Bild 5.10b) mit $R^2 = 0,88$ größer, wobei für den kritischen Zustand ebenfalls nur geringe Abweichungen aufgetreten sind. Der Vergleich zwischen beiden Versuchsarten führt bei den undrÄnierten CIU-Versuchen zu geringeren Reibungswinkeln mit $j' = 20^\circ$ und größeren Kohäsionswerten mit $c' = 14,5 \text{ kN/m}^2$. Wohingegen im kritischen Zustand die Kohäsion mit $c' = 0,80 \text{ kN/m}^2$ bei den undrÄnierten Versuchen sehr stark abgenommen hat. Mit Bezug auf den Winkel der Gesamtscherfestigkeit j'_s nach Gl. (5.9)

$$j'_s = \arctan(\tan j' + I_c) \quad (5.9)$$

mit der Kohäsionskonstanten I_c für Zonenbrüche in Gl. (5.10) nach DIN 18137-1 (1990)

$$I_c = c' / \max s'_v \quad (5.10)$$

ergibt sich für die drÄnierten Versuche bei der Annahme einer effektiven Konsolidationsspannung $\max s'_v = 100 \text{ kN/m}^2$ ein Winkel der Gesamtscherfestigkeit von $j'_s = 29,5^\circ$. Die undrÄnierten Versuche liefern einen einheitlicher Wert von $j'_s = 27,0^\circ$.

Die effektive Scherfestigkeit des Seetons von dem Projekt II ist in Bild 5.11 mit den jeweiligen Bruchspannungen dargestellt. Sowohl bei den drÄnierten als auch bei den undrÄnierten Versuchen wurde keine Kohäsion und unter Berücksichtigung normaler versuchsbedingter Streuungen ein einheitlicher Reibungswinkel von $j' = j'_s = 30,8^\circ$ ermittelt. Ein kritischer Zustand ist bei diesen Versuchen nicht eingetreten. Die maximale Deviatorspannung ist bei den drÄnierten Versuchen bei einer Stauchung von etwa $e_I = 14,2 \%$ und bei den undrÄnierten bei etwa $e_I = 17,9 \%$ aufgetreten. Bei den undrÄnierten Versuchen konnte wie auch bei dem Kaolin das maximale HauptspannungsverhÄltnis bereits zuvor bei einer mittleren Stauchung von etwa $e_I = 8,3 \%$ festgestellt werden.

Aus Bild 5.12 ergeben sich für den Seeton von dem Projekt III die effektiven Scherparameter für die drÄnierten Versuch zu $j' = 26,7^\circ$ und $c' = 2,4 \text{ kN/m}^2$ bei einer axialen Stauchung von $e_I = 15,5 \%$. Bei den undrÄnierten Versuchen wurde wiederum ein gegenüber den drÄnierten Versuchen erhöhter Kohäsionsanteil mit $c' = 12,6 \text{ kN/m}^2$ bzw. $13,9 \text{ kN/m}^2$ und ein reduzierter Reibungswinkel mit $j' = 21,0^\circ$ bzw. $20,4^\circ$ ermittelt. Die Stauchungen im Bruchzustand betragen dabei $e_I = 15,7 \%$ bzw. $10,2 \%$. Der Vergleich mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit führt bei den drÄnierten Versuchen zu einem Wert von $j'_s = 27,8^\circ$ und für die undrÄnierten zu Werten von $j'_s = 27,0^\circ$ bzw. $27,1^\circ$.

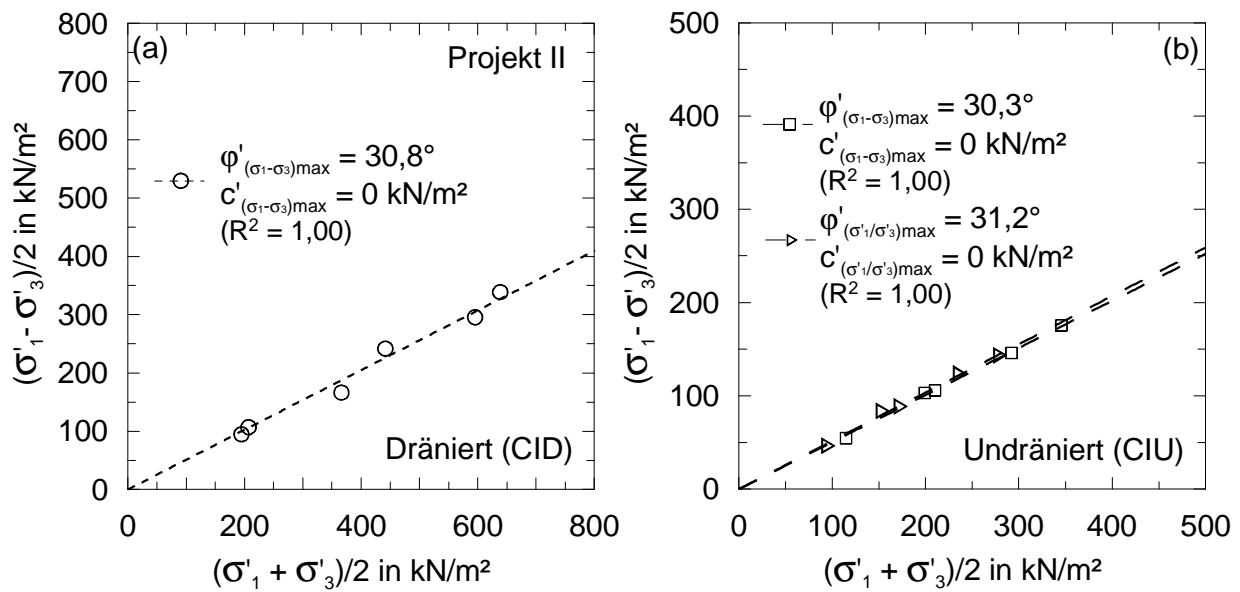


Bild 5.11: Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton (Projekt II): a) dränierter und b) undrännierter Versuche

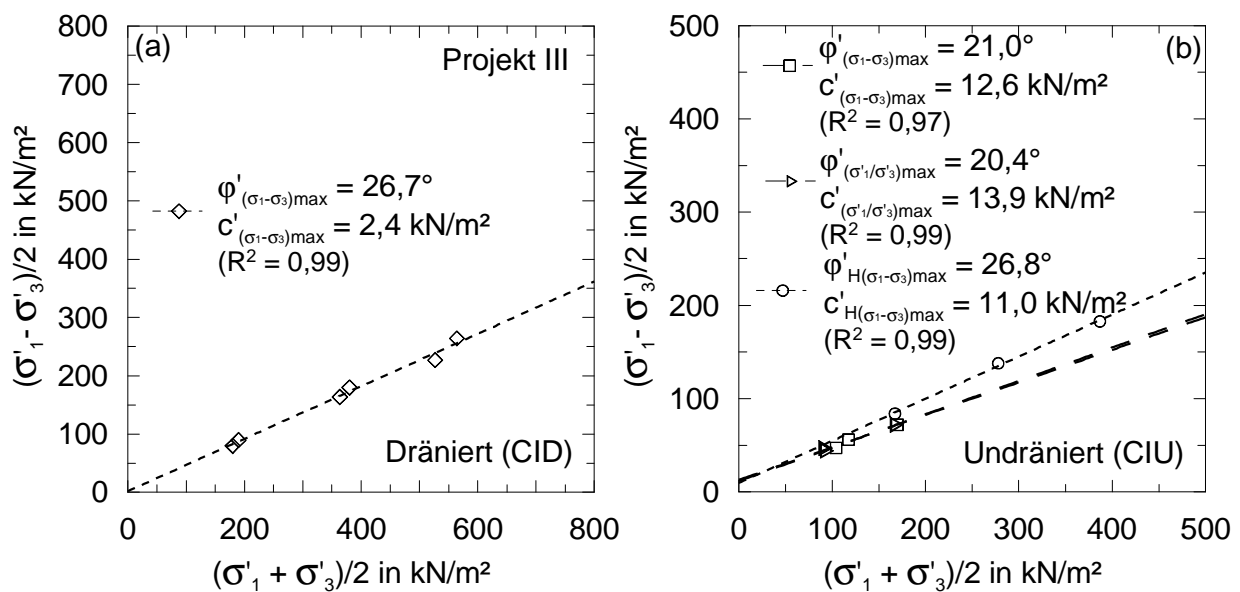


Bild 5.12: Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton (Projekt III): a) dränierter und b) undrännierter Versuche

5.2.3.3 Zusammenstellung der effektiven Scherparameter

Aus den zuvor dargestellten Versuchsergebnissen kann als Tendenz für die untersuchten Bodenarten eine unterschiedliche Wichtung der effektiven Scherparameter bei dränierter und undrännierter Triaxialversuchen beobachtet werden, die für die undrännierten Versuche einen höheren Kohäsionsanteil auf Kosten des Reibungswinkels beschreibt.

In Bild 5.13 sind für alle untersuchten Bodenarten die Scherfestigkeiten gemeinsam aus dränierten und undrännierten Versuchen abgeleitet worden, die vergleichend auch in Tabelle 5.1 zusammengestellt sind.

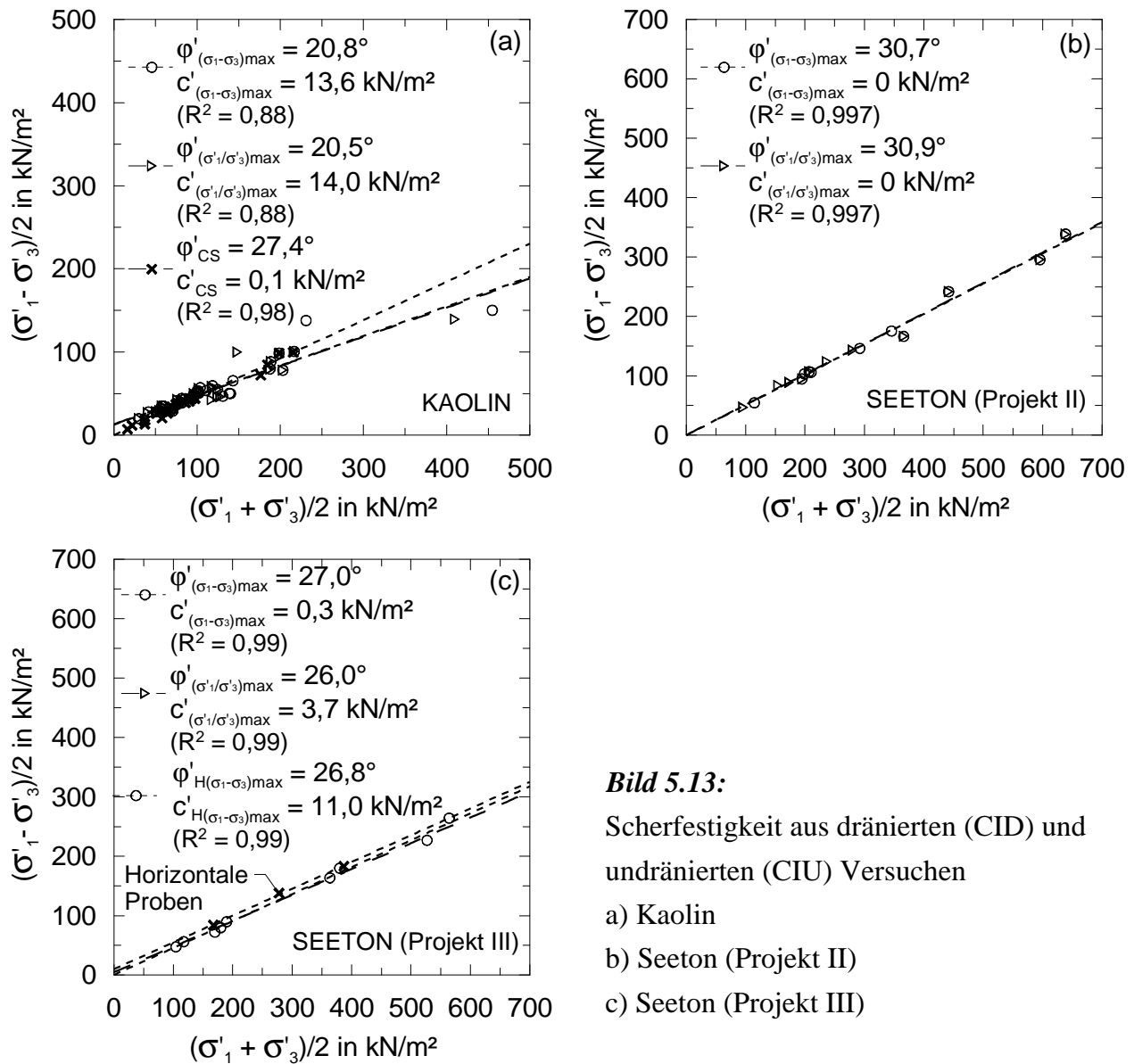


Bild 5.13:

Scherfestigkeit aus dränierten (CID) und undrännierten (CIU) Versuchen

a) Kaolin

b) Seeton (Projekt II)

c) Seeton (Projekt III)

Tabelle 5.1: Zusammenstellung der effektiven Scherfestigkeit aus CID- und CIU-Versuchen

	$(s_1 - s_3)_{max}$		$(s'_1/s'_3)_{max}$		Kritischer Zustand (CS)	
	j' in °	c' in kN/m ²	j' in °	c' in kN/m ²	j' in °	c' in kN/m ²
Kaolin	20,81	13,59	20,54	13,97	27,44	0,13
Seeton (Projekt II)	30,70	0	30,86	0	-	-
Seeton (Projekt III)	26,96	0,30	25,95	3,66	-	-
Seeton (P-III-Horizontal)	26,80	11,01	27,48	12,66	-	-

5.2.3.4 Mobilisierung der effektiven Scherparameter

Bereits in *Gebreselassie (2003)* ist im Hinblick auf die Bruchkriterien für die Anwendung der maximalen Deviatorspannung ein leichter Anstieg des Reibungswinkels j' mit einhergehender Abnahme der Kohäsion c' gegenüber dem Kriterium des maximalen Hauptspannungsverhältnisses festgestellt worden. Die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurden daher auf den Einfluss der Mobilisierung der effektiven Scherfestigkeit mit zunehmender Stauchung ausgewertet. In Bild 5.14 sind dazu beispielhaft anhand eines undrained Versuches (CIU-s-SH_01-02) die effektiven Spannungspfade mit Isolinien der axialen Stauchung und die daraus abgeleitete Mobilisierung der Scherfestigkeitsparameter dargestellt. In Anhang C.3 Bild C.11 und C.12 sind weitere Auswertungsergebnisse zu finden.

Der Reibungswinkel j' eines feinkörnigen Bodens hängt im Allgemeinen vom Mineralaufbau und der Plastizität ab (*Mitchell, 1993*). Wohingegen der Kohäsionsanteil c' nach *von Soos (2001)* als Funktion des Verdichtungszustandes und der Zeitdauer der Lasteinwirkung beschrieben wird.

Auswertungen von Versuchen an Tonproben mit einem Feinkornanteil ($d < 0,002$ mm) von 46 % ergeben nach *Schmertmann/Osterberg (1960)* eine Mobilisierung der maximalen Kohäsion bereits bei einer axialen Stauchung von $e_l = 0,5$ %, die mit zunehmender Verdichtung abnimmt. Ebenso wird in *Leinenkugel (1976)* bei Versuchen an bindigen Böden mit einem Feinkornanteil ($d < 0,002$ mm) von 70 % eine sofortige Mobilisierung des Kohäsionsanteils bei Stauchungen $e_l < 0,5$ % festgestellt. Die in dieser Arbeit untersuchten Bodenarten weisen einen geringeren Feinkornanteil als die beschriebenen Untersuchungen aus der Literatur auf. Der Tonanteil beträgt hier für das Kaolin in etwa 28 %, für den Seeton von dem Projekt II zwischen 21 % und 30 % und für den Seeton von dem Projekt III zwischen 33 % und 38 %. Aufgrund des geringeren Feinkornanteils erreicht die Kohäsion erst bei axialen Stauchungen $e_l > 8$ % ihren Maximalwert. Mit zunehmender Stauchung fällt die Kohäsion wieder ab. Das maximale Hauptspannungsverhältnis tritt bei den undrained Versuchen bei Stauchungen zwischen $e_l = 9$ % bis 13,5 % auf, wodurch der höhere Kohäsionsanteil gegenüber dem später eintretenden Bruchkriterium der maximalen Deviatorspannung bestätigt wird.

Entgegen der in der Literatur beschriebenen sofortigen Mobilisierung des Kohäsionsanteils, waren bei den durchgeführten Untersuchungen größere Verformungswege zur vollständigen Mobilisierung notwendig. Eine mögliche Ursache könnte hierfür der geringere Feinkornanteil darstellen, die mit weiteren Untersuchungen abgesichert werden sollte.

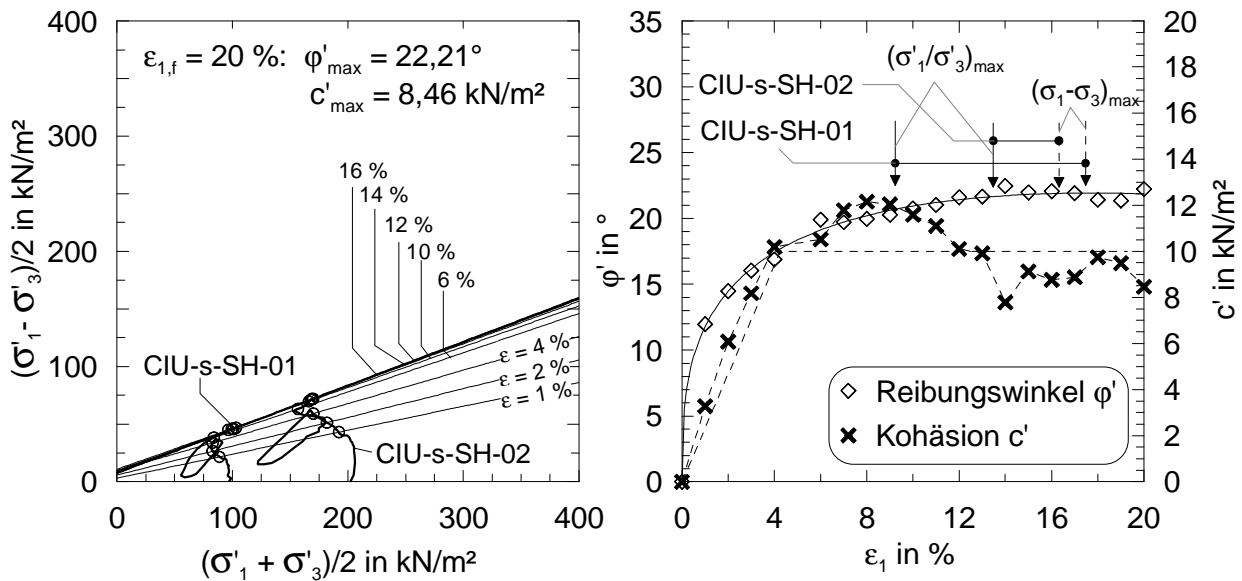


Bild 5.14: Mobilisierte Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton
(Projekt III – CIU-s-SH_01-02-03)

Bei bindigen Böden sind die anisotropen Eigenschaften zu beachten. Hierbei ist zwischen der inhärenten (strukturbedingten) und der induzierten (spannungsbedingten) Anisotropie zu unterscheiden. Die Auswirkung der inhärenten Anisotropie auf die Scherfestigkeit ist mit einer Serie horizontal orientierter Proben von dem Projekt III in CIU-Versuchen untersucht worden. Durch eine Drehung der Probe um 90° kann mit dem Standardtriaxialversuch (Totaler Spannungspfad A, nach Bild 2.3) unter Vernachlässigung der zylindrischen Probenform eine Extensionsbelastung simuliert werden, die dem totalen Spannungspfad E entspricht. In Bild 5.15a) ist hierzu der Reibungsanteil und der Kohäsionsanteil in Abhängigkeit der Dehnung dargestellt. Für den Reibungsanteil ist unter Berücksichtigung der etwas geringeren Porenzahl bei den horizontal eingebauten Proben erwartungsgemäß ein vernachlässigbar kleiner Unterschied zu den vertikal eingebauten Proben (Bild 5.14) festzustellen. Demgegenüber wird bei der Extensionsbelastung die Kohäsion bereits bei Dehnungen kleiner 0,5 % voll mobilisiert und nimmt mit zunehmender Dehnung ab. Der Bruchzustand bei maximalem Hauptspannungsverhältnis tritt gegenüber der Kompressionsbelastung früher ein und ist durch einen überproportionalen Abfall der Kohäsion gekennzeichnet. Eine Scherfuge wurde dabei bei keinem Versuch dieser Serie beobachtet. Der direkte Vergleich der mobilisierten Scherfestigkeit in Form des Winkels der Gesamtscherfestigkeit ist in Bild 5.15b) für eine Referenzspannung von 100 kN/m² dargestellt. Für den Bruchzustand ergibt sich für die inhärente Anisotropie ein Verhältnis der Gesamtscherfestigkeit zwischen Kompression und Extension nach Gl. (5.11) zu $\tan j'_{s,C} / \tan j'_{s,E} = 0,83$.

$$\frac{t_C}{t_E} = \frac{\tan j'_{s,C}}{\tan j'_{s,E}} \quad (5.11)$$

Die Auswirkungen der induzierten Anisotropie wurden bereits mehrfach in der Literatur beschrieben. So ist in *Gebreselassie (2003)* aus der Literatur für das Scherfestigkeitsverhältnis bei triaxialer Kompressionsbelastung (Totaler Spannungspfad A) und Extensionsentlastung (TSP-D) ein Bereich von $\tan \mathbf{j}'_{s,C} / \tan \mathbf{j}'_{s,E} = 0,76$ bis 1,14 angegeben, der somit eine starke Streuweite aufweist. Nach *Scherzinger (1991)* ist der Winkel der Gesamtscherfestigkeit bei Extension $\mathbf{j}'_{s,E}$ für normalkonsolidierten Seeton bei gleicher Porenzahl etwas geringer als bei entsprechender Kompression. Dies wird dort bei einem allgemein geringen Kohäsionsanteil auf die inhärente Anisotropie zurückgeführt. Aufgrund der geringen Versuchsanzahl mit horizontal orientierten Proben und der in der Literatur vorhandenen unterschiedlichen Auffassungen, sind ergänzende Untersuchungen zur Klärung erforderlich.

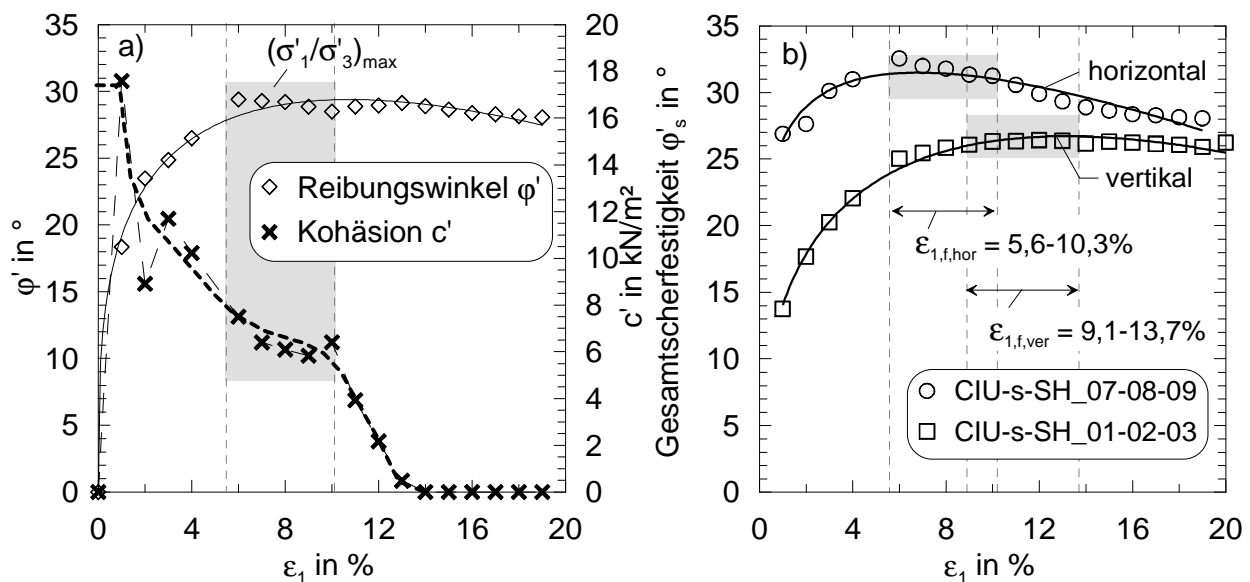


Bild 5.15: Mobilisierte Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton
(Projekt III – CIU-s-SH_07-08-09 – horizontal orientierte Proben)

5.3 Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei Elementversuchen

5.3.1 Eindimensionale Kompressionsbelastung

In den Bildern 5.16 bis 5.19 ist Dehnungsverhalten in Abhängigkeit der Spannung und Porenzahl als Mittelwert der jeweiligen Versuchsserien dargestellt. Die vollständigen Ergebnisse sind in Anhang C Bild C.1 bis C.4 zu finden. Die Versuche wurden nach *DIN 18135 (1999)* durchgeführt, wobei die wesentlichen Gleichungen zur Auswertung der eindimensionalen Kompressionsversuche im Anhang C in Tabelle C.1 zusammengestellt sind.

Insgesamt sind vier Versuchsserien mit jeweils 5 ungestörten zylindrischen Bodenelementen mit einem Durchmesser von $D = 71,4$ mm und einer Höhe von $h = 20,0$ mm durchgeführt worden. Detaillierte Angaben zu den Einbaubedingungen der einzelnen Versuche sind im Anhang C in den Tabellen C.2 bis C.5 aufgeführt.

Anhand repräsentativer Mittelwerte sind Mittelwerte für die jeweiligen Versuchsserien gebildet worden, die nachfolgend in den Bildern 5.16 bis 5.19 dargestellt sind. In Tabelle 5.2 sind die Kompressionsbeiwerte für die Erstbelastung C_c und für Ent- und Wiederbelastungsphasen C_s bzw. C_r nach Auswertung der Porenzahl e versus $\log(s')$ zusammengestellt. Eine alternative Auswertung der Porenzahl e versus den Logarithmus Naturalis $\ln(s')$ bezüglich der Kompressionsindizes I und k beziehungsweise I^* und k^* nach Gl. (5.12) und Gl. (5.13) sind in den jeweiligen Spannungsstauchungsdiagrammen angegeben. Für einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit empirischen Korrelationen wird an dieser Stelle auf eine ausführliche Zusammenstellung für weiche Böden in *Gebreselassie (2003)* und *Kempfert/Gebreselassie (2006)* verwiesen.

$$I^* = \frac{I}{1+e_0} = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1+e_0)} \quad (5.12)$$

$$k^* = \frac{k}{1+e_0} \approx \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1+e_0)} \quad (5.13)$$

Tabelle 5.2: Kompressionsbeiwerte für Kaolin und See- und Beckenton aus Konstanz

Versuchsserie	1 Kaolin	2 Projekt II	3 Projekt III	4 Projekt III ¹⁾
w_0 in %	41,3	19,84	33,0	30,00
e_0	1,182	0,567	0,823	0,864
C_c	0,179	0,0687	0,169	0,183
$C_{s,1}$	5,078E-03	3,625E-03	0,0168	0,0162
$C_{r,1}$	8,287E-03	3,394E-03	0,0140	0,0129
$C_{s,2}$	0,0239	7,439E-03	0,0359	0,0372
$C_{r,2}$	-	7,504E-03	-	-
$C_{s,3}$	-	9,611E-03	-	-
$C_c/C_{s,r,1}$ ²⁾	26,8	19,6	11,0	12,5
$C_c/C_{s,r,2}$ ²⁾	7,5	9,2	4,7	4,9
$C_c/C_{s,r,3}$ ²⁾	-	7,1	-	-

¹⁾ horizontal orientierte Proben; ²⁾ $C_{s,r}$ ist Mittelwert aus Schwell- und Wiederbelastungsbeiwert

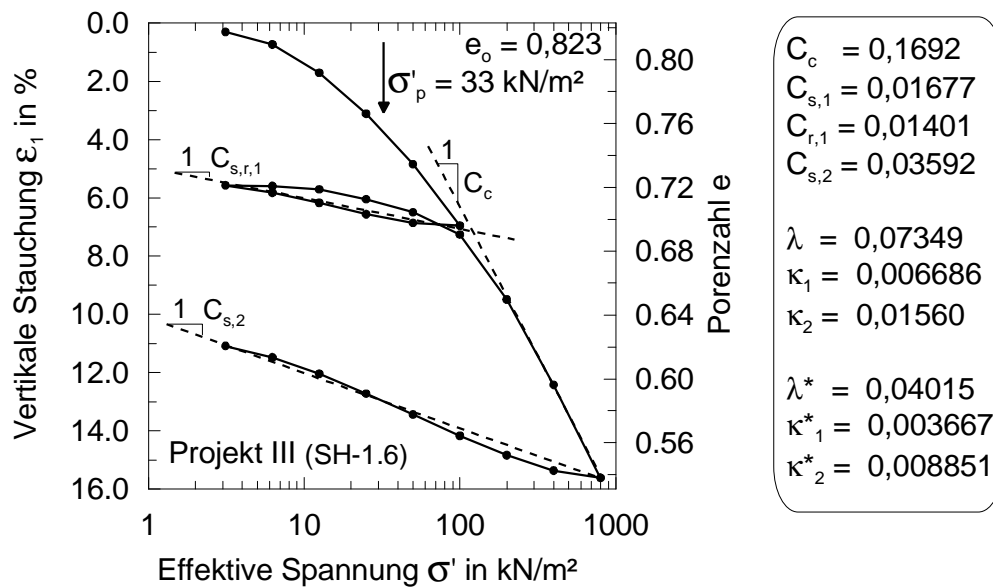


Bild 5.18: Spannungstauchungsdiagramm für Seeton (Projekt III: SH-1.6) bei eindimensionaler Kompression

Nach *Scherzinger (1991)* wurde für Konstanzer Seeton ein mittlerer Verhältniswert von in etwa $C_c/C_s = 5,0$ ermittelt, der bei den Versuchen dieser Arbeit erst ab einer bezogenen Porenzahländerung $e_o/e_s > 1,30$ beobachtet werden konnte. Ob die Anzahl der Ent- und Wiederbelastungsphasen oder die stetige Verringerung der Porenzahl den größeren Einfluss auf die beobachtete abnehmende Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit bei weichen normal-konsolidierten Böden hat, kann an dieser Stelle nicht abschließend geklärt werden. Weitere Untersuchungen sind daher erforderlich.

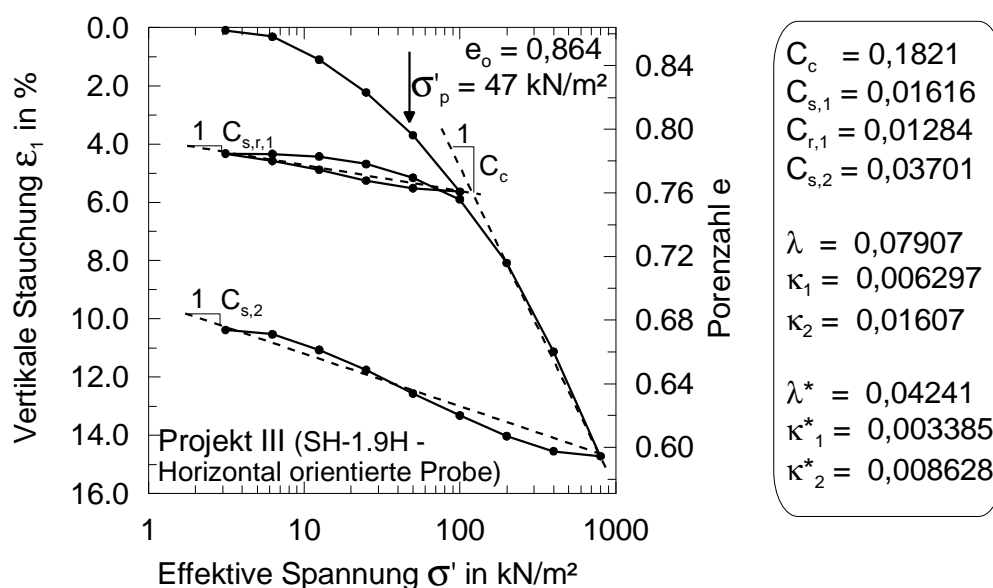
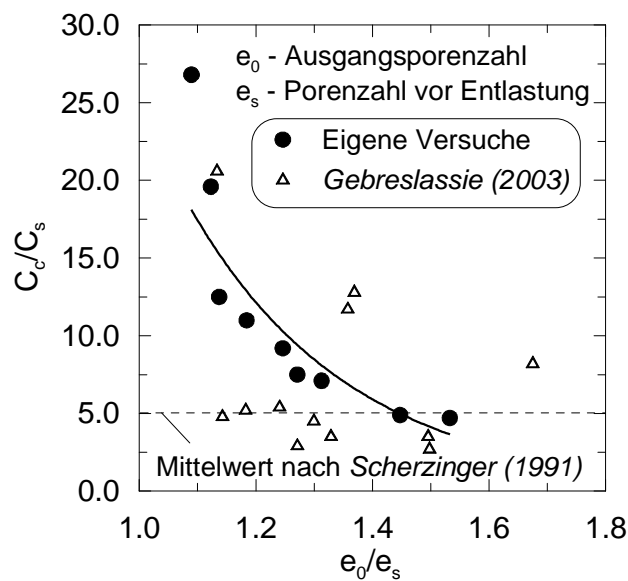


Bild 5.19: Spannungstauchungsdiagramm für Seeton (Projekt III: SH-1.9H – horizontal orientierte Proben) bei eindimensionaler Kompression

**Bild 5.20:**

Entlastungsverhalten weicher Böden bei eindimensionaler Kompression in Abhängigkeit der Porenzahländerung

Nach *Scherzinger (1991)* sollte aufgrund möglicher Probenstörungen der Wiederbelastungsbeiwert C_r erst bei Spannungen ermittelt werden, die mindestens doppelt so groß sind, wie die in situ Vorkonsolidierungsspannung s'_p . Eine zuverlässige Ermittlung der Vorkonsolidierungsspannung ist allerdings sehr stark von der Probenqualität abhängig. Mechanische Störungen infolge Probenausbau und Einbau in den Versuchstand können eine Unterschätzung verursachen, wohingegen das Schrumpfen infolge Austrocknung zu einer Überschätzung von s'_p führen kann. An dieser Stelle ist anzumerken, dass in der Literatur die Festlegung von s'_p kontrovers diskutiert wird. *Leroueil et al. (1993)* empfehlen zum Beispiel eine Erhöhung der im Labor ermittelten Spannung s'_p in Abhängigkeit des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR für die Übertragung auf in situ Verhältnisse. Wohingegen Auswertungen in *Scherzinger (1991)* auf der Grundlage einer Sekantenmethode eine Überschätzung der Spannung s'_p nach der *Casagrande*-Methode von etwa 20 % beschreiben. Die hier vorliegenden Vorkonsolidierungsspannungen wurden wegen dieser Unsicherheiten vereinfachend mit der Tangentenmethode nach *Casagrande* ermittelt und sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

Tabelle 5.3: Vorkonsolidierungsspannungen

	s'_v in kN/m ²	s'_p in kN/m ²	OCR
Kaolin	6,3	7,0	1,1
Projekt II	68,0	19,5	0,3
Projekt III	84,0	33,0	0,4
Projekt III (hor.)	50,4	47,0	0,9

Aufgrund der bei den Baugrubenmodellversuchen bekannten Belastungsgeschichte des Kaolins kann eine hinreichende Genauigkeit für die Ermittlung von s'_p mit der *Casagrande*-

Methode beschrieben werden. Die Proben von Projekt II und auch die vertikal orientierten Proben von Projekt III weisen jedoch auf eine mechanische Störung hin, die zum Verlust einer Erinnerung an die Vorkonsolidierungsspannung geführt haben könnte. Die horizontalen Proben von Projekt III, die eine sehr gute Übereinstimmung der einzelnen Versuchskurven aufweisen, ergeben eine horizontale Vorkonsolidierungsspannung von $\mathbf{s}'_{p,h} = 47,0 \text{ kN/m}^2$. Unter Berücksichtigung des Erdruchdruckbeiwertes $K_0 = 0,60$ beträgt die horizontale effektive Spannung $\mathbf{s}'_h = K_0 \cdot \mathbf{s}'_v = 50,4 \text{ kN/m}^2$, so dass hier normalkonsolidierte Verhältnisse angenommen werden können. Aufgrund der zuvor beschriebenen Einflüsse auf die Ermittlung von \mathbf{s}'_p ist allerdings eine gewisse Streubreite nicht auszuschließen. Bei der Ermittlung der effektiven Überlagerungsspannungen \mathbf{s}'_v sind infolge der Tiefgründung der Altbebauung keine Gebäudelasten berücksichtigt worden.

Die Steifemoduln für Erstbelastung E_s und Ent- und Wiederbelastung $E_{s(ur)}$ sind in Bild 5.21 mit Bezug auf eine Referenzspannung $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ für den Steifezahlansatz nach Gl. (C.37) nach *Ohde (1955)* zusammengestellt. Dieser berücksichtigt die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit.

Die doppeltlogarithmische Auftragung der normierten Steifemoduln bei eindimensionaler Kompression veranschaulicht die gute Übereinstimmung mit dem Potenzansatz nach *Ohde* anhand der einheitlichen Neigungen der Trendlinien. Der Steifezahlexponent n beträgt hierbei für das Kaolin und die horizontalen Proben von Projekt III in etwa $n = 0,70$ bis $0,85$ und für das Projekt II im Mittel $n = 1,00$. Für eine effektive Spannung $\mathbf{s}' = p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ sind in Tabelle 5.4 die Steifemoduln $E_{s,ref}$ und die mittleren Steifigkeitsverhältnisse $E_{s(ur),ref} / E_{s,ref}$ sowohl für die jeweiligen Belastungsphasen als auch für die gemittelte Entlastungssteifigkeit zusammengestellt. Anhand der Steifigkeitsverhältnisse bei den verschiedenen Entlastungsphasen, wird die bereits bei den Kompressionsbeiwerten beschriebene Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens weicher Böden bei Ent- und Wiederbelastung von dem vorausgehenden maximalen Spannungsniveau \mathbf{s}'_m deutlich.

Mit dem Einbau von um 90° gedrehten Proben der Versuchsserie von Projekt III, ist der Einfluss der inhärenten Anisotropie (strukturbedingt) bei eindimensionalen Kompressionsversuchen untersucht worden. Da der Ausgangszustand mit $e_0 = 0,82$ (vertikale Proben) $e_0 = 0,86$ (horizontale Proben) bei beiden Serien vergleichbar ist, können direkte Rückschlüsse gewonnen werden. Für eine Referenzspannung $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ beträgt das Steifigkeitsverhältnis $E_{s,v} / E_{s,h} = 1,21$ und bei Ent- und Wiederbelastung $E_{s(ur),v} / E_{s(ur),h} = 1,27$ und $1,14$.

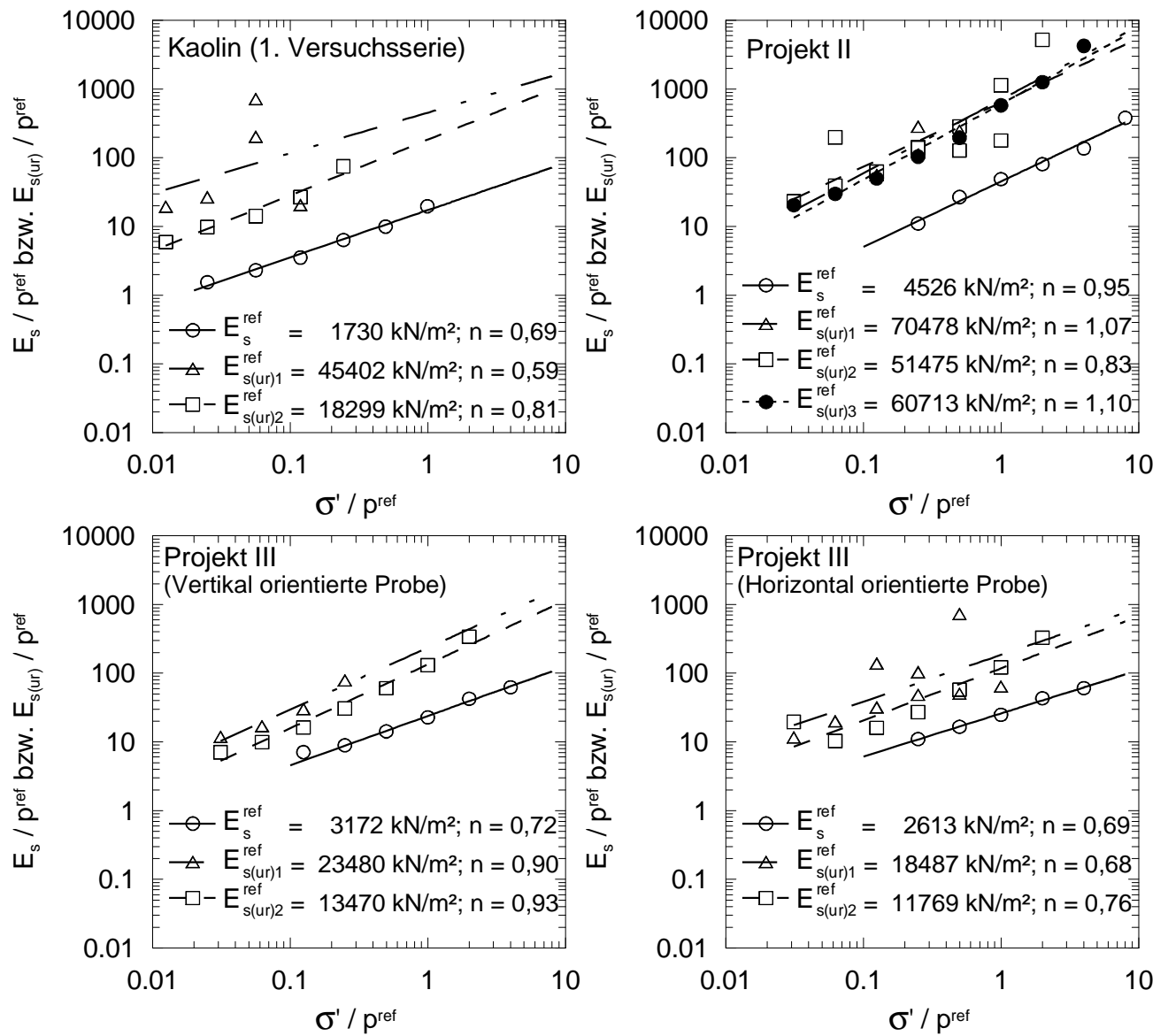


Bild 5.21: Steifemoduln für eindimensionale Kompression für Kaolin sowie See- und Beckenton (Erst-, Ent- und Wiederbelastung)

Tabelle 5.4: Steifemoduln bei eindimensionaler Kompression für Kaolin und See- und Beckenton aus Konstanz

Versuchsserie	1	2	3	4
	Kaolin	Projekt II	Projekt III	Projekt III ¹⁾
$n^{2)}$	0,70	0,99	0,85	0,71
$E_{s,ref}$	1730,0	4526,0	3172	2613,0
$E_{s(ur),1,ref}/E_{s,ref}$	26,2	15,6	7,4	7,1
$E_{s(ur),2,ref}/E_{s,ref}$	10,6	11,4	4,2	4,4
$E_{s(ur),3,ref}/E_{s,ref}$	-	13,4	-	-
$E_{s(ur),m,ref}/E_{s,ref}$ ³⁾	18,4	13,5	5,8	5,8

¹⁾ horizontal orientierte Proben; ²⁾ Mittelwert;

³⁾ $E_{s(ur),m,ref}$ ist Mittelwert aus Ent- und Wiederbelastungsphasen; $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$

5.3.2 Triaxiale Kompressionsbelastung

Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei triaxialer Kompressionsbelastung nach Bild 3.1b) wurde mit mehr als 70 dränierten und undrännierten isotropen Triaxialversuchen untersucht. Eine umfangreiche Zusammenstellung der Versuchsrandbedingungen und Ergebnisse ist für die dränierten Versuche im Anhang C.3 und für die undrännierten Versuche im Anhang C.4 zu finden. Die Beziehungen zur Ermittlung der Steifigkeiten in Form des Anfangstangentenmodul E_i , des Sekantenmodul E_{50} und des Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} sind in Tabelle C.8 (Anhang C.2) angegeben.

In Bild 5.22 sind die Steifemoduln bei dränierten Versuchen und in Bild 5.23 bei undrännierten Versuchen für die jeweiligen Bodenarten zusammengestellt. Für die Ermittlung des Sekantenmodul E_{50} ist als Bruchkriterium die maximale Deviatorspannung verwendet worden. Ein Vergleich mit dem Sekantenmodul bei Anwendung anderer Bruchkriterien, wie z.B. das maximale Hauptspannungsverhältnis, ist im Anhang C dargestellt. Bei den undrännierten Versuchen wurde die effektive Konsolidationsspannung $s'_{3,c}$ als Bezugsgröße zur Auswertung der spannungsabhängigen Steifigkeit verwendet.

Während die effektive Scherfestigkeit vergleichsweise invariant von den Entwässerungsbedingungen ist, wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten davon in einem größeren Umfang beeinflusst. Unter der Voraussetzung eines ideal elastischen Bodenverhaltens ist der Schubmodul G unabhängig von den Entwässerungsbedingungen, da das Wasser im Boden keine

Scherfestigkeit besitzt. Hierdurch entsteht zwischen der dränierten Steifigkeit E und der undränierten Steifigkeit E_u der Zusammenhang

$$\frac{E_u}{2 \cdot (1 + u_u)} = G_u = G = \frac{E}{2 \cdot (1 + u)} \quad (5.14)$$

Für den undränierten Fall ergibt sich aus der Voraussetzung des volumenkonstanten Verhaltens mit $D\mathbf{e}_v = 0$ die undränierte Querdehnzahl $u_u = 0,5$. Nach *Wroth/Houlsby (1985)* kann für den dränierten Fall die effektive Querdehnzahl mit $\nu = 0,12$ bis $0,35$ abgeschätzt werden. Hieraus ergibt sich für das Steifigkeitsverhalten bei undränierten und dränierten Triaxialversuchen ein Verhältniswert von

$$\frac{E_u}{E} = 1,11 \text{ bis } 1,34 \quad (5.15)$$

Die Steifigkeitsverhältnisse wurden in dieser Arbeit für den Anfangstangentenmodul E_i zu $E_u/E = 1,23$ und $1,22$ für Kaolin und Seeton von Projekt III bestimmt und liegen somit innerhalb der empirischen Grenzen. In *Gebreselassie (2003)* sind für Konstanzer Seeton vergleichbare Werte von $E_u/E = 1,08$ bis $1,29$ ermittelt worden. Das Steifigkeitsverhältnis bei den Versuchen von Projekt II mit $E_u/E = 0,52$ (Tabelle 5.6) ist auf die im Allgemeinen bekannte Schwierigkeit bei der Ermittlung des Anfangstangentenmodul bei weichen Böden zurückzuführen.

Die hier angewendete Methode zur Ermittlung des Anfangstangentenmodul basiert auf dem hyperbolischen Spannungs-Dehnungsansatz nach *Kondner (1963)*, siehe auch Gl. (C.33) im Anhang C.2. In Anlehnung an *Duncan/Chang (1970)* wurde die Spannungs-Dehnungs-Beziehung in transformierter Darstellung mit einer Ausgleichsgeraden durch die Spannungen bei 70 und 95 % der Bruchspannungen linearisiert. Ein nicht hyperbolischer Spannungs-Dehnungsverlauf führt dabei in der Regel zu einer Unterschätzung des Anfangstangentenmodul E_i bei kleinen Dehnungen. Die durchgeführten Versuche weisen insbesondere für die undränierten Triaxialversuche von Projekt II (Tabelle C.40 und C.41) Spannungs-Dehnungsverläufe auf, die nicht durch den hyperbolischen Ansatz in der transformierten Darstellung linearisiert werden konnten. In dem Finite Elemente Programm PLAXIS wird auf den elastischen Anfangstangentenmodul verzichtet und stattdessen zum Beispiel bei dem Hardening Soil Model der Sekantenmodul E_{50} verwendet. Das entsprechende Steifigkeitsverhältnis beträgt für Kaolin $E_{50,u}/E_{50} = 0,79$ und für Seeton $2,27$ und $2,04$, wobei hier die Voraussetzungen der Elastizitätstheorie für den Verhältniswert nach Gl. (5.16) nicht mehr gültig sind.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von dem untersuchten Kaolin weist gegenüber den Seetonen von den Projekten aus Konstanz mit $E_{50,ref} = 1860 \text{ kN/m}^2$ etwas geringere Steifigkeiten auf. Anhand der Darstellung der Steifemoduln bei dränierten Versuchen in Bild 5.22 wird

die hohe Anfangssteifigkeit bei dem Seeton von Projekt II mit $E_{ur,ref}/E_{i,ref} = 1,2$ deutlich, die bei den undrÄnirten Versuchen sogar ein VerhÄltniswert von $E_{ur,ref}/E_{50,ref} = 1,4$ aufweisen.

Eine Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender Spannung ist bei allen Versuchen anhand des Steifeexponenten mit $n < 1,0$ festzustellen. In der Praxis wird der Exponent n im Allgemeinen auf $n_{max} = 1,0$ begrenzt, der eine lineare Zunahme der Steifigkeit beschreibt. Die Ergebnisse der durchgeföhrtten Versuche und auch aus *Gebreselassie (2003)* beschreiben aber bei weichen BÖden auch überproportionale Zunahmen der Steifigkeit mit der Tiefe beziehungsweise mit der effektiven Spannung ($n > 1,0$). Dies trifft insbesondere für den Seeton von Projekt III, aber auch für die undrÄnirten Versuche an Kaolin zu.

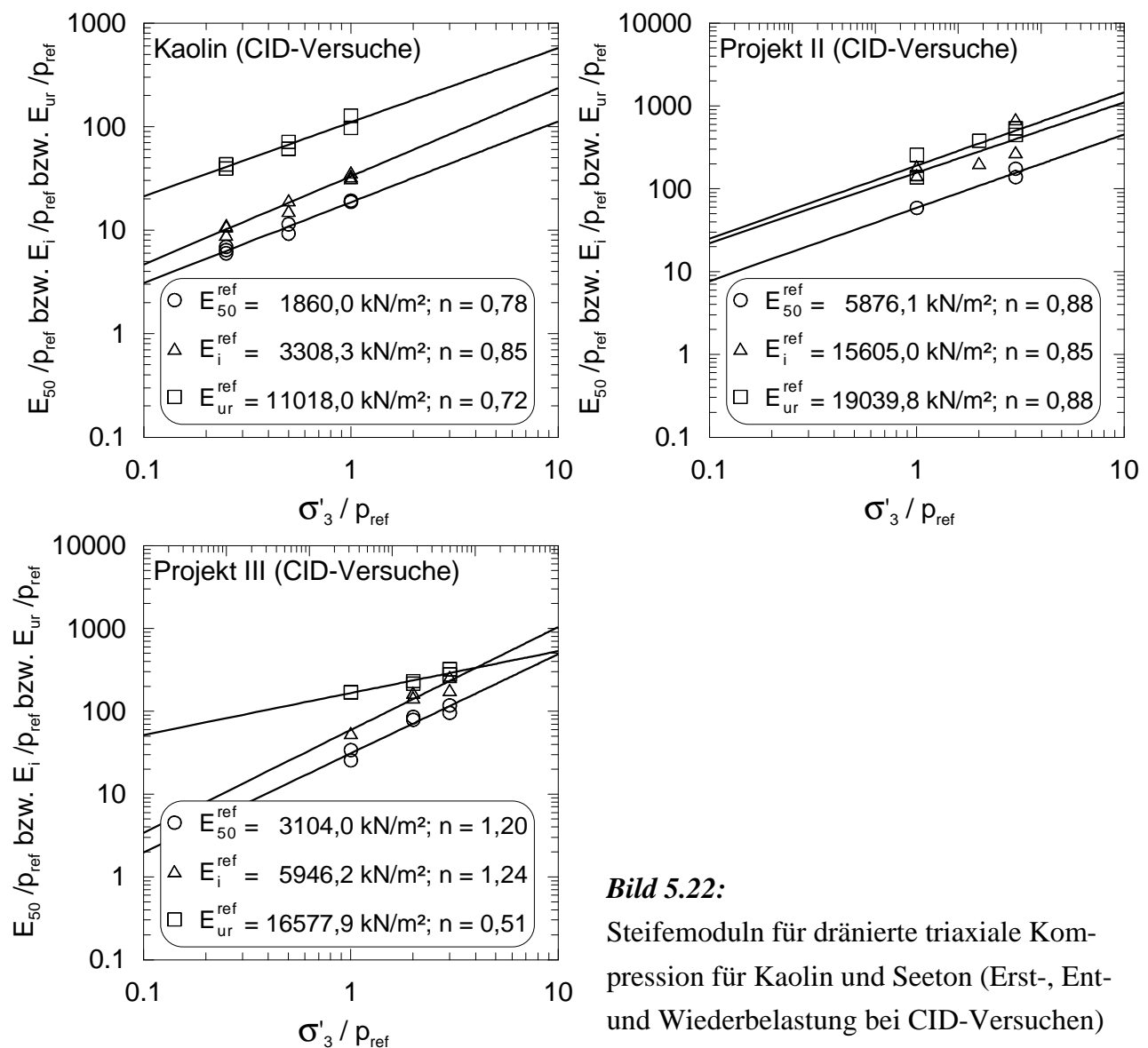


Bild 5.22:

Steifemoduln für drÄnirte triaxiale Kompression für Kaolin und Seeton (Erst-, Ent- und Wiederbelastung bei CID-Versuchen)

Als besonders kritisch ist hingegen die im Vergleich zur Sekantensteifigkeit überproportionale Abnahme der Entlastungssteifigkeit bei den Seetonen zu bezeichnen, die durch geringere Stei-

feexponenten mit $n_{ur} < n_{50}$ gekennzeichnet sind. Dieses Verhalten wurde bereits bei der eindimensionalen Kompression festgestellt und ist bei Baugruben mit einem überwiegenden Entlastungsverhalten unbedingt zu berücksichtigen. Bei praktischen Berechnungen wird die Entlastungssteifigkeit in der Regel als ein Vielfaches der Sekantensteifigkeit mit $E_{ur,ref}/E_{50,ref} = 3,0$ bis 6,0 berücksichtigt, wobei identische Steifeexponenten $n_{ur} = n_{50}$ vorausgesetzt werden. In der vorliegenden Arbeit beträgt die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} in etwa das 3,2 bis 5,3-fache der Sekantensteifigkeit bei dränierten und das 1,5-fache bei undrännierten Versuchen.

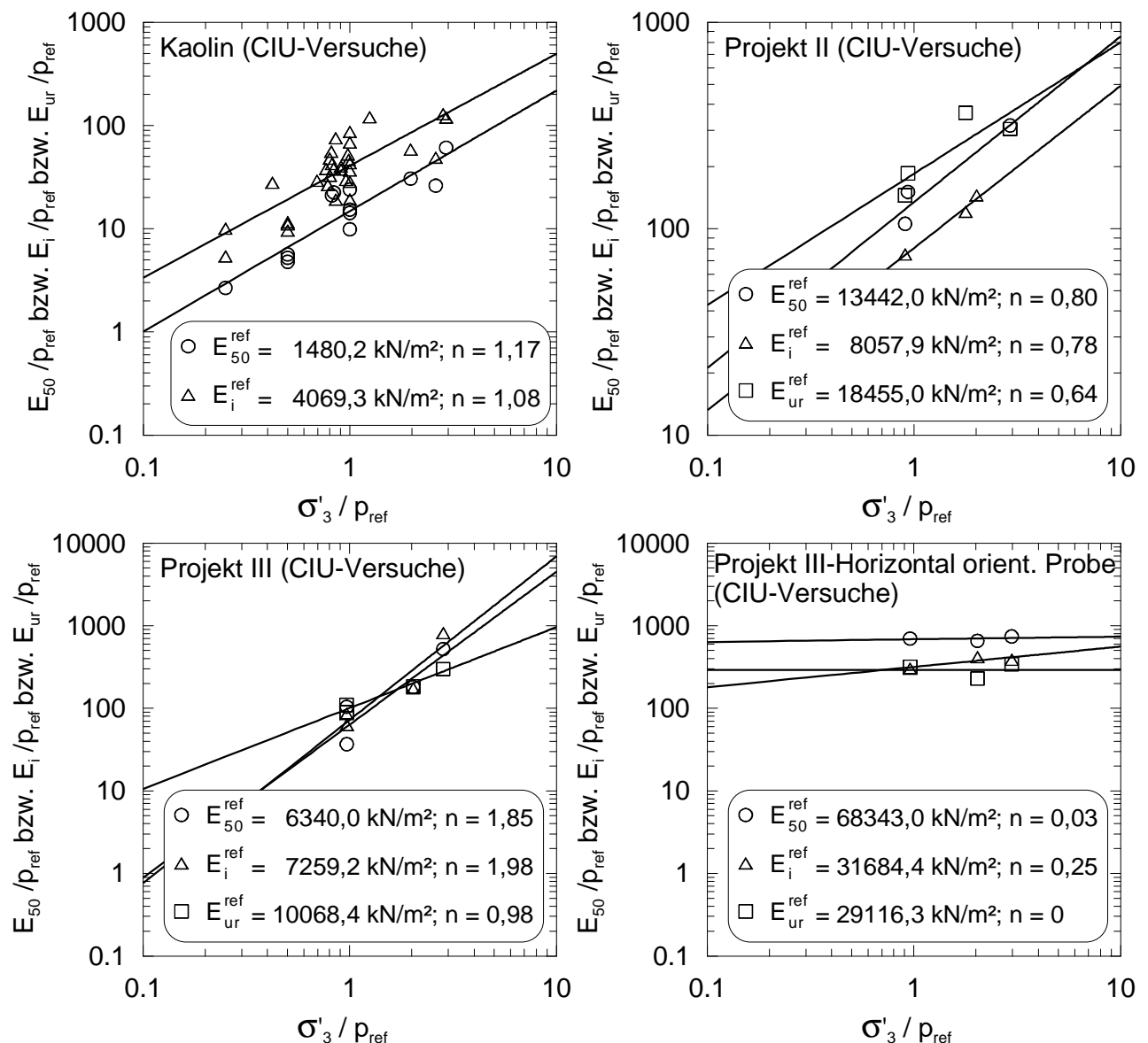


Bild 5.23: Steifemoduln für undrännierte triaxiale Kompression für Kaolin und Seeton (Erst-, Ent- und Wiederbelastung bei CIU-Versuchen)

Zur Untersuchung der strukturellen Anisotropie weicher Böden bei triaxialer Kompression, sind zwei zusätzliche Serien undrännierter Triaxialversuche mit horizontal orientierten Proben durchgeführt worden. Hierbei wurden extrem hohe Sekantensteifigkeiten festgestellt,

die aufgrund der geringen Versuchsanzahl zunächst kritisch zu betrachten sind. Die horizontale Sekantensteifigkeit ist dabei um den Faktor 10,8 und die Entlastungssteifigkeit um den Faktor 2,9 größer als bei vertikal orientierten Proben. Bereits in *Raabe (1984)* ist von einer um bis zu 100 % größeren horizontalen Steifigkeit von überkonsolidiertem Londoner Ton berichtet worden. Für weichen Konstanzer Seeton wurde bereits in *Gebreselassie (2003)* entgegen der allgemein verbreiteten Auffassung, wie z.B. in *Parry/Wroth (1981)* und *Lin/Penumadu (2005)*, eine um den Faktor 1,1 bis 2,2 höhere horizontale Steifigkeit festgestellt.

Tabelle 5.5: Steifigkeitsverhältnisse bei Kompressionsbelastung für Kaolin

	$E_{i,ref}$ kN/m ²	$E_{50,ref}$ kN/m ²	$E_{ur,ref}$ kN/m ²	E_i/E_{50}	E_{ur}/E_i	E_{ur}/E_{50}	n_{Ei}	n_{E50}	n_{Eur}
dräniert	3308	1860	11018	1,8	5,9	3,3	0,85	0,78	0,72
undräniert	4069	1480	-	2,7	-	-	1,08	1,17	-
E_u/E	1,23	0,79	-						

Tabelle 5.6: Steifigkeitsverhältnisse bei Kompressionsbelastung für Projekt II

	$E_{i,ref}$ kN/m ²	$E_{50,ref}$ kN/m ²	$E_{ur,ref}$ kN/m ²	E_i/E_{50}	E_{ur}/E_i	E_{ur}/E_{50}	n_{Ei}	n_{E50}	n_{Eur}
dräniert	15605	5876	19040	2,7	1,2	3,2	0,85	0,88	0,88
undräniert	8058	13442	18455	0,6	2,3	1,4	0,78	0,80	0,64
E_u/E	0,52	2,27	0,97						

Tabelle 5.7: Steifigkeitsverhältnisse bei Kompressionsbelastung für Projekt III

	$E_{i,ref}$ kN/m ²	$E_{50,ref}$ kN/m ²	$E_{ur,ref}$ kN/m ²	E_i/E_{50}	E_{ur}/E_i	E_{ur}/E_{50}	n_{Ei}	n_{E50}	n_{Eur}
dräniert	5946	3104	16578	1,9	2,8	5,3	1,24	1,20	0,51
undräniert	7259	6340	10068	1,1	1,4	1,6	1,98	1,85	0,98
E_u/E	1,22	2,04	0,61						

Tabelle 5.8: Steifigkeitsverhältnisse bei Extensionsbelastung für Projekt III
(horizontal orientierte Probe)

	$E_{i,ref}$ kN/m ²	$E_{50,ref}$ kN/m ²	$E_{ur,ref}$ kN/m ²	E_i/E_{50}	E_{ur}/E_i	E_{ur}/E_{50}	n_{Ei}	n_{E50}	n_{Eur}
CIU-H	31684	68343	29116	0,5	0,9	0,4	0,25	0,03	0
CIU: H/V	4,36	10,78	2,89						

5.3.3 Triaxiale Spannungspfadbelastung

Die Vorteile bei der Untersuchung der bodenmechanischen Eigenschaften mit der Spannungspfadmethode sind bereits von *Lambe (1967)* und *Lambe/Marr (1979)* beschrieben worden. Insbesondere die Berücksichtigung der Spannungsänderungen vor, während und nach der Baumaßnahme erfordern eine in der Regel von den standardmäßig durchgeführten eindimensionalen und triaxialen Kompressionsversuchen abweichende Untersuchungsmethode. In der Literatur sind bereits eine Vielzahl von Untersuchungen zur Spannungspfadabhängigkeit des Bodenverhaltens veröffentlicht, die aber überwiegend überkonsolidierte Böden betreffen, siehe z.B. *Som (1968)*, *Raabe (1984)*, *Ng (1999)*, *Garga et al. (2006)*. Für weiche normalkonsolidierte Böden liegen hingegen vergleichsweise wenige Erkenntnisse vor. So ist in der Arbeit von *Mes-serklinger (2006)* der Einfluss der Spannungsgeschichte und der Anisotropie mit dränierten unstetigen Spannungspfaden untersucht worden. Für normalkonsolidierten Seeton wurde mit einer Rückrechnung aus der transversal-isotropen (cross-anisotropy) Steifigkeitsmatrix des anisotropen Bodenmodells nach *Graham/ Houlsby (1983)* ein Verhältnis von $E_v/E_h = 1,7$ ermittelt. *Gebreselassie (2003)* führte stetige Spannungspfade im Kompressionsbereich bei anisotrop konsolidierten undrännierten Triaxialversuchen durch. Der Einfluss der Spannungspfadabhängigkeit im Extensionsbereich auf das undrännierte Spannungs-Dehnungs-Verhalten von normalkonsolidierten weichen Böden blieb in der Regel unberücksichtigt. In dem Abschnitt 4 sind bereits für idealisierte Verbaukonstruktionen charakteristische Spannungsverlaufszonen definiert worden. Zur Untersuchung der Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit und der Porenwasserdruckentwicklung wurden daher insgesamt 18 anisotrop konsolidierte undrännierte Spannungspfadversuche mit normalkonsolidiertem Kaolin und Seeton von den beiden Projekten aus Konstanz durchgeführt, siehe auch Tabelle 5.9.

Tabelle 5.9: Übersicht der durchgeführten Spannungspfadversuche (CAU)

Spannungspfad	Neigung β	Spannungsänderung	Kaolin	Seeton (P-II)	Seeton (P-III)
TSP-A	45°	$\Delta \mathbf{s}_a$ - zunehmend	3	1	1
		$\Delta \mathbf{s}_r$ - konstant			
TSP-B	135°	$\Delta \mathbf{s}_a$ - konstant	1	1	1
		$\Delta \mathbf{s}_r$ - abnehmend			
TSP-D	225°	$\Delta \mathbf{s}_a$ - abnehmend	3	1	1
		$\Delta \mathbf{s}_r$ - konstant			
TSP-E	315°	$\Delta \mathbf{s}_a$ - konstant	1	1	1
		$\Delta \mathbf{s}_r$ - zunehmend			
TSP-F	270°	$\Delta \mathbf{s}_a$ - abnehmend	-	1	1
		$\Delta \mathbf{s}_r$ - zunehmend			

Die Spannungspfade sind mit automatischer Kraftsteuerung und manueller Steuerung des Zellen-drucks geregelt worden. Eine Darstellung des Versuchsstandes, der für die Spannungspfadversuche mit einer zugfesten Kupplung zwischen Kopfplatte und Stempel modifiziert wurde, ist im Anhang C.2 wiedergegeben. Darüber hinaus sind dort auch die allgemein bekannten Gleichungen zur Auswertung und Durchführung der Versuche zusammengestellt.

In Bild 5.25 sind die effektiven Spannungspfade und in Bild 5.25 das Spannungs-Dehnungs-Verhalten und die Porenwasserdruckentwicklung dargestellt. Für weitere Versuchsergebnisse und den zugrunde liegenden Randbedingungen wird auf Anhang C.6 verwiesen.

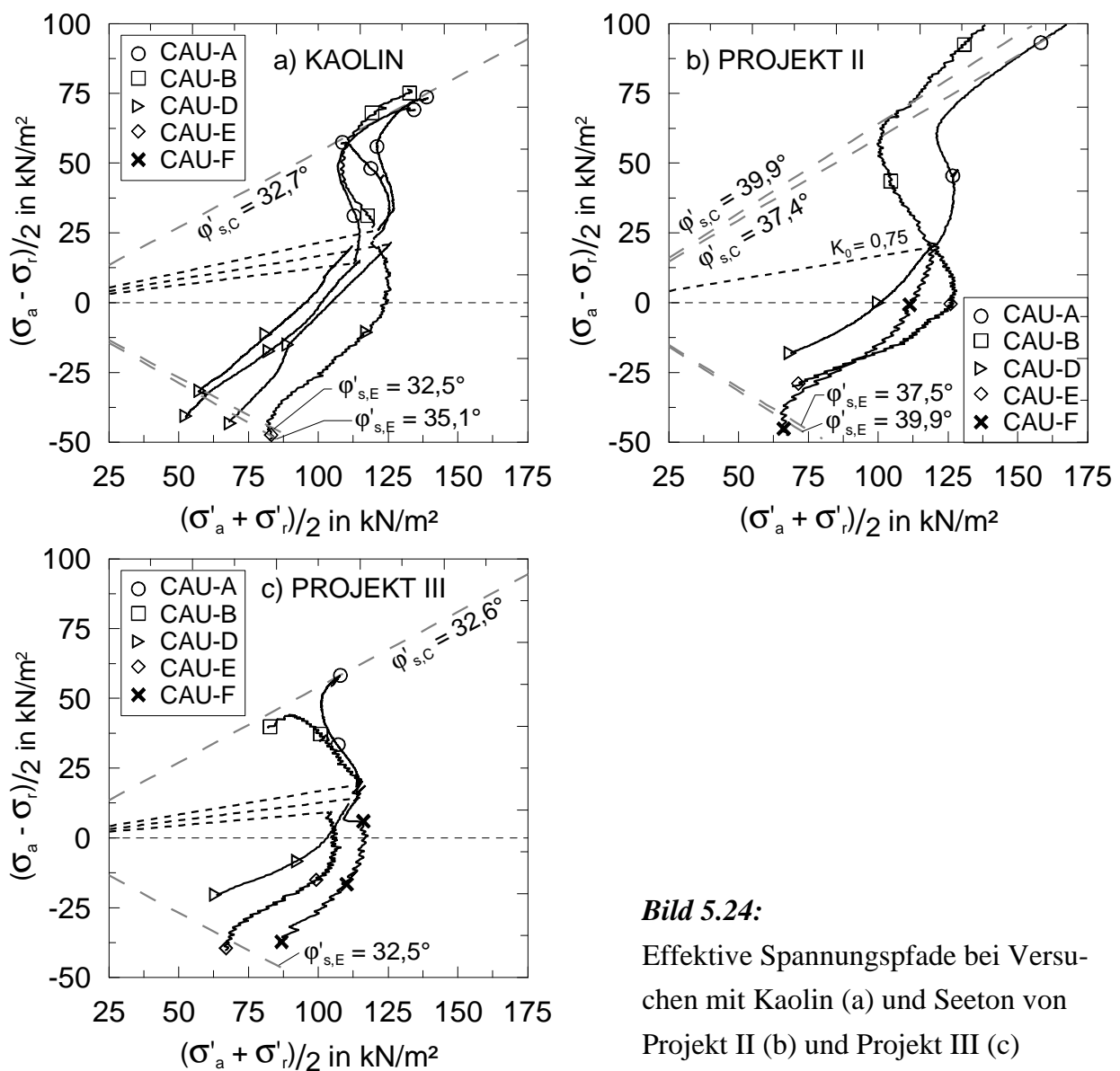


Bild 5.24:

Effektive Spannungspfade bei Versuchen mit Kaolin (a) und Seeton von Projekt II (b) und Projekt III (c)

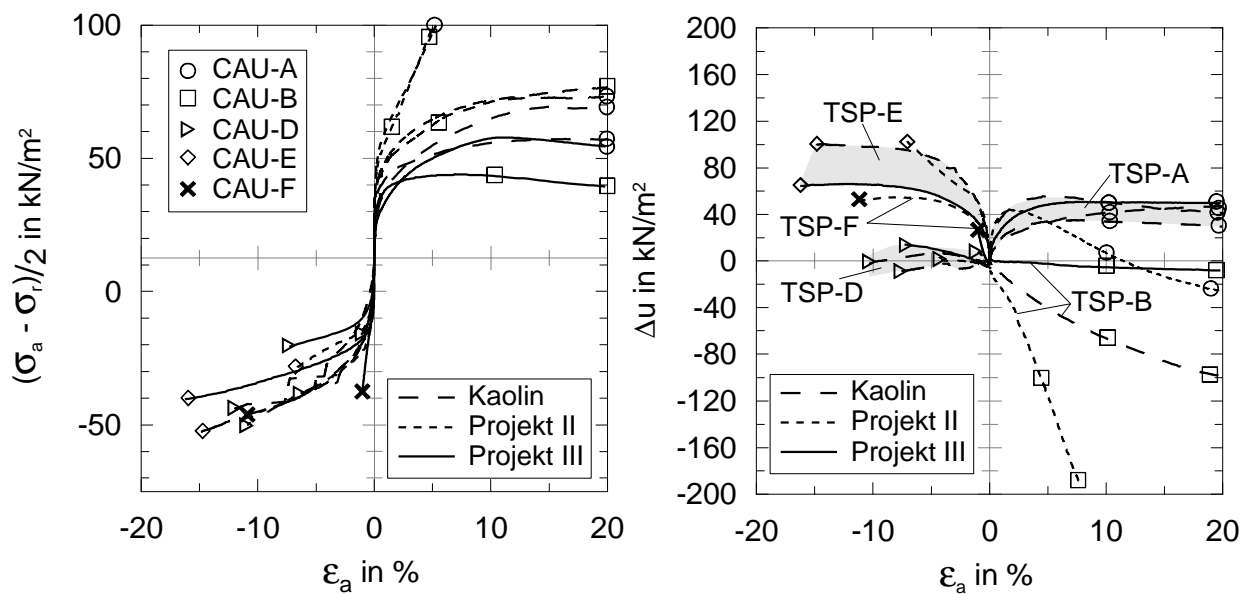


Bild 5.25: Spannungs-Dehnungs-Verhalten (links) und Porenwasserdruckänderung (rechts) in Abhängigkeit triaxialer Spannungspfade

Für die durchgeführten Spannungspfadversuche ist der Bruchzustand mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit j'_s definiert worden und in Tabelle 5.10 zusammengestellt. Es fällt eine allgemeine Zunahme der effektiven Scherfestigkeit um etwa 5° bis 8° gegenüber den isotrop konsolidierten Versuchen auf. Besonders stark ist der Festigkeitszuwachs bei den Versuchen von Projekt II, die wie bereits beschrieben wurde auch größere Steifigkeiten aufweisen. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass nicht bei allen Versuchen ein eindeutiges Bruchkriterium festgestellt worden ist. So wurde z.B. bei der Kompressionsentlastung (TSP-B) der Versuch bei einer horizontalen Entlastung der Probe auf $s_r = 0$ kN/m² abgebrochen, da ein vergleichbarer Zustand in situ nicht wieder zu finden ist. Sofern kein hinreichendes Bruchkriterium vorhanden war, wurde vereinfachend der Bruchzustand anhand der Scherfestigkeit bei TSP-A als Referenz verwendet.

Tabelle 5.10: Winkel der Gesamtscherfestigkeit j'_s

Spannungspfad	Kaolin	Seeton (P-II)	Seeton (P-III)
CIU bzw. CID	27,3°	30,7°	27,1°
TSP-A	32,7°	37,4°	32,6°
TSP-B	35,4°	39,9 ^{o1)}	29,5°
TSP-D	35,1 ^{o4)}	37,8 ^{o2)}	32,4 ^{o2)}
TSP-E	32,5 ^{o3)}	37,5 ^{o2)}	32,7 ^{o4)}
TSP-F	-	39,4 ^{o4)}	32,5 ^{o2)}

Bruchkriterien: ¹⁾ $s_r = 0$; ²⁾ extrapoliert; ³⁾ interpoliert; ⁴⁾ Δu_{\max}

Die Definition des Bruchkriteriums hat keinen weiteren Einfluss auf die Ermittlung der Sekantensteifigkeit, da bei allen Versuchen das Spannungs-Dehnungs-Verhalten ausreichend untersucht werden konnte.

In Tabelle 5.11 sind die Sekantenmoduln E_{50} (siehe auch Bild 3.1b) in Abhängigkeit der totalen Spannungspfade gegenübergestellt. Eine Auswertung mit dem Hyperbelansatz nach *Kondner* zur Ermittlung des Anfangstangentenmodul E_i war sehr problematisch, da eine Linearisierung der transformierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung oft erfolglos blieb. Diese Schwierigkeiten bei der Ermittlung von E_i bei normalkonsolidierten Böden sind bekannt und wurden bereits von *Schanz et al. (1999)* und *Gebreselassie (2003)* berichtet.

Für die Sekantenmoduln E_{50} ist eine allgemeine Zunahme der Steifigkeit mit der Variation des Spannungspfades festgestellt worden. Während für das Kaolin überwiegend nur im Extensionsbereich eine Zunahme um den Faktor 3 eingetreten ist, wurden für den Seeton Erhöhungen bis zum 9-fachen der Sekantensteifigkeit bei Kompressionsbelastung ermittelt. In Abhängigkeit der Bodenart sind in Bild 5.26 die Verhältniswerte der Steifigkeiten aufgetragen.

Tabelle 5.11: Spannungspfadabhängige Sekantensteifigkeit (CAU-Versuche)

Spannungs- pfad	Kaolin		Seeton (P-II)		Seeton (P-III)	
	$E_{50,TSP}$ in kN/m ²	E_{TSP} / E_{TSP-A}	$E_{50,TSP}$ in kN/m ²	E_{TSP} / E_{TSP-A}	$E_{50,TSP}$ in kN/m ²	E_{TSP} / E_{TSP-A}
TSP-A	3925,2	1,0	3192,3	1,0	3427,8	1,0
TSP-B	4671,0	1,2	28739,3	9,0	17463,2	5,1
TSP-D	13485,5	3,4	24896,4	7,8	4567,6	1,3
TSP-E	12461,7	3,2	16938,5	5,3	9949,8	2,9
TSP-F	-	-	27783,0	8,7	14510,0	4,2

Bei dem Seeton von Projekt II ist der Steifigkeitszuwachs am größten. Für Entlastungspfade beträgt der Faktor in etwa 8 und bei Extensionsbelastung 5,3. Der Seeton von Projekt III hingegen weist Werte zwischen 3 und 5 auf. Lediglich bei Extensionsentlastung beträgt der Steifigkeitszuwachs nur 30 %.

Für die undrnierten Standardversuche ist die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} mit dem 1,5-fachen Wert des Sekantenmodul E_{50} ermittelt worden. Die Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit von normalkonsolidierten weichen Böden führt bei den Entlastungspfaden (TSP-B, -D und auch -F), die bei Baugruben das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bestimmen, zu einer Erhöhung der Steifigkeit um 22 bis zu 73 % gegenüber dem bisher maßgebenden

Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} bei Standardversuchen. Lediglich für Kaolin wurde bei TSP-B eine Sekantensteifigkeit $E_{50,TSP-B}$ kleiner als E_{ur} ermittelt. Für den TSP-D beim Projekt III beträgt das Verhältnis $E_{50,TSP-D} / E_{ur}$ sogar 4,53. Das Materialverhalten bei einer Extensionsbelastung (TSP-E) ergibt näherungsweise mit $E_{50,TSP-E} = E_{ur}$ gleiche Steifigkeitsverhältnisse. $E_{50,TSP-E} / E_{ur}$ beträgt hier 1,13 (Kaolin), 0,92 (Projekt II) und 0,99 (Projekt III).

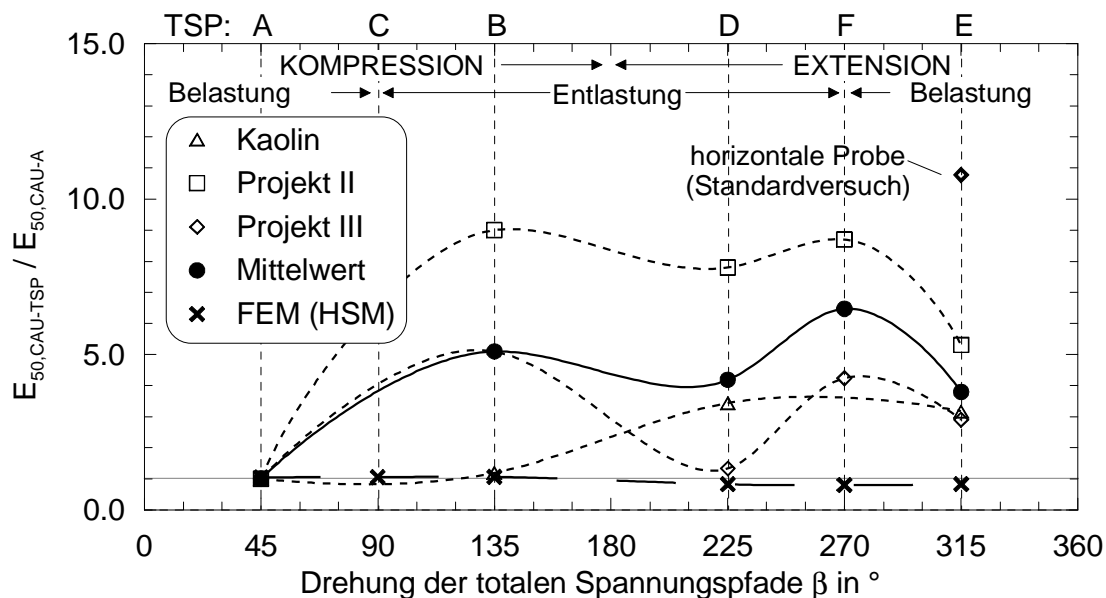


Bild 5.26: Spannungspfadabhängige Steifigkeitsverhältnisse bei weichen Böden

Die Spannungspfadversuche zeigen sehr deutlich eine starke Richtungsabhängigkeit der Steifigkeit. Diese spannungspfadabhängige Steifigkeit ist auf die Anisotropie der weichen Böden zurückzuführen. Für die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden, mit überwiegender Beanspruchung im Extensionsbereich, ist demnach die Auswirkung des richtungsabhängigen anisotropen Materialverhaltens nicht zu vernachlässigen. In Bild 5.26 sind für den direkten Vergleich zusätzlich die Steifigkeitsverhältnisse für das Hardening Soil Modell (HSM) unter Verwendung einheitlicher Eingabeparameter angegeben. Die Steifigkeitsverhältnisse betragen im Kompressionsbereich einheitlich $E_{TSP} / E_{TSP-A} = 1,05$ und im Extensionsbereich $E_{TSP} / E_{TSP-A} = 0,80$.

Die Porenwasserdruckentwicklung hat bei Baugruben in weichen Böden einen erheblichen Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. In Bild 5.25 ist bereits die spannungspfadabhängige Porenwasserdruckentwicklung Du dargestellt worden. Von besonderer Bedeutung sind hier die Spannungspfade TSP-D, -E und -F im Extensionsbereich, die eine kritische Porenwasserüberdruckentwicklung aufweisen. Der Porenwasserüberdruck nimmt dabei mit der Drehung des totalen Spannungspades im Uhrzeigersinn von der Extensionsbelastung (TSP-E) bis zur Extensionsentlastung (TSP-D) ab. Obwohl die Porenwasserdruckentwicklung bei TSP-D gering ist, konnte bei allen Versuchen ein Porenwasserüberdruck bei Erreichen des

Bruchzustandes festgestellt werden. Wohingegen Spannungspfadversuche an überkonsolidierten Tonen in *Raabe (1984)* bei Extensionsentlastung eine ausgeprägte Porenwasserunterdruckentwicklung mit zunehmender Dehnung aufweisen.

In Bild 5.27 sind die Porenwasserdruckbeiwerte A_f im Bruchzustand für die jeweiligen Spannungspfade aufgetragen. Die Streuungen der Porenwasserdruckbeiwerte für die unterschiedlichen Bodenarten sind vergleichsweise gering, so dass ein repräsentativer Mittelwert das Porenwasserdruckverhältnis im Bruchzustand beschreiben kann.

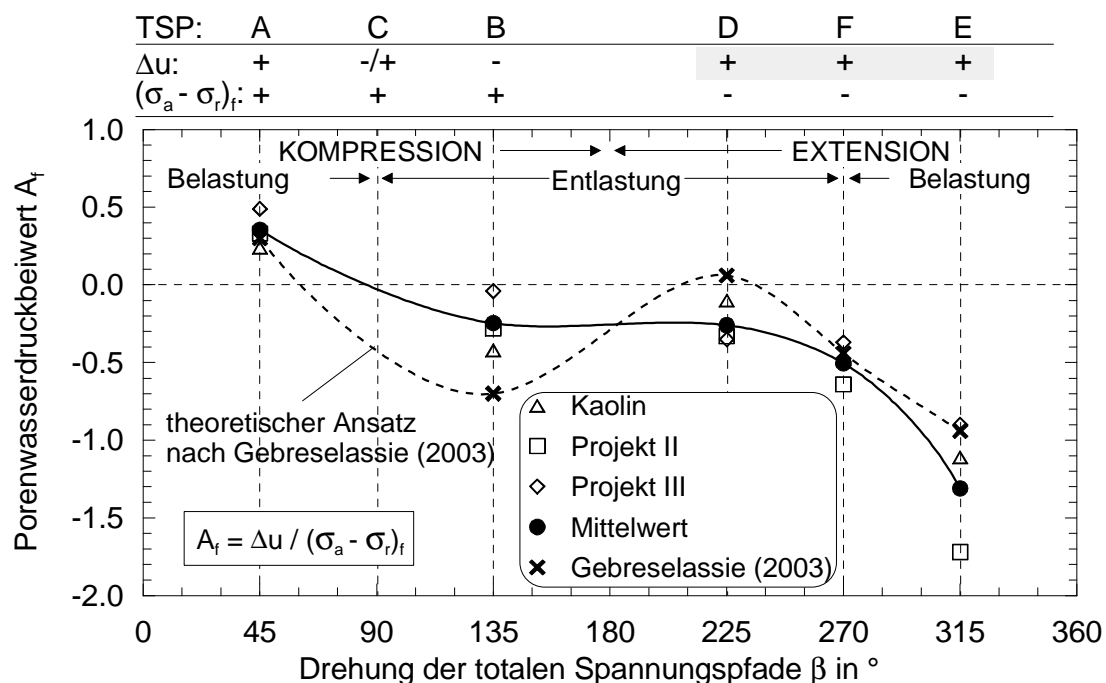


Bild 5.27: Spannungspfadabhängigkeit des Porenwasserdruckbeiwertes A_f für den Bruchzustand

Bereits *Franke (1980)* hat die Abhängigkeit des Porenwasserdruckbeiwertes von der Hauptspannungsrichtung und dem initialen Spannungszustand beschrieben, die durch die vorliegenden Versuchsergebnisse bestätigt werden kann. In *Gebreselassie (2003)* wurde ein Ansatz zur Ermittlung des Porenwasserdruckbeiwertes unter Berücksichtigung des Spannungspfades abgeleitet, der in Bild 5.27 auf der Grundlage der Versuchsergebnisse aus den Standardversuchen für Kaolin ausgewertet wurde. Hierbei wird insbesondere im Extensionsbereich eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Werten erreicht, so dass eine hinreichende Abschätzung des Porenwasserdrucks im Bruchzustand gegeben ist. Für die Extensionsentlastung (TSP-D) ergibt sich allerdings ein Porenwasserunterdruck, der somit die Sicherheit in Bezug auf die Scherfestigkeit überschätzt.

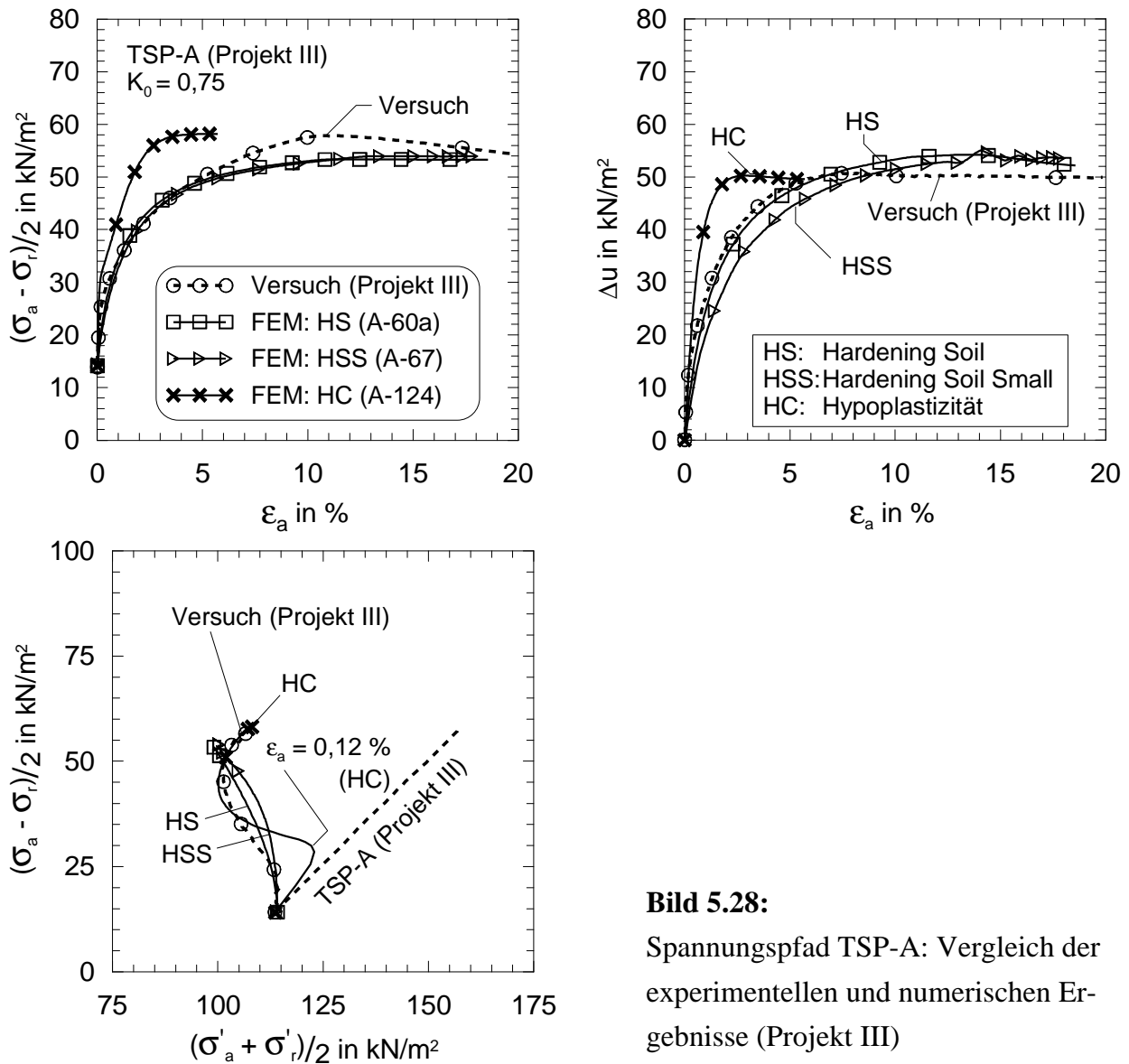
5.4 Numerische Simulation der Elementversuche

Im Folgenden sind für die untersuchten Spannungspfade die experimentellen Ergebnisse numerischen Berechnungsergebnissen auf der Grundlage der Finite Elemente Methode unter Verwendung von drei hochwertigen Bodenmodellen gegenübergestellt. Die verwendeten Stoffgesetze lassen sich in zwei Gruppen mit komplett unterschiedlicher mathematischer Formulierung unterteilen und sind generell für normalkonsolidierte bindige Böden geeignet. Neben dem in der Praxis weit verbreiteten elasto-plastischen Hardening Soil Model (HS) nach *Schanz (1998)* mit doppelter Materialverfestigung ist auch das mit der sogenannten „Small-Strain-Stiffness“, d.h. mit erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, erweiterte Hardening Soil Small Model (HSS) nach *Benz (2007)* untersucht worden. Darüber hinaus ist das hypoplastische Modell für bindige Böden (HC) nach *Masin (2005)* mit Berücksichtigung der sogenannten intergranularen Dehnungen angewendet worden. Der Vergleich wurde exemplarisch für die Laborversuchsserie von Projekt III durchgeführt. Eine summarische Beschreibung der Bodenmodelle ist in Abschnitt 3 zu finden.

Die Materialparameter der elasto-plastischen Modelle sind zumindest für den Standardspannungspfad TSP-A nach Bild 2.3 aus den durchgeführten Kompressions- und Triaxialversuchen ermittelt und im Anhang C.7 in den Tabellen C.67 bis C.69 zusammengestellt. Die Ermittlung des zusätzlichen Schubmoduls G_0 bei kleinen Dehnungen und der Scherdehnung $g_{0,7}$ für das Hardening Soil Small (HSS) Modell erfolgte nach Korrelationen mit empirischen Daten aus *Benz (2007)*. Für die Spannungspfade im Extensionsbereich wurde eine Kalibrierung erforderlich, die nachfolgend erläutert wird. Bei dem hypoplastischen Modell ist die Ausgangsporenzahl e_0 von entscheidender Bedeutung für das Materialverhalten. Die Materialparameter wurden dabei in Anlehnung an die eindimensionalen Kompressionsversuchsergebnisse (Abschnitt 5.3.1) und nach in *Masin/Herle (2007)* publizierten Daten festgelegt.

In Bild 5.28 ist der Vergleich für den Spannungspfad A (TSP-A) dargestellt, der für die elasto-plastischen Bodenmodelle mit den unveränderten Materialparametern eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen beschreibt. Der Schubmodul G_0 bei kleinen Dehnungen wurde für das HSS-Modell in Abhängigkeit der Porenzahl e und der mittleren effektiven Hauptspannung p' nach *Kim/Novak (1981)* mit Gl. (5.17) ermittelt. Die Bestimmung der Scherdehnung $g_{0,7}$ erfolgte in Abhängigkeit der Plastizitätszahl I_p nach *Vucetic/Dobry (1991)*.

$$G_0 = 16 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (5.16)$$



Die Berechnung mit dem hypoplastischen Modell erforderte aufgrund der nicht vollständig vorliegenden Materialparameter eine Kalibrierung des Lageparameters N der isotropen Erstbelastungslinie und des Parameters r zur Beschreibung des Verhältnisses zwischen der Steifigkeit bei isotroper Kompression K und dem Schubmodul G nach Gl. (5.17). Der modifizierten Kompressions- und Schwellbeiwert I^*_{mod} bzw. k^*_{mod} wurde auf der Grundlage der eindimensionalen Kompressionsversuche und einem empirischen Verhältnis der Beiwerte zwischen eindimensionaler und isotroper Kompression näherungsweise bestimmt (Gl. 5.18 bzw. 5.19) und sind in Tabelle C.69, Anhang C.7 zusammengestellt, siehe auch Abschnitt 5.3.1.

$$r = \frac{K_i}{G_i} \quad (5.17)$$

$$I^*_{mod} \triangleq I^*_{mod,iso} \approx 1,30 \cdot I^* \quad (5.18)$$

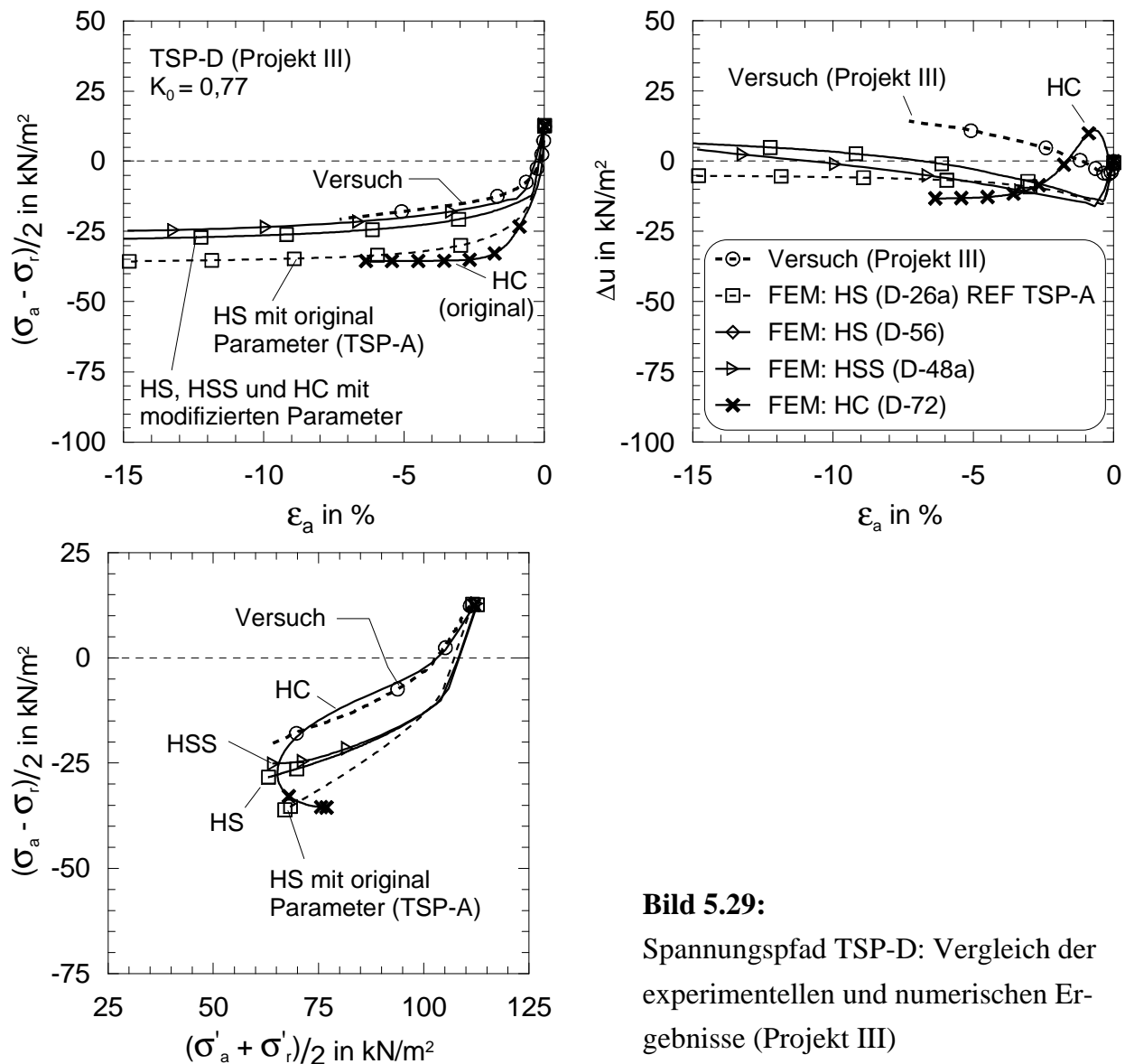
$$\mathbf{k}_{mod}^* \triangleq \mathbf{k}_{mod,iso}^* \approx 1,30 \cdot \mathbf{k}^* \quad (5.19)$$

Die Kalibrierung der hypoplastischen Materialparameter N und r erfolgte mit Bezug auf den effektiven Spannungspfad. Eine Erhöhung von N führte dabei zu einem steiferen Materialverhalten mit einer Drehung des effektiven Spannungspfades in Richtung des totalen Spannungspfades, wodurch der Porenwasserüberdruck abnahm.

Während bei kleinen Dehnungen die Steifigkeit mit dem hypoplastischen Modell überschätzt wurde, konnte der effektive Spannungspfad ab einer Dehnung $\mathbf{e}_a = 0,5 \%$ in sehr guter Übereinstimmung simuliert werden. Allerdings erreichte sowohl die Deviatorspannung als auch der Porenwasserdruck die maximalen Werte bereits bei Dehnungen von $\mathbf{e}_a = 2,0$ bis $3,0 \%$.

Für den Extensionsentlastungspfad D (Bild 5.29) konnten erhebliche Abweichungen hinsichtlich Schubsteifigkeit und Porenwasserdruckentwicklung festgestellt werden. Bereits *Niemunis (2002)* und *Masin/Herle (2007)* bestätigten bei Extensionsversuchen mit richtungsabhängiger Anisotropie und undrained Verhältnissen eine erhebliche Unterschätzung der Schubsteifigkeitsabnahme.

Bei den elasto-plastischen Modellen bestimmt für diesen Spannungspfad der Entlastungsmodul $E_{ur,ref}$ die Anfangssteifigkeit. Zur Veranschaulichung ist in Bild 5.29 das numerische Berechnungsergebnis für das Hardening Soil Modell mit den unveränderten Materialparametern für den TSP-A dargestellt, welches erhebliche Abweichungen zu dem Elementversuch aufweist. Die Berücksichtigung der „Small-Strain-Stiffness“ (HSS) ergab keine wesentlichen Unterschiede, so dass die Berechnungsergebnisse hier nicht dargestellt sind. Zur Annäherung der Versuchsergebnisse war eine unrealistische Modifikation der Materialparameter erforderlich, wobei der Kompressionsmodul $E_{oed,ref}$ auf ein Minimum reduziert wurde. $E_{oed,ref}$ ist neben $K_{0,nc}$ der maßgebende Parameter, der die Materialverfestigung bei isotroper Kompression bestimmt. Generell ist festzustellen, dass die Extensionsentlastung (TSP-D) mit den verwendeten Bodenmodellen unter Berücksichtigung bodenmechanisch vertretbarer Materialparameter im Sinne der Definitionen der Eingabeparameter nicht hinreichend gut simuliert werden konnte.

**Bild 5.29:**

Spannungspfad TSP-D: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse (Projekt III)

Ferner ist der kritische Porenwasserüberdruck im Bruchzustand, der bei allen Extensionsentlastungsversuchen aufgetreten ist, mit den Ausgangsmaterialparametern und den verwendeten Bodenmodellen nicht zu beschreiben. Hier konnte bei allen Berechnungen ein für die Scherfestigkeit günstig wirkender Porenwasserunterdruck beobachtet werden. Erst die Modifikation der Materialparameter, in Form einer Reduzierung von $E_{oed,ref}$ bei den elasto-plastischen Modellen in Zusammenhang mit der dadurch erforderlichen Reduzierung des Sekantenmodul $E_{50,ref}$, führte zu einer ansatzweisen Verbesserung. Das hypoplastische Modell beschreibt dagegen den effektiven Spannungspfad mit den Originalmaterialparametern in guter Übereinstimmung. Die Deviatorspannung und auch der Porenwasserdruck wurden allerdings überschätzt. Das Berechnungsergebnis des hypoplastischen Modells weist aber die Entstehung des Porenwasserüberdrucks bei der Extensionsentlastung auf, der mit elasto-plastischen Modellen nicht beschrieben werden konnte.

Für den Extensionsbelastungspfad E (Bild 5.30) wurde wiederum die Abnahme der Schersteifigkeit unterschätzt, so dass bei axialen Dehnungen mit $|e_a| > 1\%$ in den Bodenmodellen eine zu große Steifigkeit berücksichtigt wird. Der Porenwasserüberdruck wird bei diesem Spannungspfad allerdings überschätzt. Mit einer Modifikation, die wiederum keinen Bezug zu den klassischen Definitionen der Eingabeparameter berücksichtigt, konnte das Materialverhalten mit den elasto-plastischen Modellen in guter Übereinstimmung beschrieben werden. Hierzu war einer Reduktion der Sekantensteifigkeit $E_{50,ref}$ auf 50 % der Kompressionssteifigkeit $E_{oed,ref}$ und eine Erhöhung des Dilatanzwinkels auf $\psi = 15^\circ$ erforderlich.

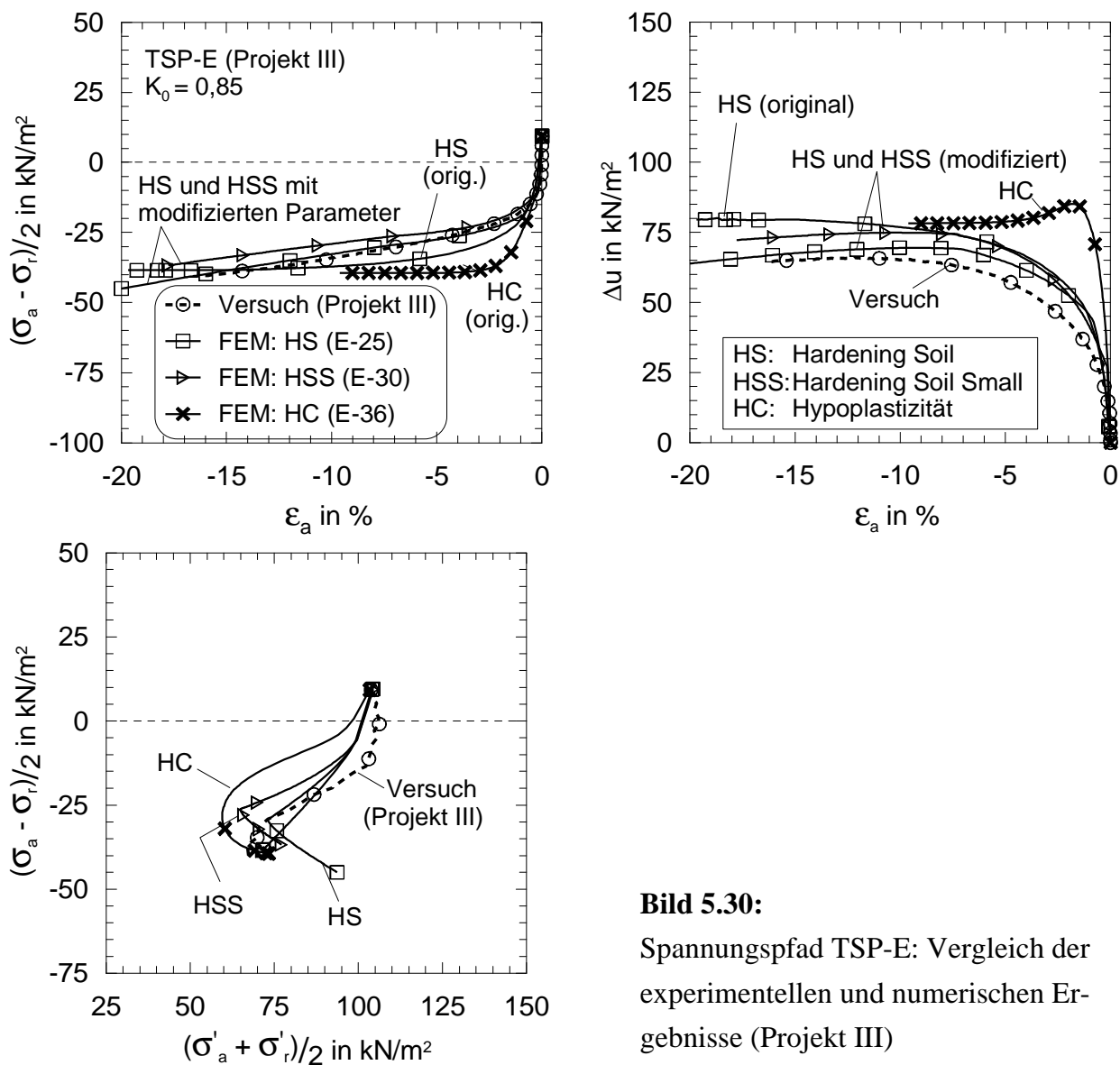


Bild 5.30:

Spannungspfad TSP-E: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse (Projekt III)

Das hypoplastische Modell ist in Bild 5.30 mit dem Berechnungsergebnis unter Verwendung der unveränderten Materialparameter dargestellt und beschreibt in Bezug auf die Deviatorspannungen einen zu dem Hardening Soil Modell vergleichbaren Verlauf. Die Porenwasserdruckentwicklung weist allerdings bereits bei Dehnungen von etwa 1,5 % einen Maximal-

wert mit anschließendem Abbau des Porenwasserüberdrucks auf der für überkonsolidierte Böden typisch ist. Eine Variation der Parameter für das hypoplastische Modell wird nicht weiter dargestellt.

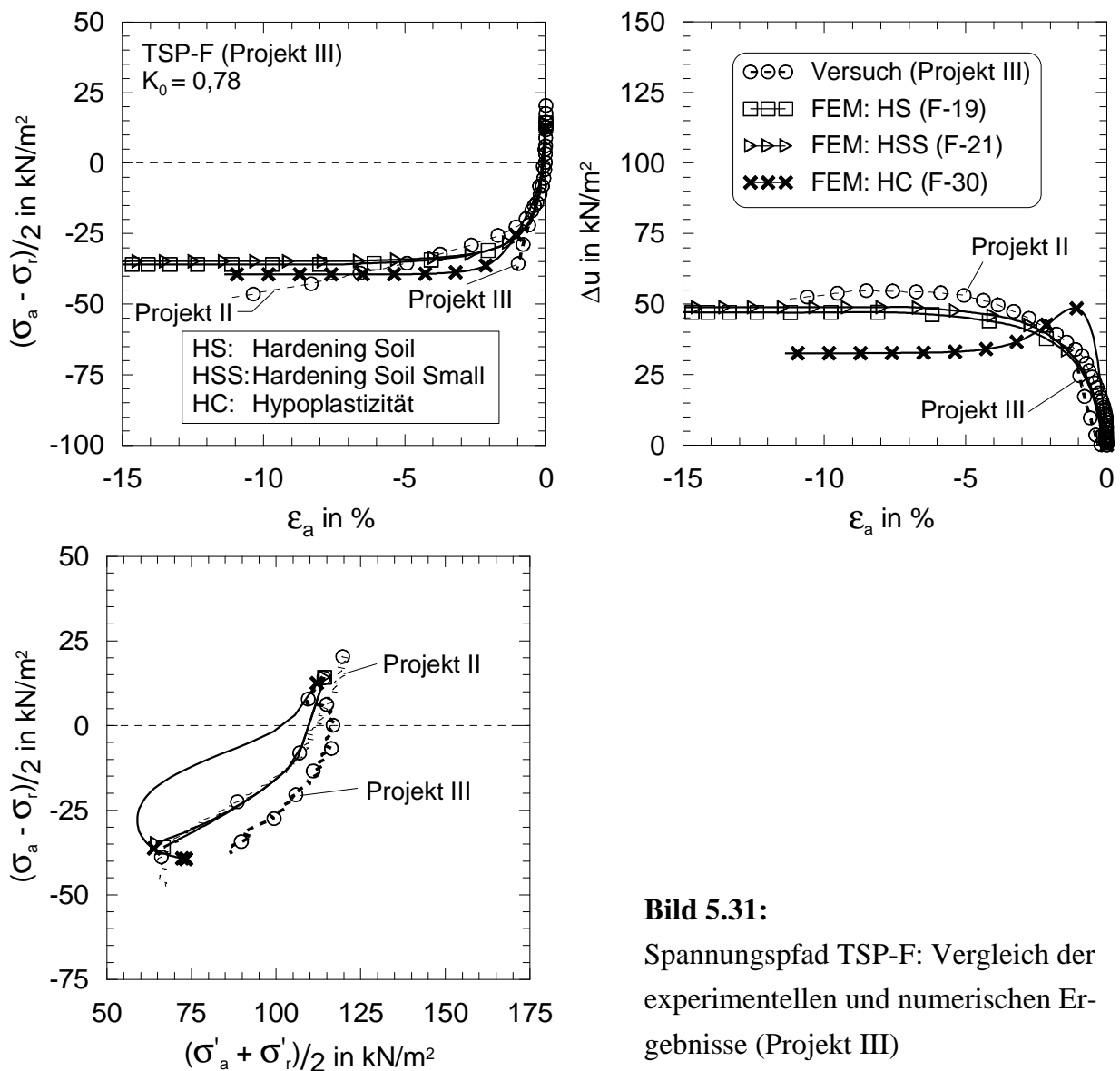


Bild 5.31:

Spannungspfad TSP-F: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse (Projekt III)

Der totale Spannungspfad F wurde in der dritten Versuchsserie (Projekt III) nicht bis zum Bruch gefahren, so dass in Bild 5.31 zusätzlich die Ergebnisse von Projekt II vergleichend dargestellt sind. Wie bereits bei den zuvor beschriebenen Extensionspfaden wird auch hier die Schersteifigkeit nur annähernd simuliert. Während für die Spannungspfade D und E die Steifigkeit mit nicht einheitlichem Maß überschätzt wurde, kann für den Spannungspfad F Gegenteiliges festgestellt werden. Insbesondere bei axialen Dehnungen $|\epsilon_a| > 0,5\%$ wird die Steifigkeit unterschätzt.

5.5 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Anhand der präsentierten Elementversuchsergebnisse ist neben der Ermittlung der Materialparameter für die numerische Analyse der praktischen Projekte in Abschnitt 6 vor allem die Notwendigkeit einer geeigneten Untersuchungsmethode von normalkonsolidierten weichen Böden unter Berücksichtigung der zu erwartenden Spannungspfadbelastung bei der Baumaßnahme verdeutlicht worden. Insbesondere bei Baugruben in weichen Böden mit einer dominierenden Extensionsbe- und -entlastung sind herkömmliche Standardversuche nicht ausreichend zur Beschreibung des spannungspfadabhängigen Materialverhaltens. Darüber hinaus wurden Probleme bei der numerischen Berechnung von Extensionsbeanspruchungen aufgezeigt, die mit Materialparametern unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Definitionen von den Eingabeparametern der verwendeten Bodenmodelle aufgetreten sind. Die wesentlichen Erkenntnisse sind nachfolgend aufgelistet:

- Die effektive Scherfestigkeit bei anisotrop konsolidierten Versuchen ist größer als bei isotrop konsolidierten Versuchen.
- Der Winkel der Gesamtscherfestigkeit ist für die untersuchten normalkonsolidierten Böden für Kompression und Extension in etwa gleich groß $\mathbf{j}'_{s,C} = \mathbf{j}'_{s,E}$.
- Bei horizontal einbauten Proben ist die effektive Scherfestigkeit bereits bei Dehnungen $|\mathbf{e}_d| > 0,5 \%$ in voller Größe mobilisiert, wobei für den Reibungsanteil keine Auswirkungen einer Anisotropie festgestellt wurde.
- Die weichen normalkonsolidierten Böden lassen sich mit herkömmlichen Methoden nur unzureichend mit dem Anfangstangentenmodul E_i beschreiben.
- Der aus den Spannungspfadversuchen resultierende Sekantenmodul $E_{50,ref}$ ist bei weichen normalkonsolidierten Böden größer als bei Standardversuchen, variiert dabei im Mittel in etwa um den Faktor 5 und übertrifft sogar die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit $E_{ur,ref}$.
- Die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit $E_{ur,ref}$ nimmt im Vergleich zur Sekanten- und Anfangstangentensteifigkeit überproportional mit der Spannung ab $n_{ur} < n_{50}$.
- Bei den untersuchten Entlastungspfaden wurde einheitlich Porenwasserüberdruck im Bruchzustand festgestellt.

- Eine numerische Simulation der Triaxialversuche mit hochwertigen Bodenmodellen beschreibt den Standardspannungspfad A (TSP-A) in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Für die Pfade im Extensionsbereich, die bei Baugruben das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bestimmen, wurden allerdings zum Teil erhebliche Differenzen festgestellt.
- Die numerische Simulation der Triaxialversuche erforderte für die Extensionspfade eine Kalibrierung. Teilweise mussten sogar bodenmechanisch nicht vertretbare Manipulationen der Eingabeparameter zur Annäherung der Versuchsergebnisse vorgenommen werden.

6 Ausgewählte Fallbeispiele von Baugruben in weichen Böden

6.1 Allgemeines

Die Verformungsprognose von Baugruben in weichen Böden wird im Allgemeinen mit numerischen Berechnungen unter Verwendung der Finiten Elemente Methode (FEM) in Verbindung mit höherwertigen Bodenmodellen durchgeführt. Eine zuverlässige Abschätzung der zu erwartenden Verformungen im Vorfeld der Baumaßnahme ist dabei aufgrund der Vielzahl der Einflussfaktoren auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion, wie sie im Abschnitt 2 (Tabelle 2.1) beschrieben wurden, allerdings in der Regel nicht möglich. Vielmehr wird die FEM bei Baugruben in weichen Böden bereits seit mehr als drei Jahrzehnten in Verbindung mit der Beobachtungsmethode angewendet. Die numerische Berechnung legt dabei Alarm- und Grenzwerte von Verformungs- und Kraftgrößen durch Parametervariationen der Materialkennwerte und unter Berücksichtigung einer realitätsnahen Modellierung des Randwertproblems fest. Die messtechnische Bauüberwachung ermöglicht im ungünstigen Fall des Erreichens der Alarmwerte ein Einschreiten in den Bauablauf und darüber hinaus die Kalibrierung von Materialkennwerten und FE-Modell an frühen Bauzuständen für die Überprüfung der Prognose.

Das zeitabhängige Materialverhalten und die bei Baugruben charakteristischen Spannungspfade (Abschnitt 4), die in der Regel von denen der Standardlaborversuche abweichen, erfordern ein hohes Maß an Erfahrung des geotechnischen Ingenieurs bei der Festlegung der Materialparameter. Sofern keine geeigneten Laborversuchsergebnisse vorliegen und eine Kalibrierung an Messergebnissen in der Planungsphase noch nicht möglich ist, erhöhen sich die Unsicherheiten hinsichtlich der numerischen Verformungsprognose erheblich und erschweren sowohl die Dimensionierung der Verbaukonstruktion als auch die Optimierung des Bauablaufs. In der nachfolgend dargestellten numerischen Analyse von drei ausgewählten Fallbeispielen mit messtechnischer Bauüberwachung wurde die in Abschnitt 5 festgestellte Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens weicher Böden von dem Spannungspfad bei der Verwendung von kommerziell erhältlichen höherwertigen Bodenmodellen berücksichtigt.

Die numerische Berechnung erfolgte mit dem FEM Programm PLAXIS v9. Zur Beschreibung des zeitabhängigen Materialverhaltens wurde das elasto-plastische Hardening Soil (HS) Modell und das Hardening Soil Small (HSS) Modell zur Berücksichtigung erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen verwendet. Die verwendeten Bodenmodelle sind in Abschnitt 3.2 mit ihren wesentlichen Eigenschaften beschrieben, detaillierte Informationen mit Angabe der Stoffgleichungen sind in *Brinkgreve et al. (2004, 2008)*, *Schanz (1998)* und *Benz (2007)* zu finden.

Bei den untersuchten Fallbeispielen handelt es sich um drei tiefe Baugrubenkonstruktionen in Konstanz, die innerhalb eines Umkreises von etwa 200 m zueinander und etwa 100 bis 300 m westlich des Bodensees in den letzten 10 Jahren hergestellt wurden. Ein weiteres Fallbeispiel, welches in *Gebreselassie (2003)* behandelt wurde, liegt ebenfalls in der Nähe. Die Baugrubenkonstruktionen unterscheiden sich sehr in ihrer Größe im Grundriss, wodurch unterschiedliche Verbaukonstruktionen und Bauweisen erforderlich waren, die in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben werden. Zu den geologischen Randbedingungen ist an dieser Stelle auf den mit zunehmendem Abstand vom Bodensee nach Westen ansteigenden Schichtenverlauf hinzuweisen, der für die in Abschnitt 5 beschriebenen höheren Steifigkeiten des Seetons von Projekt II von Bedeutung ist. Die Projekte II und drei wurden vom Verfasser zeitlich parallel zu der vorliegenden Arbeit begleitet.

6.2 Projekt I

6.2.1 Verbaukonstruktion und Bauweise

Anfang des Jahres 2002 wurde eine bis zu 9 m tiefe Baugrube in unmittelbarer Nähe zum Bodensee ein Einkaufszentrum hergestellt. Die Baugrube erstreckte sich in nördlicher Richtung über 180 m mit Breiten von 50 bis 100 m. Der trapezförmige Grundriss (Bild 6.1) der Baugrube setzt sich aus einer rechteckigen Teilbaugrube I mit einer Tiefe der Baugrubensohle von 9,1 bis 9,9 m unter Gelände für 2 Untergeschosse und einer dreieckigen Teilbaugrube II mit einer Tiefe von 5,8 bis 8,0 m unter Gelände zusammen, die nacheinander hergestellt wurden, siehe auch Bild 6.2.

Die Ausführungsplanung sah vor, zunächst von einem vorhandenen abgeböschten Voraushubniveau die Spundwände einzubringen und rund 130 Bohrpfähle als Tiefgründung bis in die tragfähige Grundmoräne herzustellen. Zur Reduzierung der Verformungen wurde die tiefe Teilbaugrube I in drei Längsstreifen mit Spundwandzwischenabtrennungen unterteilt und abschnittsweise hergestellt, siehe hierzu Bild 6.1. Die Aussteifung erfolgte über eine obere Steifenlage mit Stahlprofilen ca. 4,3 m unter Gelände und über eine untere aussteifende Bodenplatte. Die aussteifende Betonsohle wurde zur Sicherung gegen Geländebruch und Umfließen zugfest an die Bohrpfähle angeschlossen, siehe auch *Krieg et al. (2004a, b)*.

In Orientierung an das Bohrpfahlraster wurde in den 3 Längsstreifen abschnittsweise und nacheinander der Aushub in Teilflächen angeordnet, die in Bild 6.1 fortlaufend nummeriert sind. Ausgehend von einer Startböschung im Norden wurde zunächst im mittleren Streifen der Teilbaugrube (TB I Achse C-E) die erste Teilfläche durch Abgraben einer rückschreitenden Bö-

sung und gleichzeitigem Einbau der Fußaussteifung hergestellt, siehe auch Bild 6.3 und Bild 6.4 (links). Hierzu wurde unterhalb der Bodenplatte eine 0,7 m dicke unbewehrte Unterbetonsohle angeordnet, die in Streifen mit einer Breite von bis zu 2 m, der rückschreitenden Böschung unmittelbar folgend, jeweils in Tagesleistungen eingebracht wurde. Die obere Aussteifung erfolgte im mittleren Streifen über eine Rückverankerung an die äußeren Spundwände nach dem Kofferdamm Prinzip.

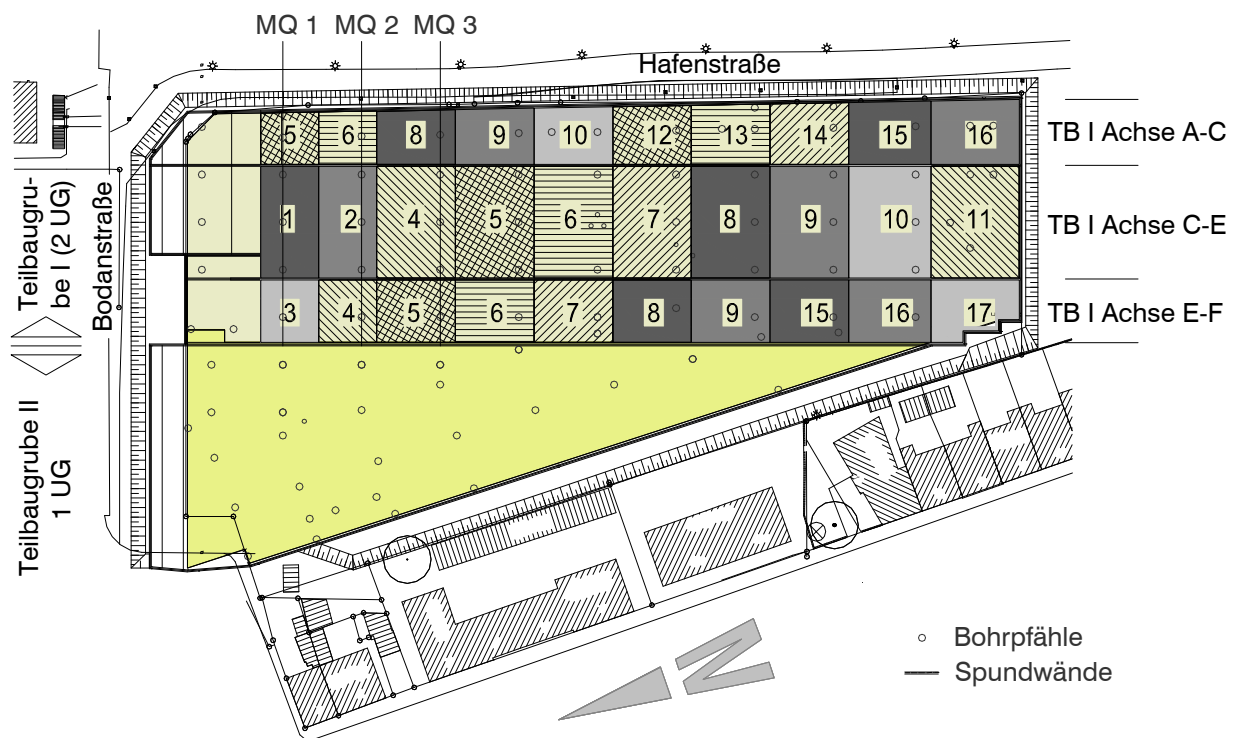


Bild 6.1: Grundriss mit Konstruktionsplan der Teilbaugrube I und Lage der Messquerschnitte

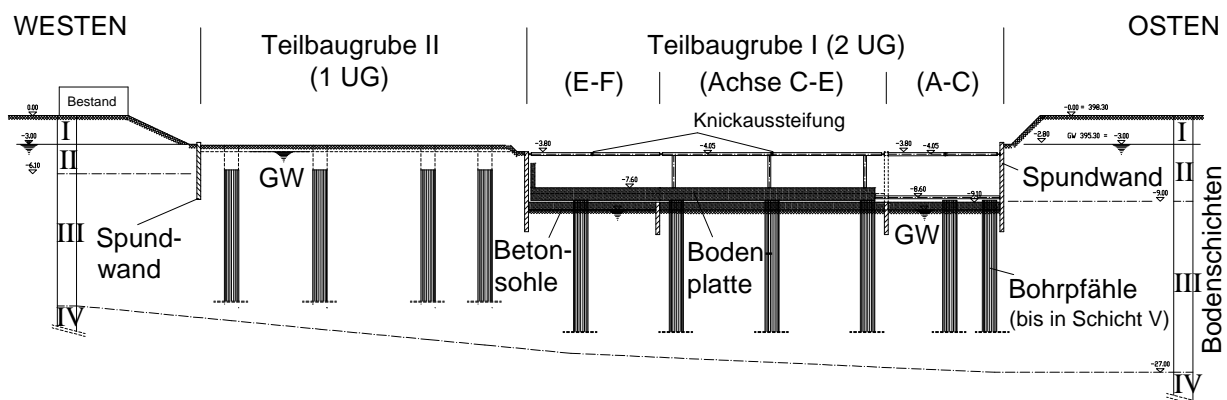


Bild 6.2: Querschnitt durch die Baugrube im Messquerschnitt MQ 1

Während der Aushubarbeiten in dem westlichen Längsstreifen (Achse E-F) mit einer Breite $B = 14$ m, wurde die Rückverankerung der inneren Spundwände (Achse C-E) durch Stahlsteifen in einer Tiefe von $-4,0$ m mit einem horizontalen Abstand $a = 3,0$ m ersetzt. Zur Vermeidung der Knickgefahr wurden vertikale Stützsteifen in der Mitte der Spannweite angeordnet und auf der fertigen Bodenplatte fixiert. Mit weiterem Fortschritt des abschnittweisen Bauvorgangs im westlichen Längsstreifen (Achse E-F) wurde eine obere Aussteifung in einer Tiefe von $-4,0$ m mit einem Abstand von $3,0$ m eingebaut. Auf diese Weise wurde ein Kraftschluss zum benachbarten mittleren Streifen (Achse C-E) hergestellt und die Steifenkräfte in die gegenüberliegende Spundwand (Achse C) eingeleitet.

Im östlichen Streifen mit einer Breite von $B = 12,0$ m (Achse A-C) wurde die obere Aussteifung bereits im Vorweg des Aushubs in kleinen Gräben hergestellt. Anschließend wurden die Gräben verfüllt um die durchgehende Arbeitsebene für Baugeräte und Fahrzeuge zu erhalten, siehe auch Bild 6.4 (rechts). Der Aushub erfolgte abschnittsweise in Streifen zwischen der oberen Aussteifung. Mit der Herstellung der oberen Aussteifung im östlichen Längsstreifen ist ein Kraftschluss zwischen den Spundwänden in den Achsen A bis E. Daher entstand eine Übertragung der Steifenkräfte aus dem äußeren Streifen (A-C) zu der gegenüberliegenden äußeren Spundwand in Achse E.

6.2.2 Baugrundverhältnisse

Das für das Bauvorhaben maßgebende Schichtenprofil kann mit 5 Schichten beschrieben werden und ist in Bild 6.5 dargestellt. Zuoberst sind etwa $3,0$ bis $4,5$ m dicke, anthropogene Geländeauffüllungen (Schicht I) anzutreffen, wovon im Bereich des Baufeldes bereits 2 bis 3 m im Vorfeld der Baumaßnahme abgetragen wurden. Darunter folgt als gewachsener Untergrund zunächst eine Deckschicht (Schicht II) aus wechselnd schluffigen Fein- und Mittelsanden, die ab Tiefen von ca. $5,5$ bis 9 m unter Geländeoberfläche von breiigen Seetonen (Schicht III) unterlagert werden. Ab Tiefen von ca. 20 m im Norden bis 35 m im Süden unter der Geländeoberfläche gehen diese Seetone¹ in einem Übergangsbereich in weiche bis steife Konsistenz über und enthalten verstärkt Sand- und Kiesanteile (Schicht IV). Den tieferen Untergrund bildet die halbfeste und feste Grundmoräne (Schicht V), die im Norden in Tiefen ab ca. 28 m bis 32 m angetroffen wurde und im Süden auf bis zu 50 m abfällt.

¹ Unter dem Begriff „Seeton“ sind im Folgenden summarisch normalkonsolidierte weiche Seeablagerungen verstanden, die geologisch auch als Beckenton bezeichnet werden können.

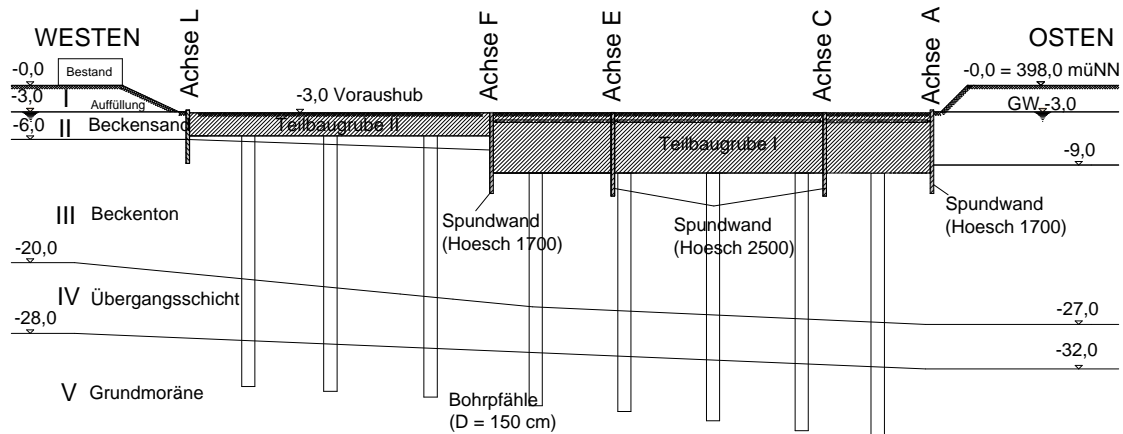


Bild 6.5: Schichtenprofil im Querschnitt von West nach Ost

Der Grundwasserspiegel befindet sich etwa 3 m unter Gelände. In den Kiesen der Grundmoräne ist ein zweiter, gespannter Grundwasseraquifer vorhanden, dessen Druckspiegel etwa 1 m unter Gelände reicht.

Zur Bewertung der bodenmechanischen Eigenschaften der Seetone wurden zahlreiche Feld- und Laborversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 6.6 dargestellt sind. Die natürlichen Wassergehalte w liegen zwischen 15 % und 35 % und nehmen tendenziell von im Mittel 30 % auf 20 % in 20 m Tiefe ab. Die Fließgrenze streut im oberen Bereich um $w_L = 40$ %, was nach DIN 18196 einen mittelplastischen Ton (TM) anzeigt. Ab einer Tiefe von etwa 14 m ist der Seeton mit fallender Fließgrenze infolge steigender Schluff- und Feinsandanteile leichtplastisch (TL) oder nur noch ein Sand-Ton-Gemisch (ST). Die Konsistenz ist mit $0 < I_c < 0,5$ vorwiegend breiig, dabei ist im Bereich des Verbauwandfußes in einer Tiefe von etwa 13 m ein Kleinstwert feststellbar, der mit zunehmender Tiefe wieder ansteigt.

Für die Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u lagen im Planungsstadium nur wenige streuende Werte von Flügelsondierungen vor (Planung), die sich zudem weit unterhalb der erwarteten Scherfestigkeiten befanden. Auf dieser Grundlage wurden ergänzende Flügelsondierungen (Ausführung) durchgeführt, die weitestgehend die geringen Scherfestigkeiten bestätigten. Es wurde ein Ansatz für die undränerte Scherfestigkeit abgeleitet, der in einer Tiefe von 17 m einen deutlichen Festigkeitszuwachs liefert.

Die normierte undränerte Scherfestigkeit I_{cu} von normalkonsolidierten Böden kann unabhängig von der Tiefe als konstant angenommen werden, sofern der Grundwasserspiegel nahe der Oberfläche ist.

$$I_{cu} = \frac{c_u}{\max \mathbf{S}'_{vc}} = \text{konstant} \quad (6.1)$$

$$c_u = t_f \cdot m \quad (6.2)$$

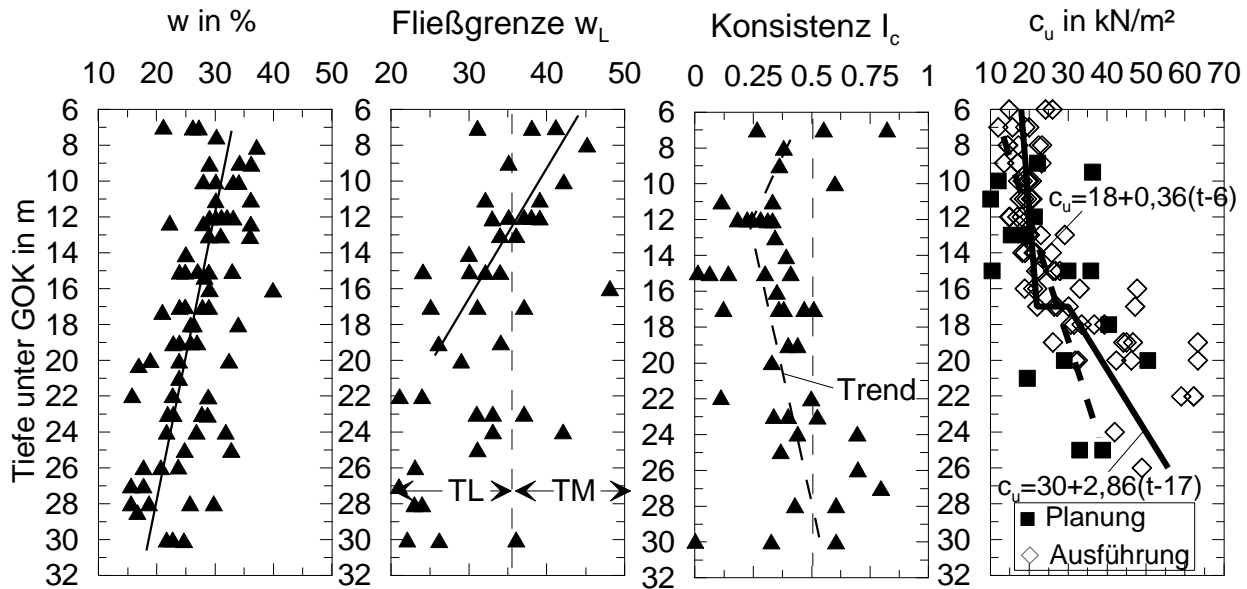


Bild 6.6: Zustandsgrößen und undrainede Scherfestigkeit aus Flügelsondierungen

Aus den Flügelsondierungen in Bild 6.6 ergibt sich unter Berücksichtigung des Abminderungsfaktors m für kurzzeitige Bauzustände nach *EAB (2006)* unter Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der undrainede Scherfestigkeit nach *Leinenkugel (1976)* ein Wert von $I_{cu} = 0,13$ für den Boden bis in eine Tiefe von -17 m und mit zunehmender Tiefe beträgt $I_{cu} = 0,18$. Der Vergleich dieser Werte mit empirischen Angaben aus der Literatur, die z.B. in *Gebreselassie (2003)* ausführlich zusammengestellt wurden, und eigenen Auswertungen von experimentellen Untersuchungen (Tabelle 6.1) zeigt, dass dieser Wert von Boden zu Boden variiert. In *Scherzinger (1991)* wird I_{cu} mit Triaxialversuchen an ungestörten Proben von Seeton aus Konstanz ermittelt. Wohingegen in *Heil et al. (1997)* sowohl Triaxialversuche als auch Flügelsondierungen zur Bestimmung von I_{cu} von Seeton aus dem benachbarten Kreuzlingen in der Schweiz durchgeführt wurden. Das Verhältnis der undrainede Scherfestigkeit aus Flügelsondierungen und Triaxialversuchen ergibt sich nach den Untersuchungen von *Heil et al. (1997)* zu $I_{cu,FS} / I_{cu,Triax} = 0,7$ und entspricht auch den allgemeinen Erwartungen, siehe auch *Hettler et al. (2002)* und *Scherzinger (1991)*.

Eine mögliche Erklärung für die reduzierte Scherfestigkeit aus Flügelsondierungen ist in der Anisotropie der weichen Böden und der unterschiedlichen Scherbeanspruchung zu sehen. An dieser Stelle wird aber auf die Versuchsergebnisse von Projekt III hingewiesen, die entgegen der allgemeinen Erfahrungen eine um bis zu 50 % größere horizontale undrainede Scherfestigkeit aufweist. Für die Ergebnisse der Flügelsondierungen wurde dabei auf der sicheren Seite liegend der Kleinstwert aller durchgeführten Sondierungen verwendet. Die durchgeführten

Triaxialversuche mit horizontal orientierten Proben, die dem Extensionsbelastungspfad E nach Bild 2.3 entsprechen, bestätigen mit $I_{cu} = 0,36$ den mit Flügelsondierungen ermittelten Mittelwert. Die festgestellte Diskrepanz erfordert daher eine weitergehende Untersuchung.

Tabelle 6.1: Normierte undrained Scherfestigkeiten für weiche Böden

Gleichung	Bodenart	Referenz
$I_{cu} \approx 0,26$	Seeton (Konstanz; Triaxialversuche)	<i>Scherzinger (1991)</i>
$I_{cu} \approx 0,30$	Seeton (Kreuzlingen; Triaxialversuche)	<i>Heil et al. (1997)</i>
$I_{cu} \approx 0,20$	Seeton (Kreuzlingen; Flügelsondierung)	<i>Heil et al. (1997)</i>
$I_{cu} \approx 0,30$	Natürliche sensitive bindige Böden	<i>Burland (1990)</i>
$I_{cu} \approx 0,29$	Kaolin (Triaxialversuche)	eigene Untersuchungen
$I_{cu} \approx 0,29$	Seeton (Konstanz, Projekt II; Triaxialversuche)	eigene Untersuchungen
$I_{cu} \approx 0,21$	Seeton (Konstanz, Projekt III; Triaxialversuche)	eigene Untersuchungen
$I_{cu} \approx 0,36$	Seeton (Konstanz, Projekt III; Triax. horiz. Proben)	eigene Untersuchungen
$I_{cu} \geq 0,32$	Seeton (Konstanz, Projekt III; Flügelsondierung)	eigene Untersuchungen

6.2.3 Instrumentierung

Die Verformungsprognose der tiefen Baugrube war zum einen wegen der schwierigen Baugrundverhältnisse aber auch auf Grund der komplexen Bauweise mit räumlichen und zeitlichen Einflüssen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion nicht zweifelsfrei möglich. Daher wurde die Herstellung der Baugrube mit einem intensiven Messprogramm begleitet und überwacht. Dieses umfasste Verformungsmessungen mit Vertikalinklinometer, Porenwasserdruckmessungen mit Spannungsgebern und geodätische Lagemessungen. Die Messpunkte wurden über die gesamte Baugrube und die angrenzenden Bereiche der Nachbarbebauung verteilt.

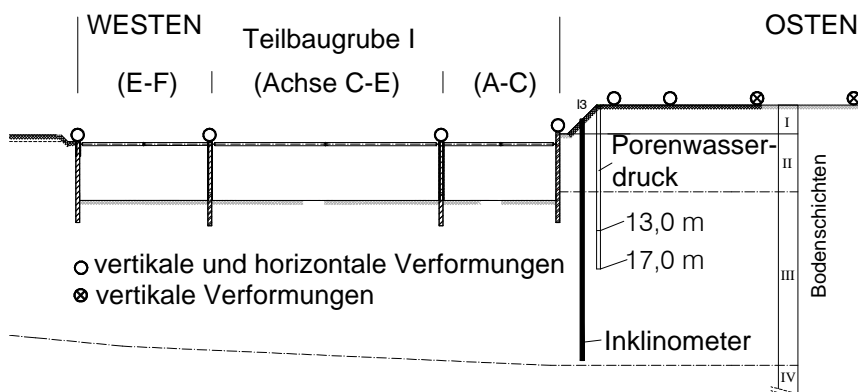


Bild 6.7:

Instrumentierung im
Messquerschnitt MQ 3

Zur Überprüfung des Trag- und Verformungsverhaltens der Baugrubenkonstruktion unter Berücksichtigung der abschnittweisen Bauweise wurde eine Testbaugrube im Teilbereich I eingerichtet. In diesem Bereich wurden zusätzliche Extensiometer zur Messung der Sohlhebungen und Kraftmessdosen zur Erfassung der Steifenkraft installiert. Darüber hinaus wurde das Raster der Messpunkte verfeinert. In Bild 6.1 sind die hierzu errichteten drei Messquerschnitte gekennzeichnet, von denen der Messquerschnitt 3 detailliert in Bild 6.7 dargestellt ist.

6.2.4 Messergebnisse

Die Messergebnisse von den drei Messquerschnitten MQ 1, MQ 2 und MQ 3 für die Teilbaugrube I sind in den Bildern 6.9 bis 6.11 aufgetragen. Die horizontale Wandverformung der Spundwand in der Achse A des östlichen Längsstreifens ist dabei wegen des durchgeführten Vergleichs mit der numerischen Analyse in den Vordergrund gestellt worden.

Hierzu sind in Abhängigkeit des Bauvorganges, d.h. in der Regel direkt vor und nach der Fertigstellung eines Aushubschrittes im Bereich der Messquerschnitte, die Messergebnisse der Vertikalinklinometer unmittelbar hinter der Spundwand angegeben. Die zeitabhängige Porenwasserdruckentwicklung ist dagegen kontinuierlich über die gesamte Bauzeit für zwei Messpunkte im unmittelbaren Wandbereich in Tiefen von –13,0 und –17,0 m dargestellt.

Die Auswirkung der komplexen Bauweise auf das zeitabhängige Verformungsverhalten wird zunächst anhand der horizontalen Inklinometerverformungen erläutert. Ein positiver Messwert beschreibt dabei eine Verformung in Richtung Baugrube. Beginnend mit der abschnittweisen Herstellung der Teilfläche 1 (Bild 6.1) im mittleren Streifen (Achse C-E) sind in der Achse A Verformungen kleiner 1 mm am Wandkopf aufgetreten, siehe Bild 6.8. Nach dem Aushub der Teilfläche 2 in Messquerschnitt MQ 2 (Bild 6.9) blieben die Verformungen ebenfalls mit 2 mm vernachlässigbar. Wogegen mit dem Aushub der Teilfläche 4 im Messquerschnitt MQ 3 die Verformung auf etwa 27 mm angewachsen ist. Der Verformungszuwachs kann auf einen geringeren Einfluss einer räumlichen Stützwirkung zurückgeführt werden, der in Verbindung mit der im äußeren Längsstreifen (Achse E-F) bereits hergestellten Teilfläche 3 und den zeitgleich stattgefundenen Aushubarbeiten in Block 4 zu sehen ist. Der Vergleich zwischen den drei Messquerschnitten für den Aushub in dem Längsstreifen direkt vor der Spundwand (Achse A-C) verdeutlicht diesen Sachverhalt. In MQ 1 sind die Verformungen unmittelbar vor dem Aushub auf 3,7 mm, in MQ 2 auf 19,3 mm und in MQ 3 auf 35,6 mm gestiegen. Infolge des Aushubs der Teilflächen 5, 6 und 8 wurde ein Zuwachs auf 5,5 mm, 41,2 mm und 39,3 mm festgestellt. Wie bereits erwähnt wurde, ist in diesem Längsstreifen die obere Aussteifung in Höhe des Wandkopfes bereits im Vorweg des Aushubs eingebaut wor-

den, so dass die Verformungen in Achse A bis auf die äußere Spundwand in Achse E übertragen wurden. Durch den fortschreitenden Aushub und auch wegen der zeitabhängigen Porenwasserdruckentwicklung ist in dem Messquerschnitt 3 die Verformung innerhalb 5 Wochen um mehr als 100 % auf 96 mm angestiegen.

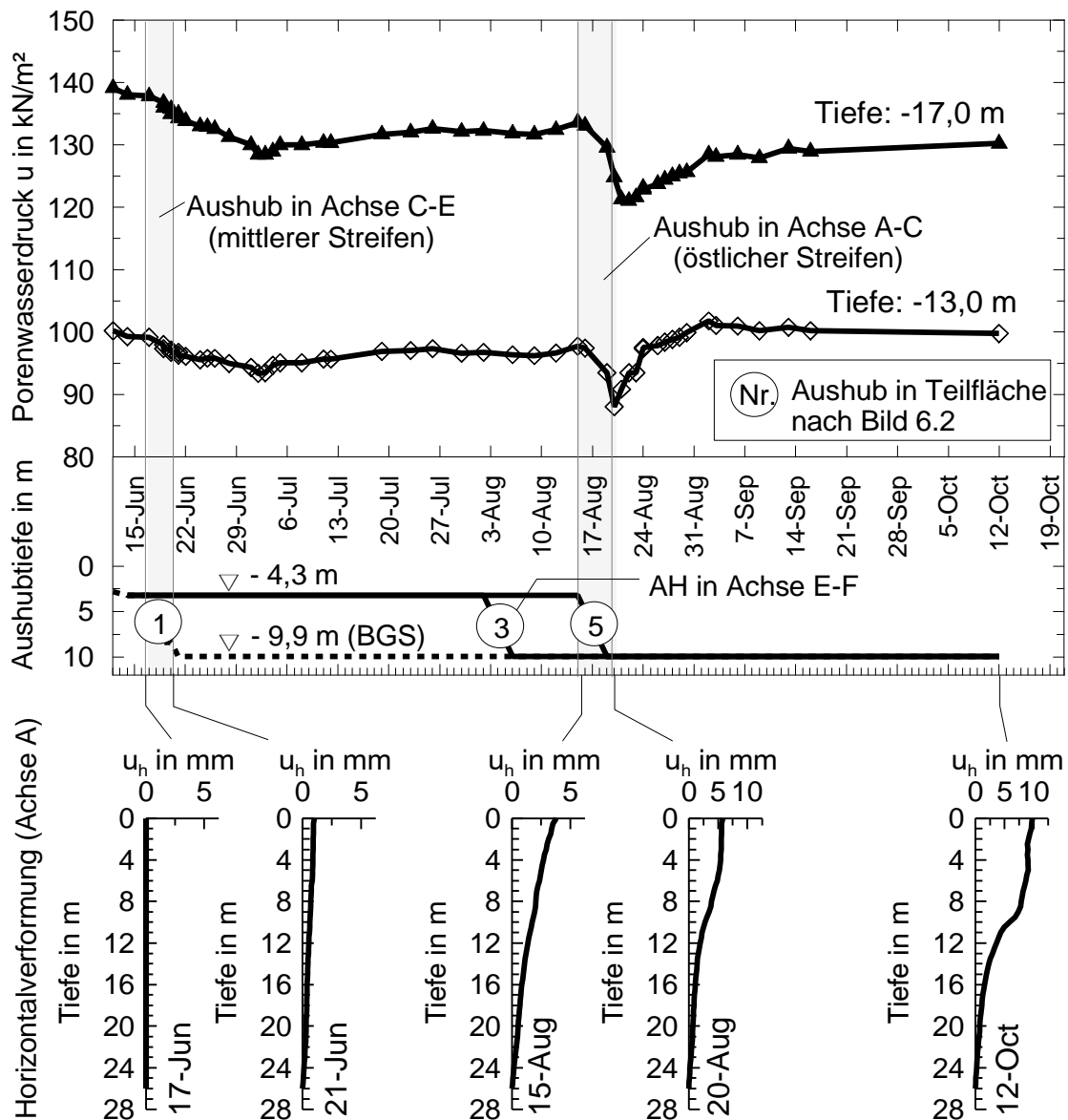


Bild 6.8: Porenwasserdruckänderung und Horizontalverformung im Messquerschnitt MQ 1

In allen Messquerschnitten entspricht der gemessene Porenwasserdruck in etwa dem hydrostatischen Wasserdruck bei Annahme des Grundwasserspiegels in einer Tiefe von $-3,0$ unter Geländeoberfläche. Der Aushubbeginn in der Teilfläche 1 im mittleren Streifen führte in den mehr als 12 m entfernten Porenwasserdruckgebern des MQ 1 (Bild 6.8) zu einem sofortigen Abfall des Porenwasserdrucks. Nach einer Zeit von etwa 2,5 Wochen und fortschreitender Aushubtätigkeit ist eine Stagnation im Porenwasserdruckabbau eingetreten. Der resultierende Porenwasserunterdruck betrug für den Geber in einer Tiefe von $-13,0 \text{ m}$ in

Porenwasserunterdruck betrug für den Geber in einer Tiefe von $-13,0$ m in etwa 5 kN/m^2 und für den Geber in einer Tiefe von $-17,0$ m in etwa 10 kN/m^2 . Die Porenwasserdruckentwicklung in MQ 2 (Bild 6.9) verlief näherungsweise identisch. Im weiter entfernten MQ 3 wurde die Stagnation erst nach etwa 4 Wochen beobachtet. Mit zunehmender Bauzeit ist ein geringer Porenwasserunterdruckabbau eingetreten. Die aushubbedingte und mit der Tiefe zunehmende Porenwasserunterentwicklung lässt in Verbindung mit der Entfernung der einzelnen Messstellen zu den Aushubarbeiten Rückschlüsse zur Auswirkung der Aushubentlastung auf die Ausdehnung der Porenwasserunterdruckentwicklung zu. Generell ist diese großflächig und bis in größere Tiefen aufgetreten, wodurch im Allgemeinen, insbesondere bei vorhandener Nachbarbebauung, eine kurzzeitige Erhöhung der Tragfähigkeit entstehen kann.

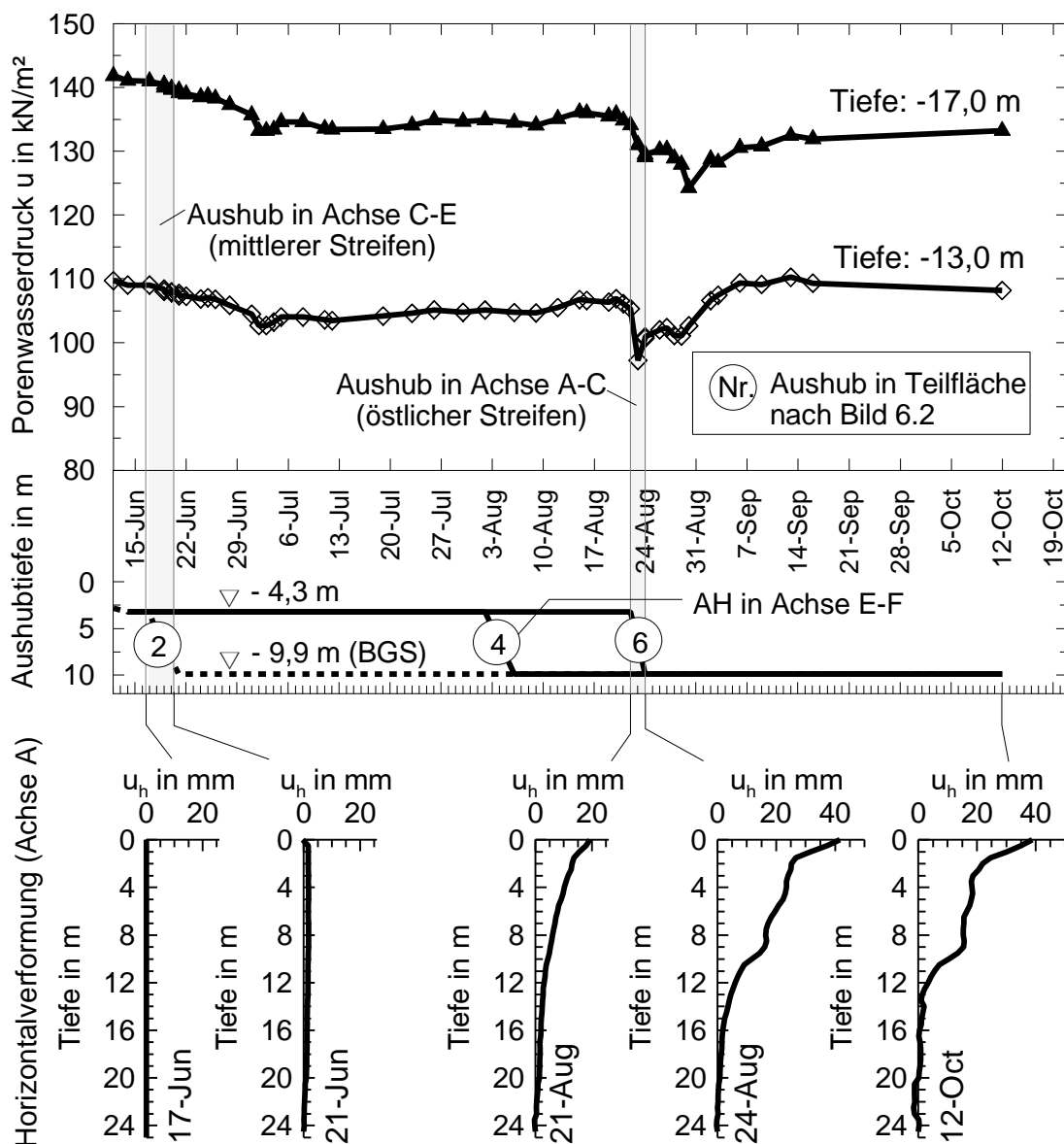


Bild 6.9: Porenwasserdruckänderung und Horizontalverformung im Messquerschnitt MQ 2

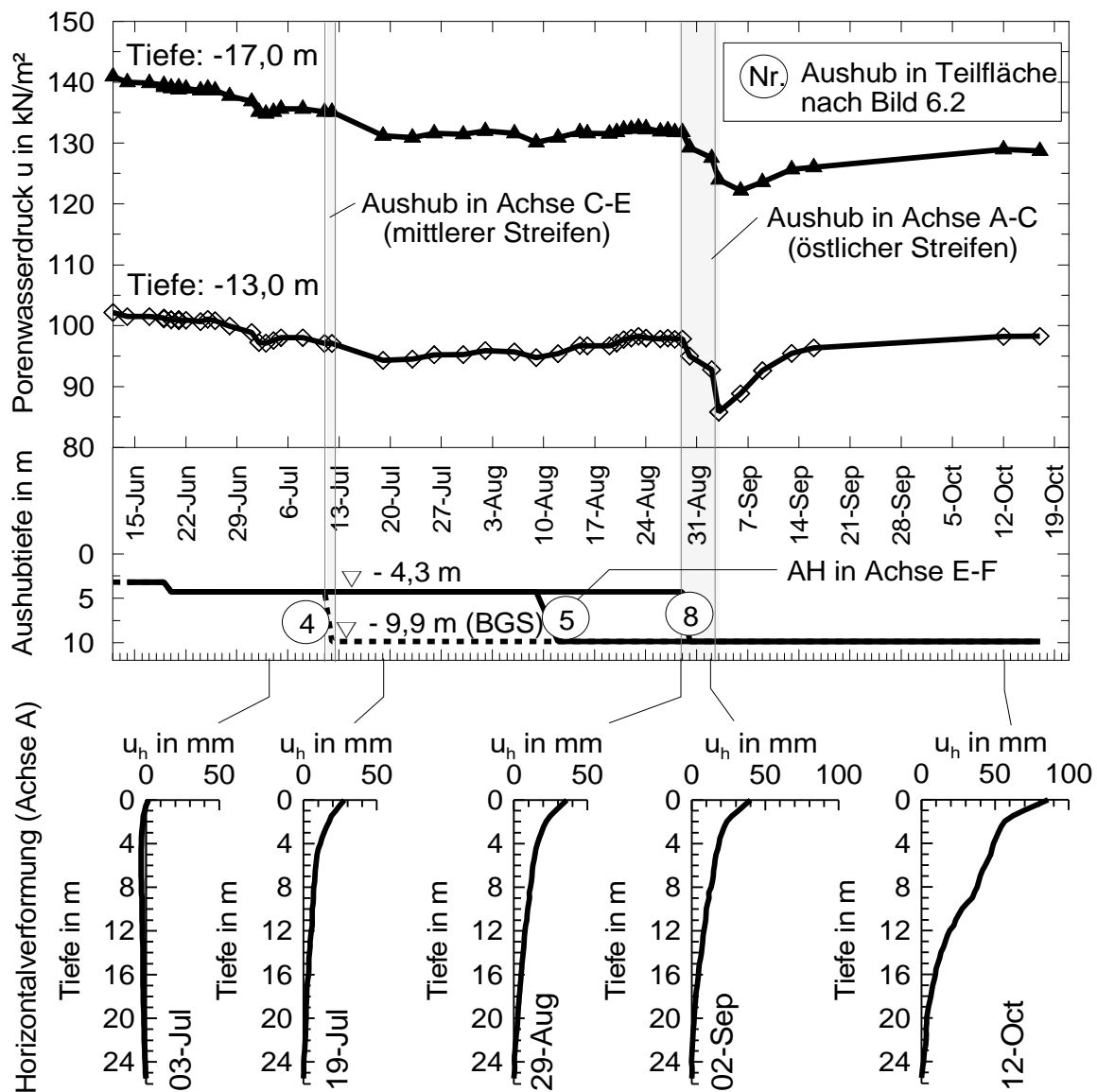


Bild 6.10: Porenwasserdruckänderung und Horizontalverformung im Messquerschnitt MQ 3

Die Porenwasserdruckentwicklung infolge der Aushubarbeiten im Längsstreifen direkt vor den Gebern ergab in allen drei Messquerschnitten einheitliche Verläufe. Der schlagartig entstandene Porenwasserunterdruck betrug in etwa 10 kN/m² und war somit genau so groß wie der zuvor entstandene Porenwasserunterdruck infolge der Aushubarbeiten des benachbarten Streifens. Allerdings entspricht der gemessene Porenwasserunterdruck nur einem Anteil der vertikalen Aushubentlastung mit einer Aushubtiefe von 5,6 m. Die kurzen Abbauzeiten des Porenwasserunterdrucks, wie sie bereits in *Freiseder (1998)* festgestellt wurden, können mit den vorliegenden Messergebnissen nur für den Bereich in Höhe des Wandfußes bestätigt werden. In einer Tiefe von -13,0 m, d.h. 0,80 m unterhalb des Spundwandfußes, hat sich der Porenwasserunterdruck innerhalb von 10 bis 14 Tagen wieder abgebaut. Mit zunehmender Tiefe bei

–17,0 m dauerte die Konsolidation mehr als 5 Wochen und verzeichnete mit Bezug auf den freien Grundwasserspiegel einen verbleibenden Porenwasserunterdruck.

6.2.5 Numerische Analyse

6.2.5.1 Allgemeines

Die komplexe Bauweise mit ihrer Unterteilung in drei Längsstreifen und dem abschnittweisen Aushub wurde mit einer zweidimensionalen Modellierung für den ebenen Verformungszustand in einem repräsentativen Querschnitt durch beide Teilbaugruben durchgeführt. Die räumlichen Einflüsse, die senkrecht zur Berechnungsebene das Verformungsverhalten beeinflussten, wurden durch eine dezidierte Unterteilung der Aushubschritte mit realitätsnaher Berücksichtigung der wirksamen Stützkonstruktion der Verbauwände modelliert. Die zeitabhängigen Einflüsse auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion wurden mit einer undrained Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse unter Verwendung der tatsächlichen Bauzeiten erfasst, siehe auch Abschnitt 3.3.

6.2.5.2 Modellgeometrie

Der Berechnungsquerschnitt wurde in den Messquerschnitt MQ 3 (Bild 6.1) gelegt, ist aber aufgrund des vergleichbaren Bauablaufs auch für die Messquerschnitte MQ 1 und MQ 2 repräsentativ. Allerdings sind dann die entsprechenden Bauzeiten anzupassen. Die günstigen räumlichen Effekte der Aushubarbeiten in den ersten Teilflächen auf das Verformungsverhalten, wie sie in Abschnitt 6.2.4 beschrieben wurden, sind bei einem Vergleich mit den Verformungsergebnissen von MQ 1 und auch MQ 2 entsprechend zu berücksichtigen.

Die Teilbaugrube I hat eine Breite $B = 50$ m und eine Höhe $H = 9,9$ m. In Anlehnung an die Empfehlung des AK 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (Meißner, 2002) wurde das FE-Modell mit einer Ausdehnung von $3 \times B = 150$ m auf der westlichen Seite, mit $2 \times B = 100$ m auf der östlichen Seite und einer Tiefe von $5 \times H = 50$ m unterhalb der Teilbaugrube I gewählt. In Bild 6.11 ist ein Ausschnitt des FE Modells mit einem detaillierten Bereich für die Teilbaugrube I dargestellt.

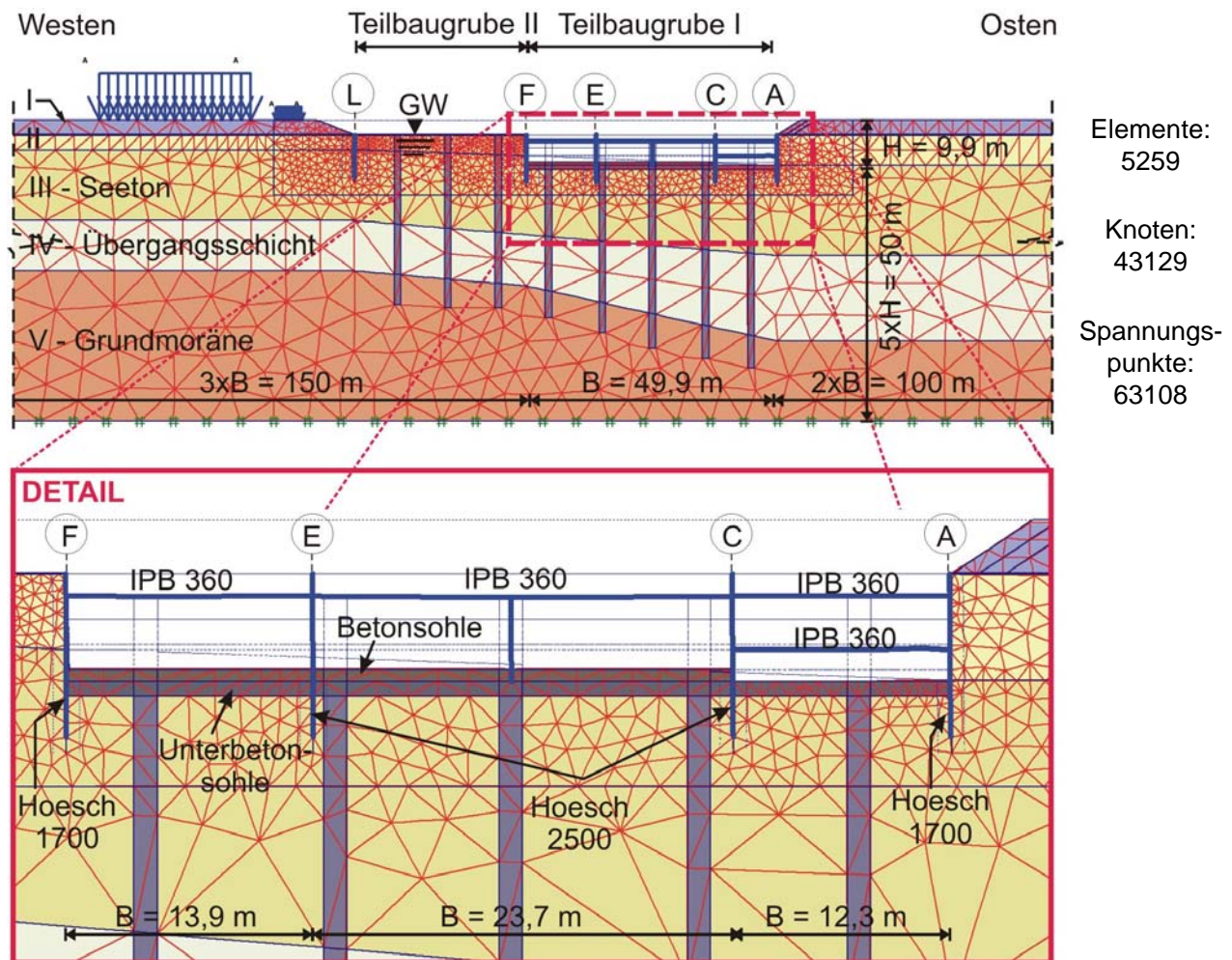


Bild 6.11: FE-Modell für Messquerschnitt MQ 3

6.2.5.3 Berechnungsschritte

Die numerische Berechnung wurde stellvertretend für den Messquerschnitt MQ 3 durchgeführt. Die Berücksichtigung der räumlichen und zeitlichen Einflüsse auf das Spannungs-Verformungsverhalten erfolgte mit einer genauen Simulation des tatsächlichen Bauablaufs. Die durchgeführten Berechnungsschritte sind hierzu in Tabelle 6.2 dargestellt.

Der Initialspannungszustand musste infolge des nicht horizontalen Schichtenverlaufs mit der sogenannten „gravity loading“ Methode berechnet werden. Für alle Berechnungsschritte wurde eine Grundwasserströmungsberechnung mit einem Grundwasserspiegel in Höhe $-3,0$ m außerhalb der Baugrube und mit einem jeweils auf das Aushubniveau abgesenkten Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube durchgeführt. Von einer stationären Berechnung in Abhängigkeit des Grundwasserspiegels (phreatic level) ist bei Baugruben generell abzusehen. Das undränierbare Materialverhalten wurde in den ersten vier Berechnungsschritten ignoriert.

Tabelle 6.2: Berechnungsschritte

Phase	Art	Beschreibung	Achse	Dauer in d
01	P	Initialspannungen (gravity loading)		
02	P	Aktivierung der Auflast		
03	P	1. Voraushub auf –3,0 m	A-L	
04	P	Einbau der Spundwände (wished in place)		
05	C	2. Voraushub auf –4,3 m	A-F	14
06	C	Einbau der Bohrpfähle		7
07	P	Rückverankerung des Wandkopfes	C-E	
08	C	1. Aushub auf –5,6 m	C-E	0,25
09	C	2. Aushub auf –7,0 m	C-E	0,25
10	C	3. Aushub auf –8,4 m; Einbau Hilfsaussteifung in –7,3 m	C-E	0,25
11	C	4. Aushub auf –9,9 m; Einbau Unterbetonsohle	C-E	0,25
12	P	Einbau Aussteifung in –4,0 m; Rückbau Hilfsaussteifung und Rückverankerung	C-E	
13	C	Konsolidationsphase		13
14	P	Einbau Betonsohle	C-E	
15	C	Konsolidationsphase		16
16	C	1. Aushub auf –5,6 m; Einbau Kopfaussteifung in –4,0 m	E-F	0,25
17	C	2. Aushub auf –7,0 m	E-F	0,25
18	C	3. Aushub auf –8,4 m; Einbau Hilfsaussteifung in –7,3 m	E-F	0,25
19	C	4. Aushub auf –9,9 m; Einbau Unterbetonsohle	E-F	0,25
20	P	Rückbau Hilfsaussteifung	E-F	
21	C	Konsolidationsphase		11
22	P	Einbau Betonsohle	E-F	
23	C	Konsolidationsphase		14
24	P	Einbau Aussteifung in –4,0 m	A-C	
25	C	1. Aushub auf –5,6 m	A-C	0,25
26	C	2. Aushub auf –7,0 m	A-C	0,25
27	C	3. Aushub auf –8,4 m; Einbau Hilfsaussteifung in –7,3 m	A-C	0,25
28	C	4. Aushub auf –9,9 m; Einbau Unterbetonsohle	A-C	0,25
29	P	Rückbau Hilfsaussteifung	A-C	
30	C	Konsolidationsphase		20
31	P	Einbau Betonsohle	A-C	
32	C	Konsolidationsphase		8
33	C	Konsolidation bis zum vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks (min pore pressure)		

Anmerkung: P – plastische Berechnung

C – plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse

Zur Berücksichtigung des räumlichen Einflusses des abschnittweisen Aushubs in den drei Baugrubenstreifen wurde jeder Streifen in vier Aushubabschnitte unterteilt. Darüber hinaus

wurde mit Einführung eines Aktivierungsfaktors $m = 0,5$ die Wirksamkeit der abschnittsweise eingebauten Sohlsteife und auch der temporären Hilfssteife simuliert, siehe hierzu auch Abschnitt 4.2.3.1. Hierbei wurde zum Beispiel für den Einbau der Unterbetonsohle mit fortschreitendem geböschten Aushub (Bild 6.3) der erste Berechnungsschritt ohne Unterstützung der Verbauwand und der abschließende Berechnungsschritt mit aktivierter, d.h. wirksamer, Unterstützung berechnet. Die Aufteilung der Aushubtiefe der jeweiligen Berechnungsschritte erfolgt dabei in Abhängigkeit des Aktivierungsfaktors. In *Gebreselassie (2003)* wurde der Aktivierungsfaktor für den abschnittsweise hergestellten Einbau der Sohlaussteifung anhand einer numerischen Rückrechnung einer Baugrube in weichem Boden in der Nähe von Projekt I mit $m_{sohle} = 0,50$ bestimmt.

6.2.5.4 Materialparameter und Diskretisierung der konstruktiven Elemente

Für das Projekt I lagen die Materialparameter nur in eingeschränkter Form vor. Aus den Bodengutachten (*BBI, 2001*) war der Steifemodul E_s bei Erstbelastung zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens und die undrännierte Scherfestigkeit c_u bekannt. Da der Steifemodul E_{oed} bei Baugruben mit überwiegender Entlastung nur eine untergeordnete Rolle einnimmt und die undrännierte Scherfestigkeit c_u zu unrealistischen Ergebnissen führt (*Hettler et al., 2002; Wehnert, 2006*), wurden die Materialparameter für die numerische Analyse auch unter Berücksichtigung der benachbarten Projekte gewählt. In Tabelle 6.3 sind für das Hardening Soil (HS) Modell die Materialparameter zusammengestellt. Die Sekantensteifigkeit $E_{50,ref}$ wurde dabei zunächst entsprechend der aus den Gutachten bekannten Ödometersteifigkeit E_{oed} gewählt und für die Entlastungssteifigkeit $E_{ur,ref}$ wurde eine Erhöhung um den Faktor 5 festgelegt, der sich auch aus den durchgeführten Elementversuchen (Abschnitt 5) ergibt. Die Ödometersteifigkeit für den Seeton wurde mit $E_{oed} = 3,0$ bis $5,0$ MN/m² angegeben. Die Auswirkung des Steifigkeitsbereiches für die weiche bis breiige Seetonschicht auf die Verformungsberechnung wurde in der folgenden Analyse auch untersucht. Der Vergleich mit den in Abschnitt 5 ermittelten Steifigkeiten aus dem eindimensionalen Kompressionsversuch ist ursächlich für die Festlegung auf den unteren Grenzwert mit $E_{oed,ref} = 3,0$ MN/m².

Die effektive Scherfestigkeit wurde nach *Gebreselassie (2003)* in Abhängigkeit des Porenwasserdruckbeiwertes A_f auf der Grundlage der geringen Werte der undrännierten Scherfestigkeit mit $c_u = 15$ bis 20 kN/m² in Form des Winkels der Gesamtscherfestigkeit mit $\mathbf{j}'_s = 22,5^\circ$ bestimmt.

Die Seetonschicht und auch die Übergangsschicht wurden mit undränniertem Materialverhalten beschrieben, wohingegen für die Auffüllung, den Beckensand und die Grundmoräne dränier-tes Materialverhalten angenommen wurde.

Tabelle 6.3: Materialparameter für die Bodenschichten (HS-Modell)

Bodenschicht	\mathbf{g}/\mathbf{g} kN/m ³	$k_x=k_y$ m/d	E_{50}^{ref} MN/m ²	E_{oed}^{ref} MN/m ²	E_{ur}^{ref} MN/m ²	p^{ref} kN/m ²	\mathbf{n}_{ur} -	m -	\mathbf{j}' °	c' kN/m ²	\mathbf{y} °	R_f -
Auffüllung	21/21	8,64E-02	6,0	6,0	30,0	100	0,20	0,70	30,0	0,1	0	0,9
Beckensand	19/20	1,730	8,0	8,0	40,0	100	0,20	0,50	27,5	0,1	0	0,9
Seeton	19/19	8,64E-04	3,0	3,0 ¹⁾	15,0	100	0,20	0,73	22,5	0,1	0	0,9
Übergangsschicht	22/22	8,60E-04	8,0	8,0	40,0	100	0,20	0,50	25,0	0,1	0	0,9
Grundmoräne	20/20	8,60E-04	40,0	40,0	200,0	100	0,20	0,80	30,0	0,1	0	0,9

¹⁾ Für E_{oed} wurde ein Bereich von 3,0 bis 5,0 MN/m² angegeben

Zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen mit dem Hardening Soil Small (HSS) Modell erfolgte die Ermittlung der zwei zusätzlichen Materialparameter in Anlehnung an *Benz (2007)* auf empirischer Grundlage. In Tabelle 6.4 sind die verwendeten Parameter zusammengestellt. Der Schubmodul G_0 wurde dabei nach *Alpan (1970)* unter Berücksichtigung des Zusammenhangs zwischen elastischer Anfangstangensteifigkeit E_0 und Schubmodul G_0 bei kleinen Dehnungen nach Gl. (6.3) näherungsweise bestimmt. In *Alpan (1970)* sind hierzu für den aus Triaxialversuchen ermittelten Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} Verhältniswerte E_0 / E_{ur} angegeben.

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\mathbf{n}_{ur})} \quad (6.3)$$

Für den breiigen bis weichen Seeton und die weiche bis steife Übergangsschicht wurde der Schubmodul $G_{0,ref}$ nach Gl. (6.4) (*Kim/Novak, 1981*) in Abhängigkeit der Porenzahl e und der mittleren effektiven Hauptspannung p' festgelegt.

$$G_{0,ref} = 16 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (6.4)$$

Tabelle 6.4: Ergänzende Materialparameter für die Bodenschichten (HSS-Modell)

Bodenschicht	G_0^{ref} MN/m ²	Referenz	$\mathbf{g}_{0,7}$ -	Referenz
Auffüllung	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,6E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Beckensand	70,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,1E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Seeton	20,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	3,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Übergangsschicht	40,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	2,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Grundmoräne	180,0	<i>Alpan (1970)</i>	8,6E-05	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>

Die Scherdehnung $g_{0,7}$ bei der G auf 70 % des Anfangswertes $G_{0,ref}$ abnimmt wird näherungsweise nach *Hardin/Drnevich (1972)* nach Gl. (6.5) berechnet.

$$g_{0,7} = \frac{1}{9 \cdot G_{0,ref}} \left[2 \cdot c' \cdot (1 + \cos(2j')) - s' \cdot (1 + K_0) \cdot \sin(2j') \right] \quad (6.5)$$

Bei den bindigen Bodenschichten wurde $g_{0,7}$ in Abhängigkeit der Plastizitätszahl I_p nach *Vucetic/Dobry (1991)* bestimmt.

Die Spundwände, die Steifen und die Rückverankerung des mittleren Längsstreifens (Achse C-E) wurden mit linear elastischen Balkenelementen modelliert. Die Unterbetonsohle, die Bodenplatte und auch die Bohrpfähle wurden mit linear elastischen Kontinuumelementen idealisiert. Die Materialparameter der Strukturelemente sind in Tabelle 6.5 und die der Kontinuumelemente in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Tabelle 6.5: Materialparameter für die Strukturelemente

Strukturelement		EA kN/m	EI kNm ² /m	w kN/m/m	n
Spundwände:	Hoesch 2500	4,053E06	91140,0	1,5	0,3
	Hoesch 1700	3,108E06	63210,0	1,2	0,3
Steife:	IPB 360	1,267E06	30233,0	0,5	0,30
Rückverankerung:	GEWI (D = 3,2cm)	1,689E05	$L_{\text{spacing}} = 3,0 \text{ m}$		

Tabelle 6.6: Materialparameter für die Kontinuumelemente

Kontinuumelement	g kN/m ³	$k_x = k_y$ m/d	ν	E_{ref} MN/m ²
Unterbetonsohle ¹⁾ d = 0,80 m	23,0	0	0,20	3,2E04
Bodenplatte ¹⁾ d = 0,70 m	25,0	0	0,20	3,2E04
Bohrpfähle ²⁾ (D = 1,50 m)	25,0 ³⁾	⁴⁾	0,20	3,2E04 ³⁾

¹⁾ non-porous; ²⁾ dräniert oder undräniert in Abhängigkeit des umgebenden Bodens; ³⁾ modifiziert entsprechend umgebenden Boden und Pfahlraaster; ⁴⁾ wie der umgebende Boden

Da Balkenelemente bei einer zweidimensionalen Modellierung mit einer ideellen Breite von 1 m senkrecht zur Berechnungsebene wie eine Scheibe wirken, entsteht durch die Simulation der Bohrpfähle mit undurchlässigen Interface Elementen eine Barriere für die Grundwasserströmung und daraus resultierend auch für die Porenwasserdruckentwicklung. Bei der Verwendung von durchlässigen oder auch ohne Interface Elemente entsteht durch die Balkenelemente eine vertikale Dränagewirkung. Beide Modellierungen verfälschen daher erheblich die

Konsolidationsberechnung, weswegen die Bohrpfähle mit linear elastischen Kontinuumelementen idealisiert wurden. Die Randbedingungen in Bezug auf dräniertes oder undränniertes Materialverhalten wurden dabei aus dem umgebenden Boden übernommen. Die Wichte und Steifigkeit der Bohrpfähle wurden mit einer äquivalenten Ersatzbreite $a_{eq} = 1,32$ m unter Berücksichtigung des Pfahlrasters (16,5 x 10,0 m) berechnet.

$$a_{eq} = \sqrt{D^2 \cdot \frac{p}{4}} \quad (6.6)$$

Für die Interface Elemente wurden separate Materialdatensätze mit einer in Abhängigkeit der Wandrauhigkeit und der Bodenart reduzierten Scherfestigkeit verwendet.

6.2.5.5 Konventionelle Berechnungen

In einer ersten Analyse wurde die numerische Berechnung mit den zuvor beschriebenen Materialparametern und der realitätsnahen Modellierung der Bauphasen durchgeführt. Die Ergebnisse wurden zur Beurteilung der Materialparameter mit der Wandverformung in Achse A und der Setzung hinter dieser Wand verglichen. In Bild 6.12 ist der Vergleich für das Hardening Soil Modell dargestellt.

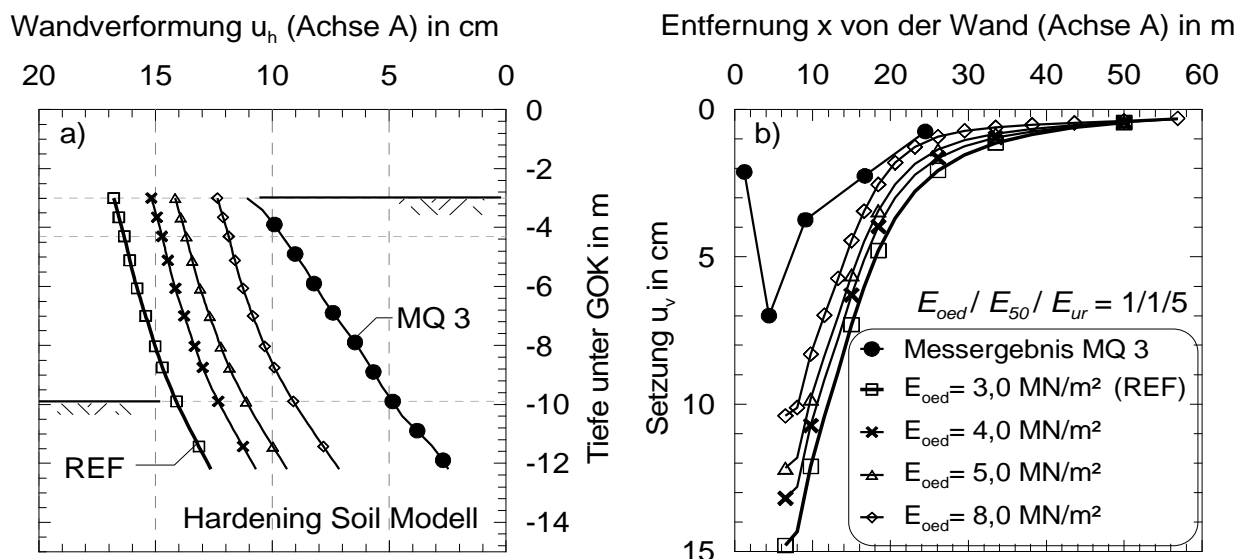


Bild 6.12: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit Messergebnissen für MQ 3 nach Aushub auf -9,9 m in Achse A-C (HS Modell):

- Wandverformung in Achse A
- Setzungen hinter der Wand

Unter Verwendung des Referenzdatensatzes mit einer Ödometersteifigkeit $E_{oed,ref} = 3,0$ MN/m², die in guter Übereinstimmung mit den durchgeführten Elementversuchen liegt, kann-

te das Verformungsverhalten nicht modelliert werden. Die Wandkopfverformung wurde dabei um 55 % und die maximale Setzung um mehr als 100 % überschätzt. In weiteren Berechnungen wurde die in dem Baugrundgutachten angegebene Streubreite des Kompressionsmodul für die Seetonschicht untersucht. Das Steifigkeitsverhältnis $E_{oed} / E_{50} / E_{ur}$ blieb dabei mit 1/1/5 unverändert. Selbst mit dem oberen Grenzwert mit $E_{oed,ref} = 5,0 \text{ MN/m}^2$ betrugen die Abweichungen noch 27 % für die Wandkopfverformung und 78 % für die maximale Setzung. Eine hypothetische Erhöhung des Mittelwertes der Steifigkeit um den Faktor 2 auf $E_{oed,ref} = 8,0 \text{ MN/m}^2$ führte ebenfalls nur zu unzureichenden Verformungsergebnissen. In *Becker et al. (2008)* wurde mit einer ebenfalls hypothetischen Erhöhung der effektiven Scherfestigkeit in Anlehnung an eine numerische Analyse von einer Baugrube aus unmittelbarer Nachbarschaft (*Gebreselassie, 2003*) eine vergleichbare Optimierung erzielt. Aufgrund der breiigen Konsistenz, der geringen Werte der undränierten Scherfestigkeit und der zwischenzeitlich gewonnenen Erfahrungen aus den zwei weiteren Fallbeispielen wurde diese Vorgehensweise hier nicht weiter verfolgt.

Die Verwendung des Hardening Soil Small Modells führte erwartungsgemäß zu einer Reduzierung der Verformungen. Die Ergebnisse der konventionellen Berechnungen sind in Bild 6.13 im Vergleich zur Referenzberechnung des HS-Modells dargestellt.

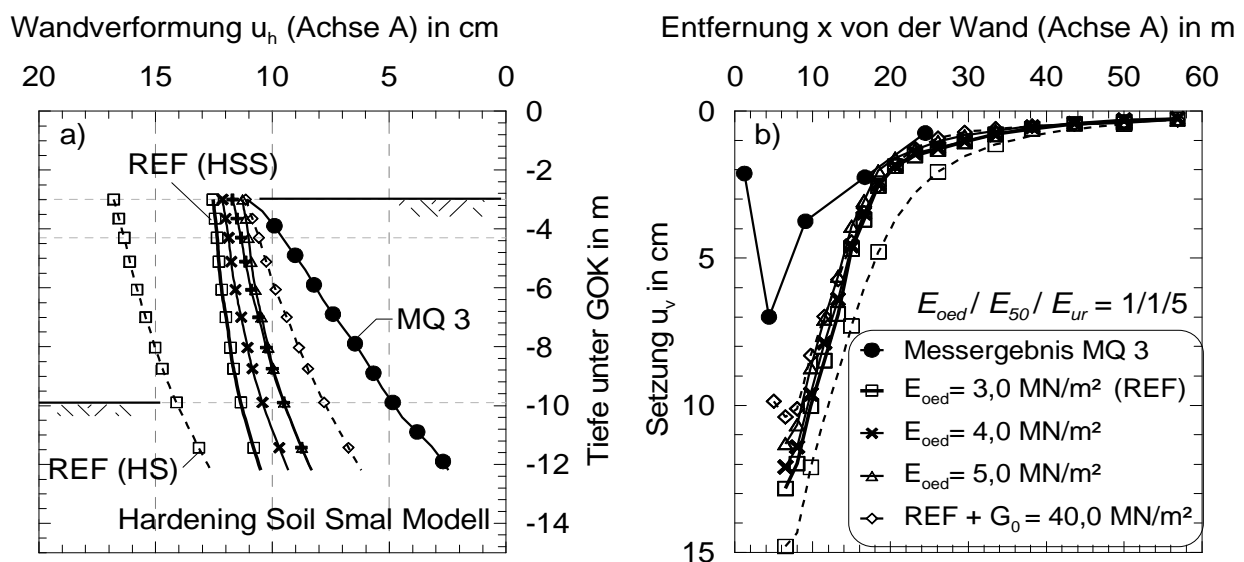


Bild 6.13: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit Messergebnissen für MQ 3 nach Aushub auf -9,9 m in Achse A-C (HSS Modell):

- Wandverformung in Achse A
- Setzungen hinter der Wand

Allerdings konnten auch mit dem HSS-Modell unter Verwendung der Bodenparameter aus dem Baugrundgutachten und empirischen Korrelationen für die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen die Verformungen nur unzureichend beschrieben werden. Während die Kopfverformungen bei

Verwendung von $E_{oed,ref} = 5,0 \text{ MN/m}^2$ mit dem Messergebnis gut übereinstimmen, wurde die Fußverschiebung um den Faktor 3,3 überschätzt. Eine Variation des Schubmoduls und der Scherdehnung führte auch nicht zu einer wesentlich besseren Beschreibung der Baugrund-Tagwerk-Interaktion. Beispielhaft ist das Ergebnis für eine Erhöhung des Schubmoduls der Seetonschicht auf $G_{0,ref} = 40,0 \text{ MN/m}^2$ dargestellt. Der Sachverhalt, dass die Kopfverschiebung bei einer konstruktiven Aussteifung besser mit der konventionellen Berechnung angenähert wird als die Fußverschiebung, deutet auf eine unzureichende Modellierung des Materialverhaltens im Bereich des Wandfußes hin. Das Setzungsverhalten mit dem HSS-Modell beschreibt gegenüber dem HS-Modell eine Reduzierung der maximalen Setzung um 8 bis 15 %, überschätzt aber dennoch mit der günstigsten Variation das Messergebnis um 50 %.

Generell ist aufgrund der geringeren Streuung der Berechnungsergebnisse mit dem HSS-Modell und der gesteigerten Annäherung der Messergebnisse im Vergleich zum HS-Modell eine wesentliche Optimierung durch die Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen festzustellen. Eine weitere Erhöhung der Seetonsteifigkeiten, die offensichtlich im Rahmen der konventionellen Berechnung erforderlich ist, wäre allerdings aus bodenmechanischen Aspekten nicht mehr zu begründen. In dem folgenden Abschnitt wird daher eine Optimierung unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit vorgestellt.

6.2.5.6 Optimierung durch spannungspfadabhängige Steifigkeit

Die Berechnung des abschnittsweise und in Streifen hergestellten Baugrubenaushubs wurde mit einem neu erstellten FE-Modell optimiert. Hierbei erfolgte eine Unterteilung in charakteristische Spannungsverlaufszonen (SPZ) nach Tabelle 4.3 für die jeweiligen Längsstreifen der Teilbaugrube I. Die in Abschnitt 5 festgestellte Spannungspfadabhängigkeit der Steifigkeit wurde dabei mit modifizierten Materialparametern für die jeweiligen Spannungspfadzonen berücksichtigt. In Bild 6.14 ist das optimierte FE-Modell dargestellt. Die Einteilung erfolgte unter Berücksichtigung der Bauweise mit einer abschnittsweise hergestellten Sohlaussteifung bei vorhandener hochgelegener oberen Aussteifung. Die verwendete Bezugsgröße wurde durch den Abstand der oberen Aussteifung zur geplanten Aushubtiefe mit $h_A = 5,9 \text{ m}$ definiert.

Da keine Versuchsergebnisse mit einer Untersuchung der Spannungspfadabhängigkeit des Seetons von Projekt I vorliegen, wurden die Materialparameter des Seetons mit dem Mittelwert des Steifigkeitsverhältnisses aus Tabelle 5.11 nach Gl. (6.7) erhöht. In Tabelle 6.7 sind die modifizierten spannungspfadabhängigen Steifigkeiten für das Hardening Soil Modell zusammengestellt.

$$E_{TSP} = f_{TSP} \cdot E_{TSP-A} \quad (6.7)$$

Charakteristische Spannungspfadzonen für Aushub mit Kopfaussteifung und abschnittsweise hergestellter Sohlsteife nach Tabelle 4.3.

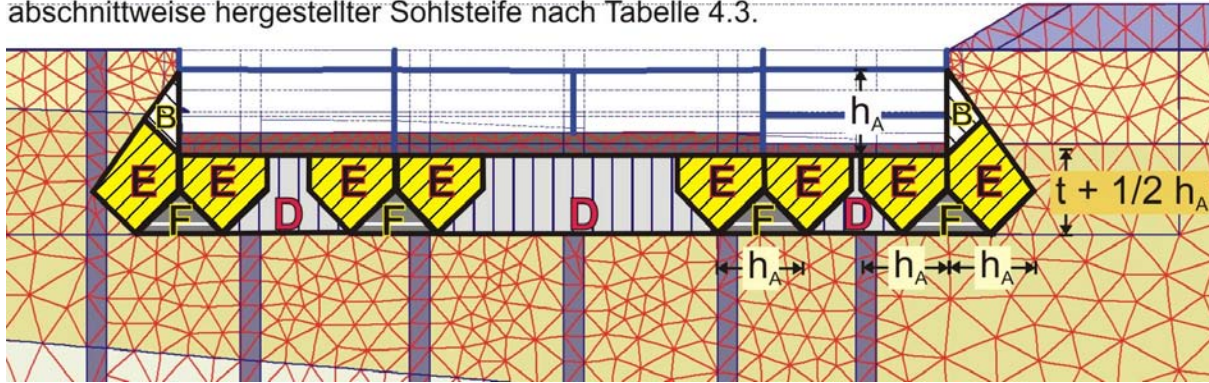


Bild 6.14: Optimiertes FE-Modell mit charakteristischen Spannungspfadzonen (SPZ)

Der Kompressionsmodul $E_{oed,ref}$ ist in dem Bodenmodell auch ein Parameter zur Beschreibung der kappenförmigen Fließfunktion und dadurch kein unabhängiger Materialparameter, siehe Abschnitt 3. Da $E_{oed,ref}$ mit anderen Parametern in Abhängigkeit steht, wurde er losgelöst von der bodenmechanischen Definition mit der Sekantensteifigkeit $E_{50,ref}$ gleichgesetzt.

Tabelle 6.7: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten

SPZ	f_{TSP}	E_{50}^{ref} in MN/m ²	E_{ur}^{ref} in MN/m ²
D	4,2	12,6	63,0
E	3,8	11,4	57,0
F	6,5	19,5	97,5

In Bild 6.15 ist der Vergleich der optimierten Berechnung mit dem HS-Modell und den Messergebnissen dargestellt. Durch die Berücksichtigung der angepassten Steifigkeit entsteht eine Verbesserung des Verformungsergebnisses. Unter Verwendung des Referenzdatensatzes mit $E_{oed,ref} = 3,0$ MN/m² wurde für die Abweichung vom Messergebnis allerdings noch immer ein Faktor von 1,18 am Wandkopf beziehungsweise 3,60 am Wandfuß ermittelt. Zum Vergleich wurde mit dem oberen Wert des Kompressionsmodul mit $E_{oed,ref} = 5,0$ MN/m² eine Reduzierung auf 1,13 am Wandkopf und 2,72 am Wandfuß erzielt.

In einer weiteren Variation wurde für den weichen Seeton ein Dilatanzwinkel mit $\psi = 15^\circ$ in den charakteristischen Spannungspfadzonen angenommen. Dies widerspricht zwar dem allgemeinen Verständnis, wurde aber in einigen durchgeführten Elementversuchen und auch vereinzelt in den Modellversuchen beobachtet. Durch das dilatante Materialverhalten entstand eine Reduzierung der Abweichung auf 9 % am Wandkopf, 220 % am Wandfuß und 29 % bei der maximalen Setzung.

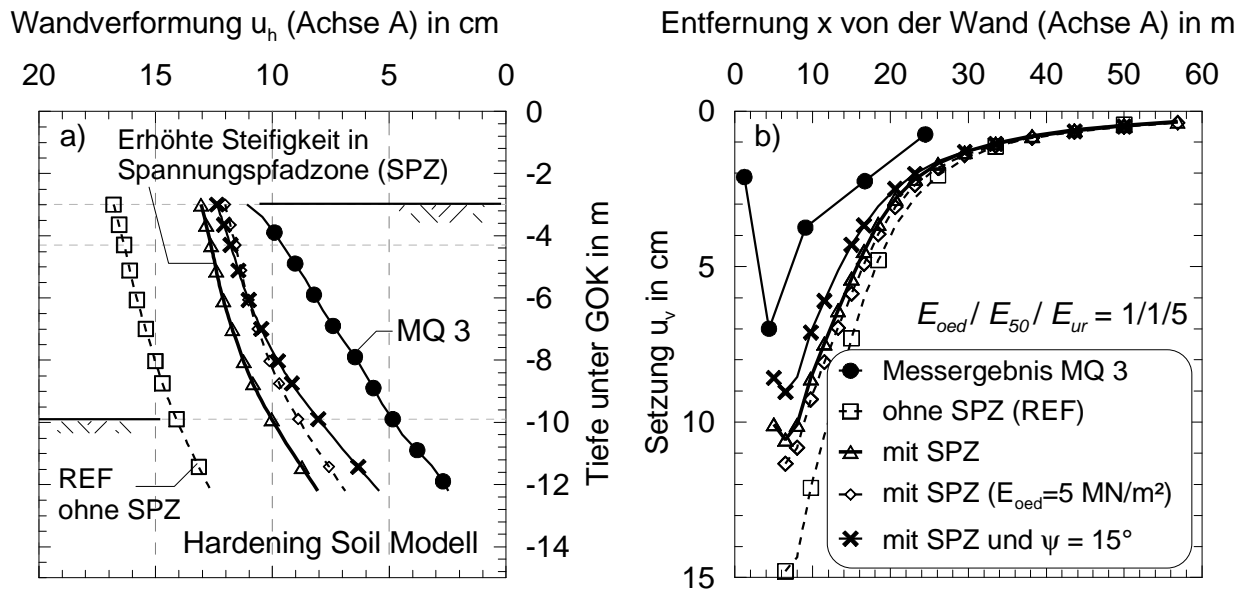


Bild 6.15: Vergleich der numerischen Ergebnisse unter Berücksichtigung einer erhöhten Steifigkeit in den Spannungspfadzonen mit Messergebnissen für MQ 3 nach Aushub auf -9,9 m in Achse A-C (HS Modell):

- a) Wandverformung in Achse A
- b) Setzungen hinter der Wand

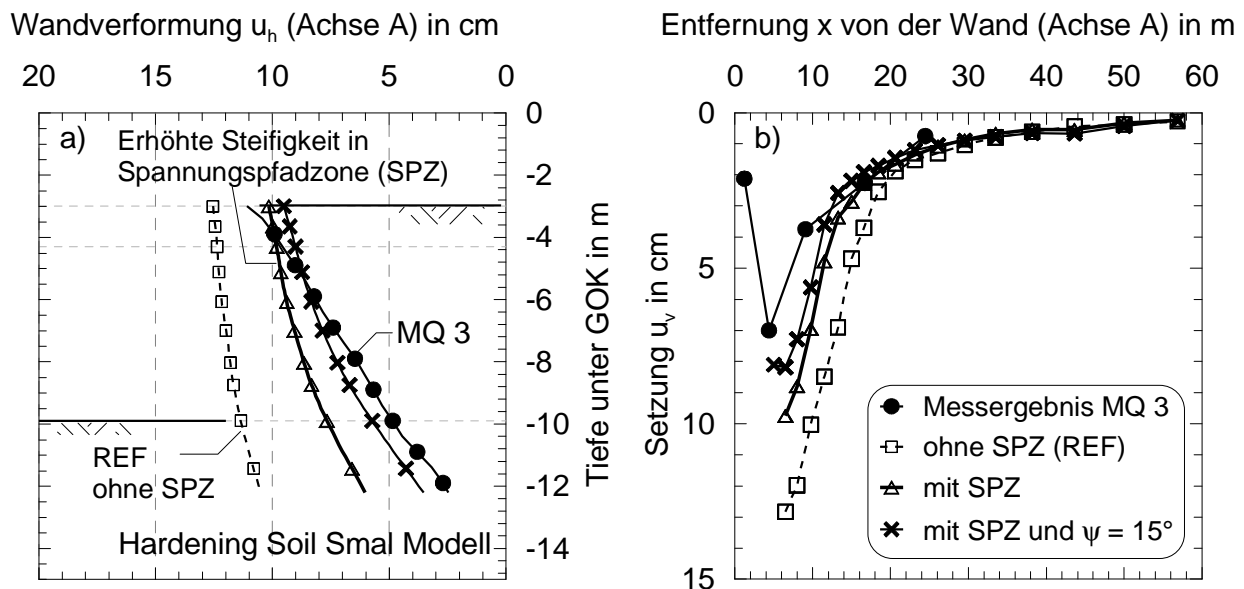


Bild 6.16: Vergleich der numerischen Ergebnisse unter Berücksichtigung einer erhöhten Steifigkeit in den Spannungspfadzonen mit Messergebnissen für MQ 3 nach Aushub auf -9,9 m in Achse A-C (HSS Modell):

- a) Wandverformung in Achse A
- b) Setzungen hinter der Wand

Die Berechnungsergebnisse für das HSS-Modell sind in Bild 6.16 dargestellt und beschreiben eine weitere Annäherung an die Messergebnisse. In Anbetracht der komplexen Bauweise kann die Baugrund-Tragwerk-Interaktion unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit zufriedenstellend simuliert werden. Die Verwendung des Dilatanzwinkels mit $\gamma = 15^\circ$ für den Seeton in den Spannungspfadzonen führte dabei zu einer guten Übereinstimmung.

Da der Einfluss der Spannungspfadabhängigkeit auf den Schubmodul G_0 bei kleinen Dehnungen versuchstechnisch nicht untersucht werden konnte, wurde zunächst eine allgemeine Parametervariation durchgeführt. Mit einer Zunahme des Schubmodul ist erwartungsgemäß eine Reduzierung der Verformungen eingetreten. Eine gleichmäßige Erhöhung bzw. Variation von $G_{0,ref}$ in den Spannungspfadzonen war aber nicht ausreichend für eine zufriedenstellende Annäherung an die Messergebnisse, weswegen hierzu noch weiterer Forschungsbedarf gegeben ist. Aus Benz (2007) ist eine allgemeine Zunahme von $G_{0,ref}$ in Richtung der größten effektiven Hauptspannung \mathbf{s}'_1 bei induzierter Anisotropie bekannt. In Richtung der kleineren effektiven Hauptspannung \mathbf{s}'_3 bleibt der Schubmodul nahezu konstant. Darüber hinaus wird von einer Abnahme des Schubmodul in Richtung der kleineren Hauptspannung \mathbf{s}'_3 bei einer Zunahme des effektiven Spannungsverhältnisses $\mathbf{s}'_1 / \mathbf{s}'_3$ berichtet. In der durchgeführten numerischen Analyse wurde daher der Schubmodul in den charakteristischen Spannungspfadzonen näherungsweise mit dem modifizierten Ent- und Wiederbelastungsmodul gleichgesetzt. Die verwendeten Parameter sind Tabelle 6.8 zusammengestellt.

Tabelle 6.8: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen

SPZ	G_0^{ref} in MN/m ²	$\mathbf{g}_{0,7}$
D	63,0	2,8E-04
E	57,0	2,1E-04
F	97,5	1,3E-04

Der Anspruch an eine vollkommene Übereinstimmung der numerischen Berechnung mit den Messergebnissen kann bei den hier vorliegenden komplexen Randbedingungen nicht erfüllt werden. Dennoch wurde durch die spannungspfadabhängige Steifigkeit eine erhebliche Optimierung der Berechnungsergebnisse erzielt. Zur Verdeutlichung der Komplexität des Bauablaufs sind in Bild 6.17 die berechneten Wandverformungen in den Achsen A bis F in Abhängigkeit des jeweiligen Bauzustandes für das HSS-Modell mit Spannungsverlaufszonen dargestellt.

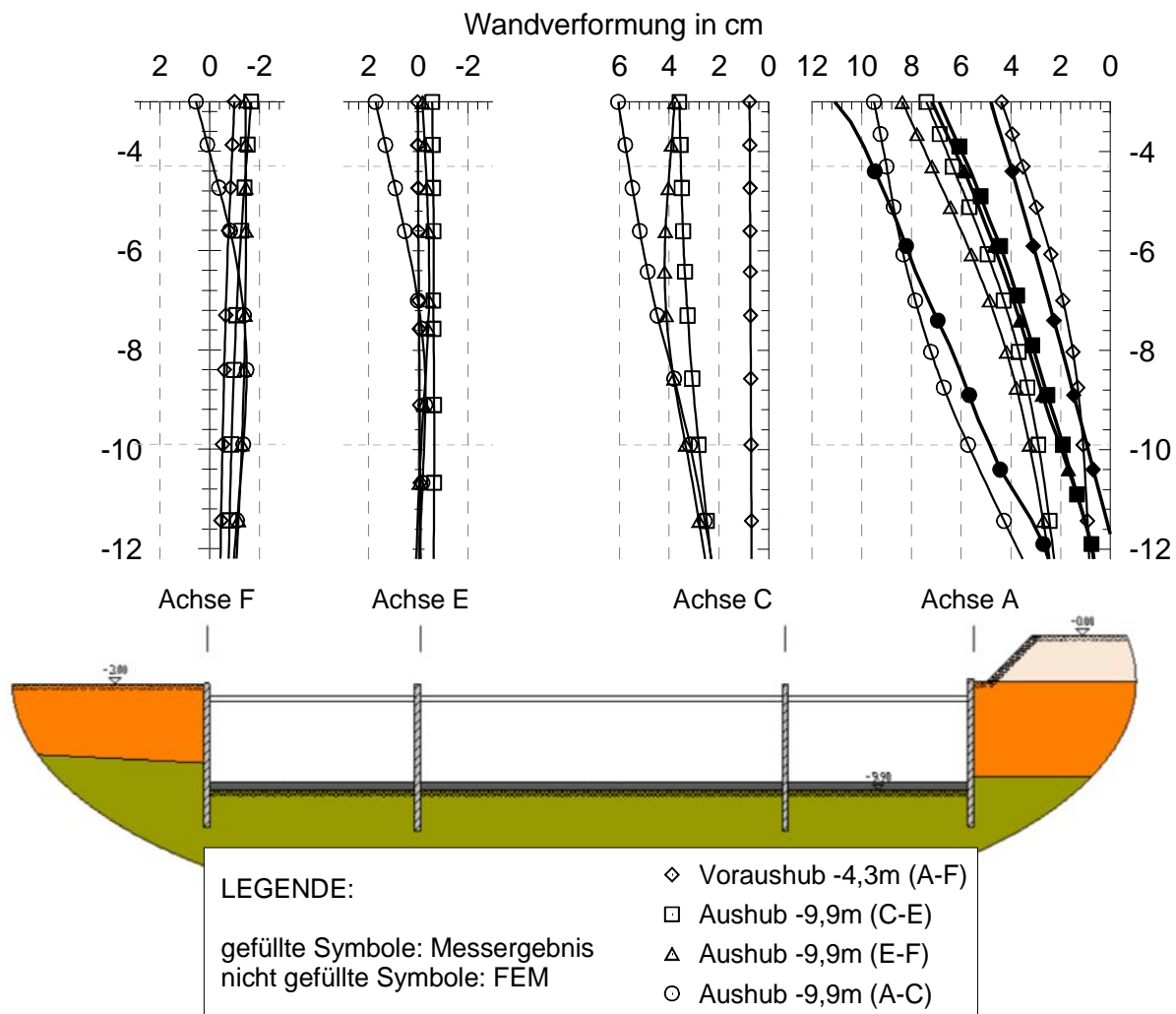


Bild 6.17: Gemessene Wandverformung und FEM-Berechnungsergebnisse in Abhängigkeit des abschnittweisen Aushubs in den Längsstreifen (Messquerschnitt MQ 3)

Bereits der Voraushub mit einer Aushubtiefe von 1,3 m auf das Arbeitsniveau von -4,3 m führte in der Achse A zu Wandkopfverformungen, die mit 4,5 cm in etwa 40 % des Endwertes entsprachen. Mit der numerischen Berechnung konnte die starke Verformungszunahme aufgrund der erhöhten Belastung des geböschten Geländes sehr gut erfasst werden. Die auf der gegenüberliegenden Seite in Achse F aufgetretenen Verformungen, die geringer als 1,0 cm sind, verdeutlichen die Notwendigkeit einer oberen Aussteifung in Höhe des umgebenen Geländes, so wie es auch in *EAB (2006)* empfohlen wird.

Infolge der Aushubarbeiten in den benachbarten Längsstreifen ist aufgrund der fehlenden Unterstützung der Spundwand in Achse A eine Parallelverschiebung in Richtung Baugrubenmitte eingetreten. In den Längsstreifen der Achsen C-E und E-F wurden die Verformungen durch die Kopfaussteifung und die Sohlussteifung erheblich reduziert. Durch den kraftschlüssigen

Verbund der oberen Aussteifung wurden die durch den Aushub in Achse A-C aufgetretenen Verformungen bis in die Spundwand der Achse F übertragen.

Die zeitabhängige Porenwasserdruckentwicklung in den Messpunkten außerhalb der Baugrube beschreibt eine Zunahme des Porenwasserunterdruckes infolge der jeweiligen Aushubabschnitte mit anschließendem Porenwasserunterdruckabbau. Für den Messpunkt in einer Tiefe von $-13,0$ m ist der Vergleich mit den Berechnungsergebnissen in Bild 6.18 und für den Messpunkt in der Tiefe $-17,0$ m in Bild 6.19 dargestellt. In beiden Punkten wird der zeitabhängige Abbau des Porenwasserunterdrucks infolge der benachbarten Aushubabschnitte gegenüber den Messergebnissen überschätzt. Für den Aushubabschnitt unmittelbar vor den Messgebern (Achse A-C) wurde indessen eine gute Übereinstimmung erzielt.

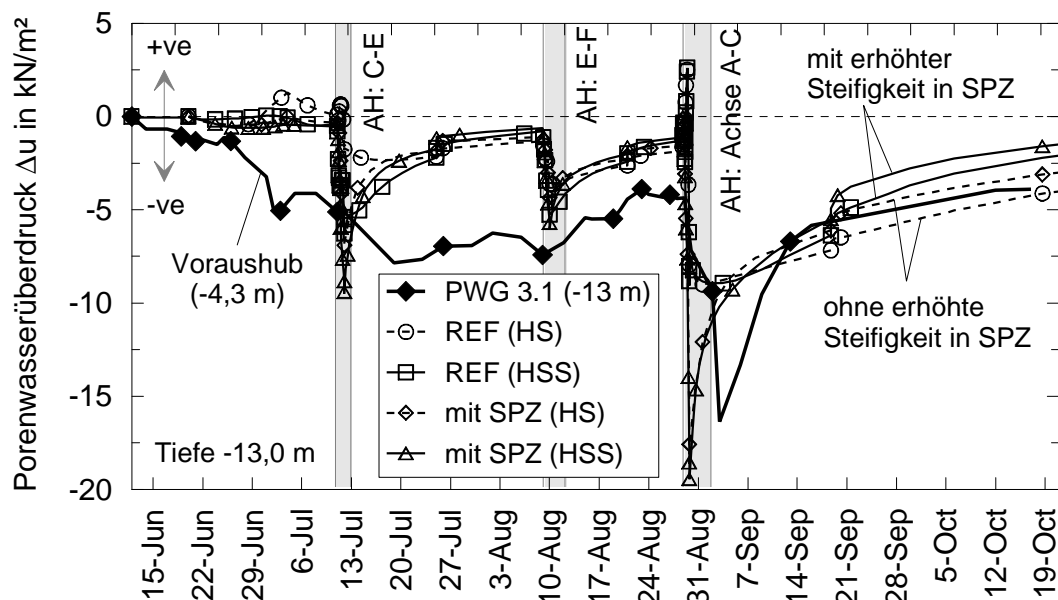


Bild 6.18: Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung (Messquerschnitt MQ 3: $-13,0$ m)

In Abschnitt 4 wurde bereits die in Anbetracht der Bauzeit zu vernachlässigende Auswirkung der Durchlässigkeit bei Annahme von üblichen Werten für weiche Böden mit $k = 10^{-4}$ bis 10^{-5} m/d (10^{-9} m/s bis 10^{-10} m/s) auf das Verformungsverhalten festgestellt. Eine entsprechend durchgeführte Variation ergab auch hier keine wesentliche Veränderung.

Die Auswertung der Porenwasserdruckmessungen zeigt darüber hinaus, dass die Lage der Messpunkte im Allgemeinen nicht repräsentativ für das Verformungsverhalten der Baugrube ist. Denn mit der Reduzierung der Verformungen infolge der erhöhten Steifigkeit in den Spannungsverlaufszonen geht eine Abnahme des Porenwasserunterdrucks einher. Zur Validierung der numerisch berechneten Porenwasserdruckentwicklung wären daher Messpunkte

in den charakteristischen Bereichen nach Tabelle 4.3 zumindest aber im Bereich vor dem Wandfuß notwendig.

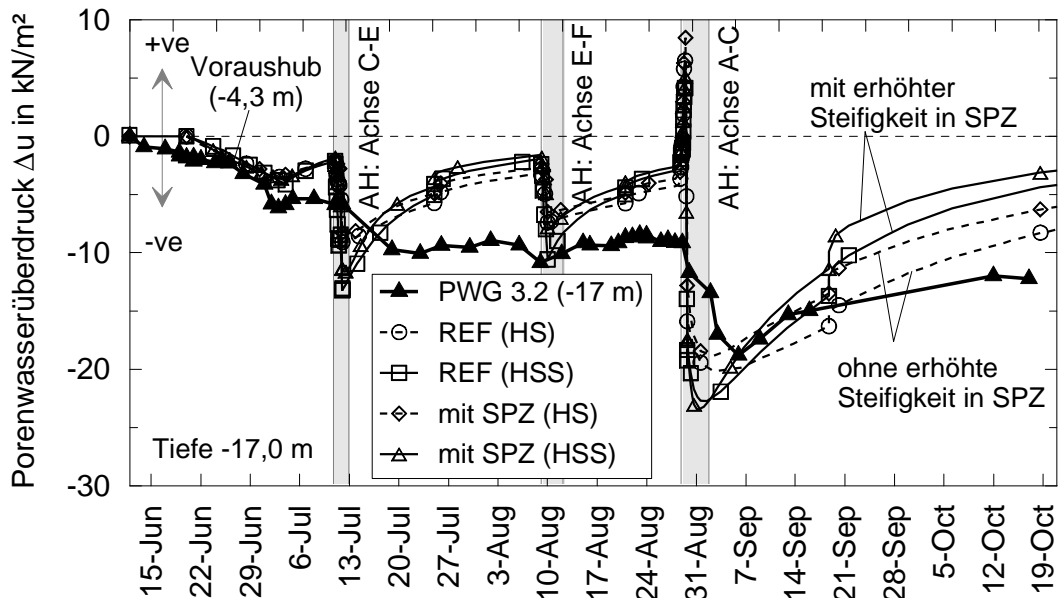


Bild 6.19: Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung (Messquerschnitt MQ 3: -17,0m)

6.2.6 Zusammenfassung

Die Berechnung einer Baugrube in weichen Böden mit der FEM scheint im Allgemeinen problematisch zu sein. Für das vorliegende Fallbeispiel war eine sehr komplexe Modellierung des Bauablaufs erforderlich, um mit einer zweidimensionalen Berechnung die räumlichen Einflüsse auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion zu erfassen. Die zeitabhängigen Einflüsse wurden dabei mit einer plastischen Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse berücksichtigt.

Die Verwendung der Materialparameter aus dem Bodengutachten für den weichen Seeton führte auch mit einer Variation im bodenmechanisch vertretbaren Maße mit dem höherwertigen elasto-plastischen Hardening Soil (HS) Modell zu einer ungenügenden Verformungsprognose. Die Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen mit HSS Modell führte erwartungsgemäß zu einer Reduzierung der Verformungen. Die Messergebnisse konnten aber nur mit größeren Abweichungen angenähert werden.

Die beschriebene Optimierung mit der Berücksichtigung von spannungspfadabhängigen Steifigkeiten nach Abschnitt 5 in charakteristischen Zonen der Baugrube nach Abschnitt 4 führte zu einer erheblichen Verbesserung der Verformungsprognose. Die Verwendung des Hardening Soil Small (HSS) Modells ergab darüber hinaus eine gute Übereinstimmung mit den

Messergebnissen. Es wurde hiermit sowohl die Notwendigkeit als auch eine Methode beschrieben das richtungsabhängige Steifigkeitsverhalten der normalkonsolidierten Böden bei Baugruben in weichen Böden in einem höherwertigen Stoffmodell mit richtungsunabhängigen Materialeigenschaften zu berücksichtigen.

6.3 Projekt II

6.3.1 Verbaukonstruktion und Bauweise

Das zweite Fallbeispiel befindet sich in direkter Umgebung zu Projekt I ebenfalls in Konstanz am Bodensee und liegt etwa 300 m westlich von dem Projekt I. Im Sommer des Jahres 2007 wurde mit den Bauarbeiten für die Erstellung des 5-geschossigen Geschäftshauses mit einer Länge von 87,5 m und einer Breite zwischen 17,5 und 22,5 m begonnen. Ein Grundriss der Baugrube ist in Bild 6.20 dargestellt.

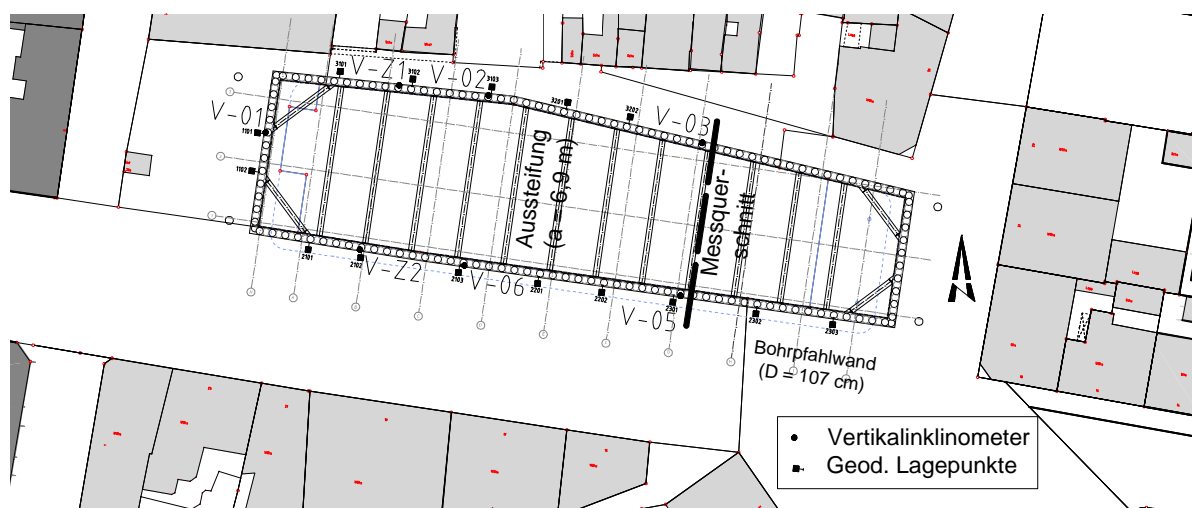


Bild 6.20: Grundriss und Lage des Messquerschnittes

Das Geschäftshaus wurde mit einer Flachgründung in einer Tiefe von $-5,90$ m unter Geländeoberfläche ausgeführt. Als Verbaukonstruktion diente eine überschnittene Bohrpfahlwand mit einem Durchmesser der Einzelpfähle von $D = 1,07$ m und einer Pfahllänge von $L = 10,5$ m. Die Bohrpfähle wurden durch einen umlaufenden Kopfbalken oberhalb des Geländes eingefasst, der zu einer zusätzlichen Aussteifung in Längsrichtung der Baugrube bereits vor Herstellung der Kopfaussteifung führte. In Bild 6.21 ist der Bauablauf schematisch dargestellt. Der Aushub der Baugrube erfolgte dabei abschnittsweise von einem Voraushubniveau $-1,50$ m unter Geländeoberfläche. Hierbei wurde in den beiden westlichen Ecken unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung von Bohrpfahlwand und Kopfbalken mit dem Aushub begonnen und anschließend in Höhe der Baugrubensohle eine dreieckförmige aussteifende Unterbeton-

sohle ($d = 50$ cm) eingebaut. Danach wurden in Höhe des Kopfbalkens diagonale Stahlrohrsteifen mit einem Durchmesser $D = 80$ cm eingebaut. In weiteren geböschten Aushubschritten wurden in Tagesleistung jeweils Streifen mit einer Breite von 2 m ausgehoben und anschließend mit der Unterbetonsohle überbaut. Mit fortschreitendem Aushub und Erreichen der gesamten Baugrubenbreite wurde die erste Stahlrohrsteife mit einem Durchmesser $D = 76$ cm eingebaut (Konstruktionsschritt 5a in Bild 6.21).

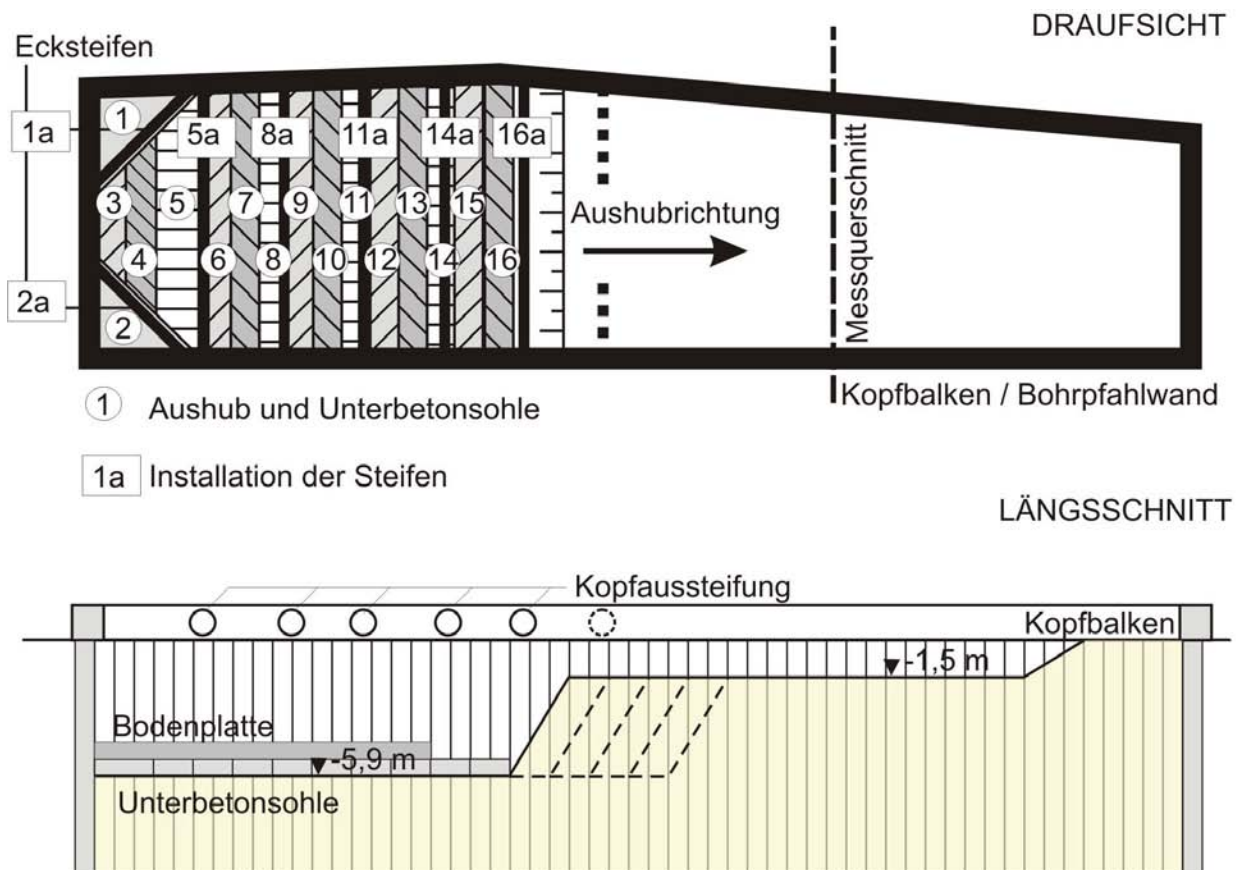


Bild 6.21: Konstruktionsplan mit idealisierten Konstruktionsschritten



Bild 6.22: Konstruktionsdetails zum abschnittweisen Aushub

Im weiteren Verlauf wurden die Streifen über die gesamte Baugrubenbreite ausgehoben, der Beton für die Sohlsteife eingebaut und in einem Abstand von 6,9 m die Kopfaussteifung installiert. Die Bodenplatte wurde im Nachlauf dazu auf die Unterbetonsohle betoniert, siehe auch Bild 6.22.

6.3.2 Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse wurden in der Planungsphase mit indirekten Methoden, wie z.B. Kleinbohrungen, Drucksondierungen, und anhand von Erfahrungen aus bereits in direkter Umgebung durchgeführten Baumaßnahmen beurteilt. Der bereits für das Projekt I beschriebene nach westen ansteigende Schichtenverlauf (Bild 6.5) führt hier zu abweichenden Mächtigkeiten der fünf Hauptschichten.

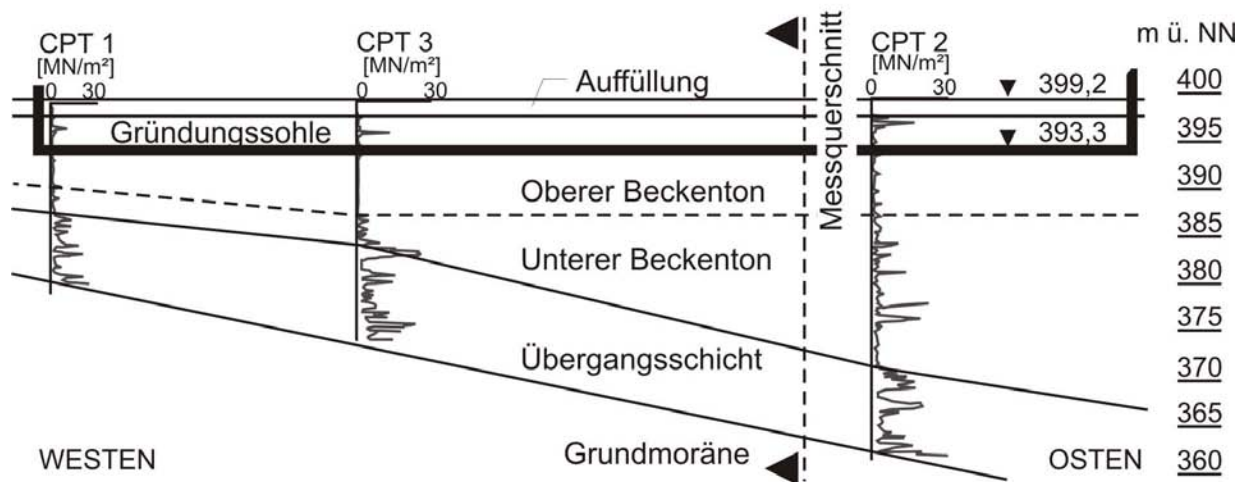


Bild 6.23: Schichtenprofil im Längsschnitt von West nach Ost mit ergänzenden Ergebnissen der durchgeführten Drucksondierungen (CPT)

Zuoberst sind inhomogene Auffüllungen aus Gemischen von Schluff, Sand und Kies mit wechselnden Anteilen bis in eine Tiefe von etwa 2,0 m anzutreffen. In Bereichen weisen die schluffigen Auffüllungen eine weiche bis teilweise steife Konsistenz auf. Aufgrund der tiefer reichenden unterkellerten Altbebauung ist im Baugelände mit entsprechend tiefer reichenden Auffüllungen zu rechnen. Holozäne Ablagerungen, wie der Beckensand in Projekt I, wurden in den Aufschlüssen nicht festgestellt.

Unter den Auffüllungen steht Seeton² an. Die Unterkante des Seetons liegt auf der Westseite des Baufeldes in etwa 12 m Tiefe und fällt nach Osten hin in Richtung Bodensee auf etwa

² Unter dem Begriff „Seeton“ sind im Folgenden summarisch normalkonsolidierte weiche Seeablagerungen verstanden, die geologisch auch als Beckenton bezeichnet werden können.

28 m Tiefe ab. Der Seeton besteht aus überwiegend durch Feinsand gebänderte leicht plastische bis mittelpastische Tone und Schluffe. Unterhalb einer einige Dezimeter mächtigen noch weichen oder steifen obersten Zone ist die Zustandsform des Seetons überwiegend breiig. Zur Tiefe hin nehmen die Feinsandbänderungen und die Festigkeit des Seetons zu, wie anhand der Drucksondierungen in Bild 6.23 zu erkennen ist. Im Folgenden wurde daher unterschieden zwischen einer oberen Seetonschicht (in Bild 6.23 geologisch als oberer Beckenton bezeichnet) und einer unteren Seetonschicht (Bild 6.23: unterer Beckenton).

Dem Seeton unterlagert folgt eine geologisch aufgearbeitete Übergangsschicht zur Grundmoräne. Diese Schicht wird aus Sand und Schluff mit wechselndem Kiesanteil gebildet. Die Konsistenzen der schluffigen Bereiche liegt meist zwischen weich und steif. Die Schichtmächtigkeit variiert zwischen etwa 7 und 10 m. Der Wechsel vom unteren Seeton zur Übergangsschicht ist nach den Drucksondierungsergebnissen gut erkennbar. Die Grenze zwischen der Übergangsschicht und der tragfähigen Grundmoräne ist nach den Drucksondierungen scharf ausgeprägt, da die Drucksondierungen in diesen Tiefen abgebrochen werden mussten.

Das Liegende bildet die pleistozäne Grundmoräne, die in der Regel als Geschiebemergel ausgebildet ist und ein fest gelagertes Gemenge aus Ton, Schluff, Sand mit Geröllen und Geschieben darstellt. Die Oberfläche der Grundmoräne fällt von West nach Ost von etwa 19 m unter Gelände auf etwa 37 m unter Gelände ab.

Ab einer Tiefe von 2 bis 3 m unter Gelände muss mit Grundwasser gerechnet werden. Bei dem Einbau der Porenwasserdruckgeber wurde in einem Schürf bereits ab einer Tiefe von etwa 1,8 m unter Gelände ein Grundwasserzutritt beobachtet. Für die im Folgenden dargestellten numerischen Berechnungen wurde der Grundwasserstand in der beobachteten Tiefe von 1,8 m unter Gelände angenommen.

6.3.3 Instrumentierung

Im Rahmen der Beobachtungsmethode und der Beweissicherung wurde die Baugrubenherstellung mit einem umfassenden Messprogramm begleitet. Insbesondere wurden insgesamt 7 Vertikalinklinometer zur Messung der horizontalen Wandverformungen in den Bohrpfählen installiert. Als Festpunkt der Inklinometer wurde das obere Ende in Höhe des Kopfbalkens angenommen. Auf dem Kopfbalken wurden umlaufend etwa 20 geodätische Lagepunkte definiert. In Bild 6.20 ist die Lage der Inklinometer und der geodätischen Messpunkte gekennzeichnet. In der Baugrube wurden geodätische Lagepunkte zur Hebungs-messung auf der Unterbetons-sole installiert. Aufgrund der konstruktionsbedingten verzögerten Erstmessung der

Vertikalverformung, in der Regel einen Tag nach Einbau der Unterbetonsohle, konnten die Messergebnisse nur zur Beurteilung des zeitlichen Verformungsverhaltens verwendet werden. Absolute Hebungen waren dadurch nicht zu erfassen. Darüber hinaus wurden an der Nachbarbebauung und auf den Verkehrsflächen zahlreiche Kontrollpunkte zur Setzungsmessung festgelegt.

In Ergänzung zu dem beschriebenen Messprogramm wurden in einem festgelegten Messquerschnitt (Bild 6.20) in eigener Leistung Porenwasserdruckgeber eingebaut. Hierbei handelte es sich um Schwingsaiten Piezometer, die über ein aufgeschraubtes Rohrgestänge in den Baugrund gepresst wurden. In Bild 6.24 ist die Lage der Porenwasserdruckgeber in dem Messquerschnitt dargestellt. Insgesamt wurden 6 Geber eingebaut, von denen vier in der Höhe gestaffelt vor dem Wandfuß, einer unterhalb und einer auf der Erdseite der Bohrpfahlwand angeordnet wurden.

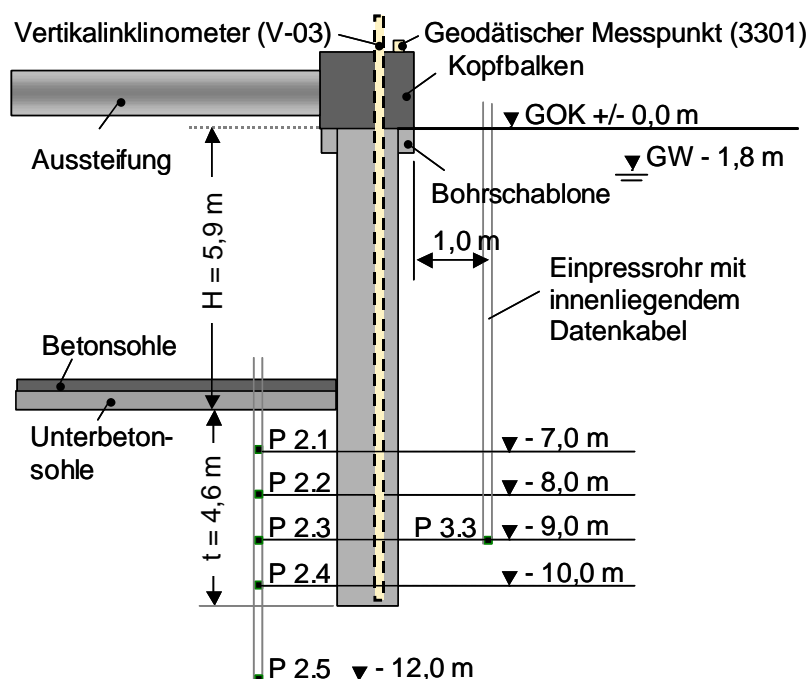


Bild 6.24:

Schnitt durch die Baugrube mit Anordnung der Porenwasserdruckgeber im Messquerschnitt

6.3.4 Messergebnisse

Die Messergebnisse sind nachfolgend mit Bezug auf die anschließende numerische Berechnung für den in Bild 6.20 definierten Messquerschnitt dargestellt. Der zeitliche Einfluss des abschnittsweise hergestellten Aushubs auf die horizontalen Wandkopfverschiebungen ist anhand der Auswertung der geodätischen Messpunkte auf dem Kopfbalken in Bild 6.25 deutlich zu erkennen. Durch den abschnittweisen Aushub mit dem anschließenden Einbau der Kopfaussteifung wurden Verformungen des Kopfbalkens in einer Entfernung von 15 m festgestellt. Für den Messquerschnitt mit den Messpunkten 2301 und 3301 waren erste Verschiebungen 20 Tage vor

dem entsprechenden Aushubabschnitt in dem Messquerschnitt (02.11.2007) zu beobachten. Der räumliche Einfluss der aussteifenden Schmalseiten der Baugrube auf das Verformungsverhalten ist durch den Vergleich der maximalen Horizontalverschiebungen zu erkennen. Während im mittleren Baugrubenbereich maximale Verschiebungen von etwa 9 mm bis 14 mm aufgetreten sind, betrugen diese in den äußeren Bereichen lediglich 4 mm bis 8 mm.

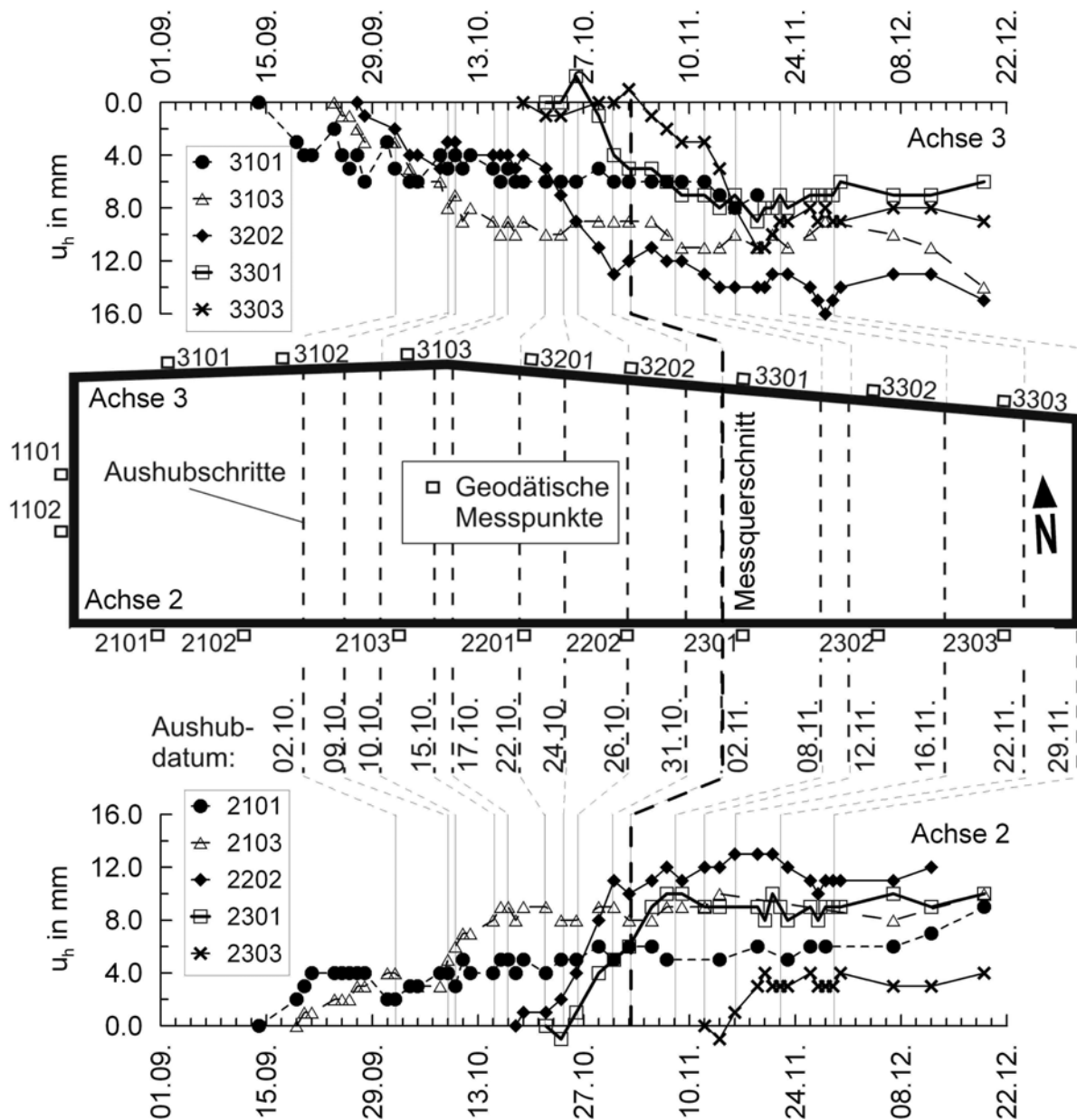


Bild 6.25: Horizontalverschiebung des Kopfbalkens in Abhängigkeit des Bauablaufs

Die Messergebnisse der Vertikalinklinometer sind in Bild 6.26 mit einer Zusammenschau aller Messstellen dargestellt. In dem linken Diagramm sind die Verformungen der Inklinometer von der südlichen Bohrpfahlwand (V-Z2, V-06 und V-05) und der westlichen Schmalseite der Baugrube (V-01) und im rechten Diagramm entsprechend die von den Inklinometern auf der

nördlichen (V-Z1, V-02 und V-03) und östlichen Baugrubenseite (V-04) zu erkennen. Wie bereits zuvor erwähnt wurde, ist der Bezugspunkt für die Auswertung der Inklinometermessungen in Höhe des Kopfbalkens festgelegt worden, so dass die Kopfbalkenverschiebung zusätzlich berücksichtigt werden musste. Die Messwerte des Vertikalinklinometers V-03 im Messquerschnitt mussten aufgrund einer Verdrehung der Messachsen beim Einbau des Bewehrungskorbes nachträglich korrigiert werden.

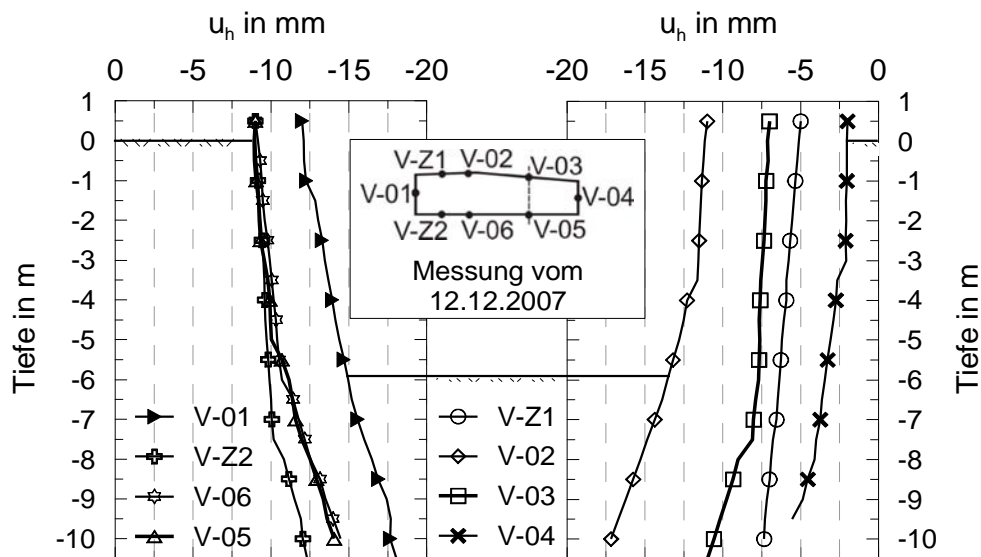


Bild 6.26: Horizontale Wandverformungen nach abgeschlossenem Aushub

Die gemessenen Wandverformungen sind für den Endzustand, d.h. nach Abschluss der Aushubarbeiten am 12.12.2007, dargestellt. Auf der südlichen Seite sind die Verformungen relativ einheitlich mit maximalen Werten von 9 mm am Wandkopf und 12,5 mm bis 14 mm am Wandfuß gemessen worden. Die Verformungsergebnisse für die gegenüberliegende nördliche Baugrubenwand variieren hingegen zwischen 5 mm und 11 mm am Wandkopf und zwischen 7,5 mm und 17 mm am Wandfuß. Unter Berücksichtigung dieser Streuung der Messwerte auf der nördlichen Seite ist mit dem Mittelwert aber dennoch eine annähernde Übereinstimmung mit den Ergebnissen von der südlichen Verbauwand festzustellen.

Die Herstellung der Baugrube mit einer biegesteifen Verbaukonstruktion und einem oberhalb des Geländes verlaufenden aussteifenden Kopfbalken führte zu außerordentlich geringen Verformungen. So sind zum Beispiel in Höhe der Baugrubensohle maximale Verformungen von 15 mm aufgetreten, die ein Verformungsverhältnis von $u_h / H = 0,25 \%$ ergeben.

Der Vergleich der gegenüberliegenden Vertikalinklinometer an den Schmalseiten der Baugrube (V-01 und V-04) verdeutlicht den räumlichen Einfluss der Tragwirkung auf das Verformungsverhalten. Die Unterbetonsohle im westlichen Bereich (V-01) wurde zunächst mit

dreieckförmigen Eckaussteifungen hergestellt und dann im weiteren Bauablauf aus der Mitte heraus flächig in Abschnitten bis zum Erreichen der vollständigen Baugrubenbreite erweitert, siehe auch Bild 6.21. Hierdurch sind die maximalen Wandverformungen zu erklären. Demgegenüber führte der abschließende Aushub am östlichen Baugrubenrand (V-04) bei bereits vollständig vorhandener Aussteifung in Höhe der Baugrubensohle und des Kopfbalkens zu den sehr geringen Wandverformungen.

Die Auswertung der geodätischen Lagepunkte außerhalb der Baugrube ist in einem Setzungsprofil in Bild 6.27 dargestellt. Die gemessenen Setzungen sind mit Bezug auf den Messquerschnitt mit dem orthogonalen Abstand zur südlichen und nördlichen Baugrubenwand angegeben, wobei die Messpunkte nicht in einer Achse angeordnet waren. Die zuvor beschriebenen sehr geringen Verformungen der Baugrubenwand sind in den Setzungsprofilen wiederzuerkennen. Mit maximalen Setzungen von 4 mm auf der Südseite im Bereich der Verkehrsstraße und 9 mm auf der Nordseite an der Nachbarbebauung in einem Abstand von jeweils 5 m von der Verbauwand ergibt sich ein Verformungsverhältnis von $u_v / H = 0,15 \%$. In Anbetracht der schwierigen Baugrundverhältnisse konnten die Verformungen mit der beschriebenen Verbaukonstruktion und Bauweise auf ein optimales Maß reduziert werden.

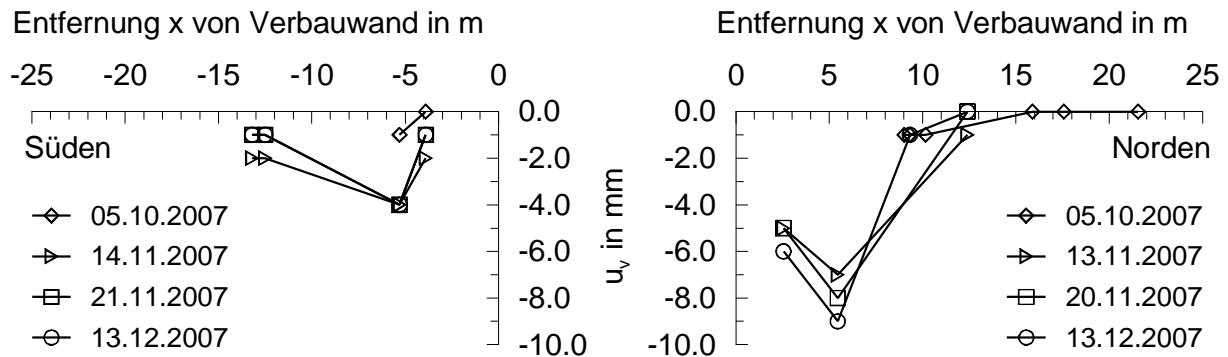
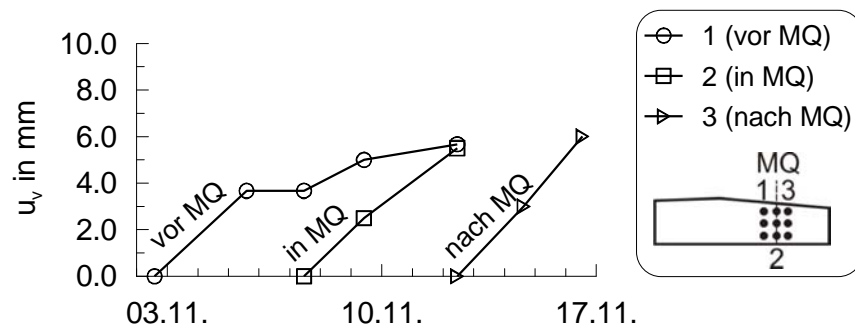


Bild 6.27: Gemessene Setzungen der Nachbarbebauung zu verschiedenen Zeitpunkten

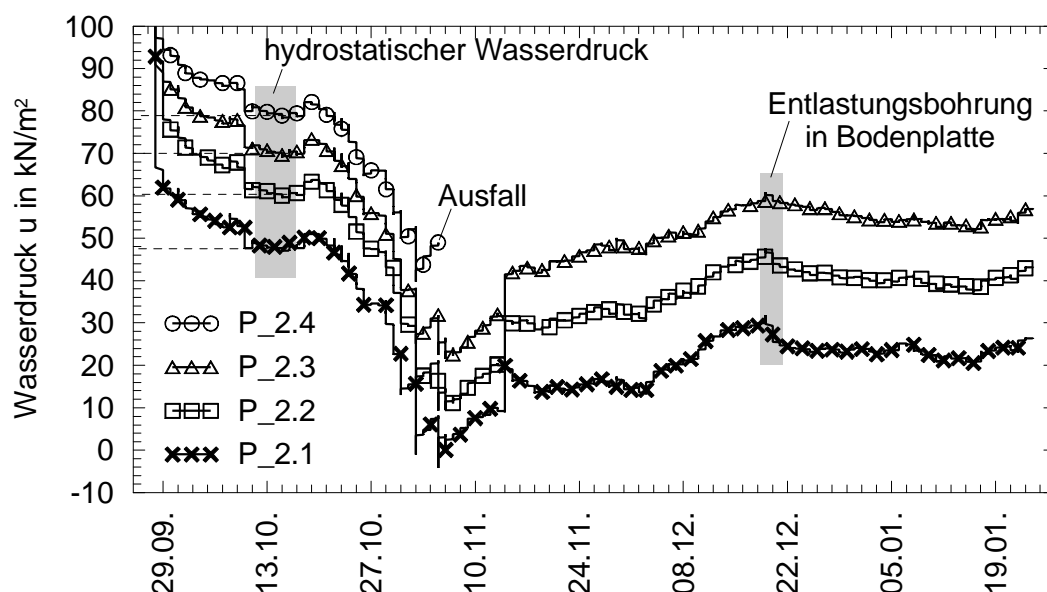
Nach dem Einbau der unbewehrten Unterbetonsohle sind geodätische Messpunkte installiert worden, die Rückschlüsse über das zeitabhängige Hebevverhalten zulassen. Insbesondere ist hier der Aufbruch der Baugrubensohle problematisch, der bei Baugruben in weichen Böden oft ergänzende konstruktive Maßnahmen erfordert, wie z.B. eine Verankerung der Baugrubensohle. Für die Aushubabschnitte im Bereich des Messquerschnittes sind in Bild 6.28 die gemessenen Hebungen dargestellt, die einen Wert von 6 mm nicht überschreiten. Nach annähernd 9 Tagen konnte ein Abklingen der Hebungen in dem Abschnitt vor dem Messquerschnitt beobachtet werden. Mit den vorliegenden Messergebnissen konnten allerdings die absoluten Hebungen, die bereits mit dem abschnittweisen Aushub auftreten, nicht erfasst werden.

**Bild 6.28:**

Gemessene Hebungen der unbewehrten Unterbetonsole im Bereich des Messquerschnittes

Die zeitabhängige Porenwasserdruckentwicklung ist mit dem hydrostatischen Wasserdruck in Bild 6.29 dargestellt. Von den 6 Piezometern wurden durch den Einbau zwei Schwingsaiten zerstört, so dass die Messungen den Porenwasserdruck vor dem Verbauwandfuß erfassen. Die Lage der Sensoren ist in Bild 6.24 definiert. Durch den Verdrängungseffekt beim Einbau der „Push-In“-Piezometer ist ein Porenwasserüberdruck entstanden, der sich innerhalb zwei Wochen auf den hydrostatischen Wasserdruck abbaut (Bild 6.29). Nach einem anfänglichen Porenwasserdruckanstieg von 4 bis 5 kN/m^2 , aufgrund eines direkt neben den Sensoren abgestellten Baggers, wurde ab dem 19.10.2007 ein kontinuierlicher Porenwasserdruckabbau festgestellt. Zu diesem Zeitpunkt befand sich der Aushub noch in einer Entfernung von 20 m zu dem Messquerschnitt. Erste horizontale Verformungen des Kopfbalkens wurden mit einer Verzögerung von 5 Tagen beobachtet, siehe auch Bild 6.25.

Der Aushubabschnitt in dem Messquerschnitt wurde am 02.11.2007 hergestellt. Zu diesem Zeitpunkt wurde auch der minimale Porenwasserdruck gemessen. Infolge der Aushubentlastung ist eine Porenwasserdruckänderung von etwa 48 kN/m^2 eingetreten, die in allen Messpunkten vor dem Wandfuß einheitlich war.

**Bild 6.29:** Wasserdruckänderung im Messquerschnitt

Ein Einfluss der Wandverformung auf den Porenwasserdruck in Form einer reduzierten Porenwasserdruckabnahme konnte nicht beobachtet werden und entspricht dem gemessenen Verformungsverhalten. Im weiteren Verlauf stieg der Porenwasserdruck wieder an, wobei sehr deutlich der Einbau der bewährten Bodenplatte mit einem sprunghaften Anstieg von etwa 10 kN/m^2 zu erkennen ist. Mit zunehmender Tiefe nahm die Konsolidierung des Porenwasserunterdrucks nach der Herstellung der Bodenplatte zu und wurde durch den folgenden Rohbau ab dem 02.12.2007 beschleunigt. Aus Sicherheitsgründen erfolgte am 20.12.2007 die Herstellung von Entspannungsbohrungen, die einen weiteren Anstieg des Porenwasserdrucks unter Berücksichtigung des freien Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube verhinderte.

6.3.5 Numerische Analyse

6.3.5.1 Allgemeines

Die numerische Analyse wurde mit einer zweidimensionalen Berechnung für den in Bild 6.20 definierten Messquerschnitt durchgeführt. Vorhandene räumliche Einflüsse der Baugrund-Tagwerk-Interaktion auf das Verformungsverhalten, wie z.B. der abschnittsweise hergestellte Aushub, der Einbau der aussteifenden Unterbetonsohle und Kopfaussteifung, wurden mit einer idealisierten Modellierung des Bauablaufs berücksichtigt. Die zeitabhängigen Einflüsse wurden dabei mit einer undränierten Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse unter Beachtung der tatsächlichen Bauzeiten erfasst.

6.3.5.2 Modellgeometrie und Diskretisierung

Der Berechnungsquerschnitt ist repräsentativ für den mittleren Bereich der Baugrube, bei dem eine zusätzliche aussteifende Unterstützung durch die Schmalseiten der Baugrube nicht gegeben ist. Aufgrund der vorhandenen Nachbarbebauung mit Unterschieden in der Belastungsgröße und ihrem Abstand zur Baugrube wurden Symmetrieeffekte vernachlässigt und der gesamte Baugrubenquerschnitt mit der maßgebenden Belastungssituation abgebildet. In dem Messquerschnitt beträgt die Baugrubenbreite $B = 21,4 \text{ m}$ und die Aushubtiefe $H = 5,9 \text{ m}$. Das FE-Modell ist mit einer Breite von $2,5 \times B = 54,5 \text{ m}$ auf beiden Seiten der Baugrube definiert und weist aufgrund der bodenmechanischen Einteilung in 5 Hauptschichten eine Tiefe von 50 m auf. In Bild 6.30 ist das vollständige FE-Modell dargestellt.

Die konstruktiven Elemente sind wie bereits zuvor sowohl mit Struktur- als auch mit Kontinuumelementen diskretisiert worden. Die Bohrpfahlwand wurde hier mit linear elastischen Kontinuumelementen unter Berücksichtigung einer dem Pfahldurchmesser äquivalenten Ersatz-

breite nach Gl. (6.6) mit $a_{eq} = 95,0$ cm modelliert. Zur Erfassung der Schnittkräfte ist in der Achse der Bohrpfahlwand ein linear elastisches Balkenelement angeordnet. Damit die Biegesteifigkeit des Balkenelementes die Steifigkeit der Bohrpfahlwand nicht beeinflusst, wurde das Balkenelement biegeweich mit $EI_{Balken} \approx 0$ modelliert. Die Schnittkräfte des Balkenelementes sind hierbei nach *Walter (2008)* vereinfachend mit einem Anpassungsfaktor f in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses nach Gl. (6.9) zu multiplizieren.

$$f = \frac{EI_{\text{Kontinuum}} + EI_{\text{Balken}}}{EI_{\text{Balken}}} \quad (6.8)$$

Des Weiteren wurde auch die unbewehrte Unterbetonsohle mit $d = 0,50$ m und die bewehrte Bodenplatte mit $d = 0,80$ m durch Kontinuumelemente simuliert. Der biegesteife Kopfbalken wurde nicht direkt modelliert, sondern lediglich mit dem Eigengewicht als Streckenlast $p = 34,4$ kN/m² auf den Bohrpfählen berücksichtigt. Die aussteifende Wirkung des Kopfbalkens senkrecht zu Berechnungsebene wurde über eine entsprechende Aktivierung der Kopfaussteifung als linear elastisches Balkenelement idealisiert und ist in Abschnitt 6.3.5.3 beschrieben.

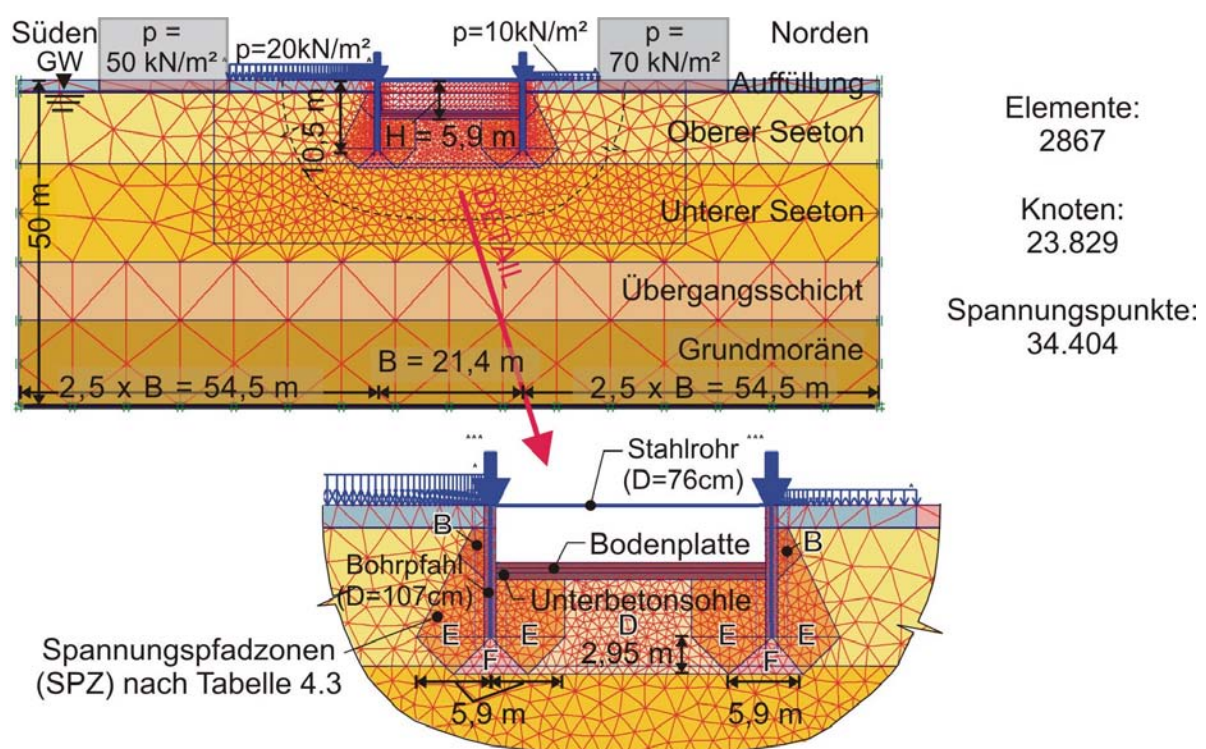


Bild 6.30: FE-Modell für Messquerschnitt mit charakteristischen Spannungspfadzonen (SPZ) im Detail

Die vorhandene Nachbarbebauung ist durch Kontinuumelemente mit einer der Belastung entsprechend umgerechneten Wichte erfasst worden. Auf der Südseite wurde die Bebauung mit p

= 50 kN/m² in Höhe der Gründungssohle und die angrenzende Verkehrs- und Baustelleneinrichtungsfläche mit einer erhöhten Belastung von $p = 20 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Die Belastung auf der Nordseite der Baugrube betrug für die Bebauung $p = 70 \text{ kN/m}^2$ in Höhe der Gründungssohle und für die Flächenlast $p = 10 \text{ kN/m}^2$.

6.3.5.3 Berechnungsschritte

Zur Berücksichtigung der zeitlichen Einflüsse auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten wurde der reale Bauablauf für die Herstellung des Baugrubenabschnittes in dem Messquerschnitt auf einen längeren Zeitraum verteilt. Hierdurch wurde versucht die Auswirkung des Aushubs benachbarter Bereiche zu berücksichtigen. In Abschnitt 6.3.4 wurden die ersten Verformungen des Kopfbalkens bereits 15 Tage und der Abbau des Porenwasserdrucks sogar 20 Tage vor dem Aushub in dem Messquerschnitt festgestellt. Für den vorgesehenen Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den Messdaten wurde daher der idealisierte Beginn des Aushubs mit der zeitlichen Änderung des Porenwasserdrucks abgeglichen. Die weitere zeitliche Einteilung der Berechnungsschritte erfolgte in Abhängigkeit der Größe des Aushubschrittes und ist in Tabelle 6.2 angegeben. Wie bereits in Abschnitt 4.2.1.2 gezeigt wurde, führt eine Variation der Bauzeit um wenige Tage aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Bodens zu keinen wesentlichen Änderungen des Verformungsverhaltens.

Für das Projekt II waren darüber hinaus die räumlichen Effekte des biegesteifen Kopfbalkens, der bereits vor dem Einbau der Kopfaussteifung die Bohrpfahlwand in horizontaler Richtung unterstützte, und die abschnittsweise hergestellte Unterbetonsohle zu berücksichtigen. Diese Effekte wurden jeweils separat in einer numerischen Analyse untersucht. In Bild 6.31 sind hierzu die beiden idealisierten Modelle zur Berücksichtigung der Kopf- und Fußaussteifung dargestellt.

Die Biegesteifigkeit des Kopfbalkens ist in Verbindung mit der bereits hergestellten Kopfaussteifung und der horizontalen Bettung der Bohrpfahlwand in Aushubrichtung zur Modellierung der Unterstützung am Wandkopf zu berücksichtigen. Für eine Übertragung in eine zweidimensionale Berechnung ist die obere Aussteifung in Abhängigkeit des Abstandes von der zuletzt eingebauten Kopfaussteifung zum Berechnungsquerschnitt und dem Einbauzeitpunkt der folgenden Kopfaussteifung zu modellieren. In dem untersuchten Messquerschnitt lag diesbezüglich die ungünstigste Situation vor, bei der der Abstand zur vorhergehenden Aussteifung mit $a = 6,9 \text{ m}$ maximal war und die folgende Aussteifung erst nach Einbau der Unterbetonsohle erfolgte, siehe auch Bild 6.20 und Bild 6.21. Prinzipiell wäre eine Modellierung dieses Effektes über die Anpassung der Dehnsteifigkeit der Kopfaussteifung möglich. Hierbei

wäre die Dehnsteifigkeit ausgehend von einer Anfangssteifigkeit der im Vorweg des numerischen modellierten Baugrubenaushubs aktivierten Kopfaussteifung sukzessive zu erhöhen. In Vergleichsberechnungen wurde zur Ermittlung der maßgebenden Dehnsteifigkeiten ein erhöhter Berechnungsaufwand festgestellt, weswegen diese Vorgehensweise nicht weiter verfolgt wurde.

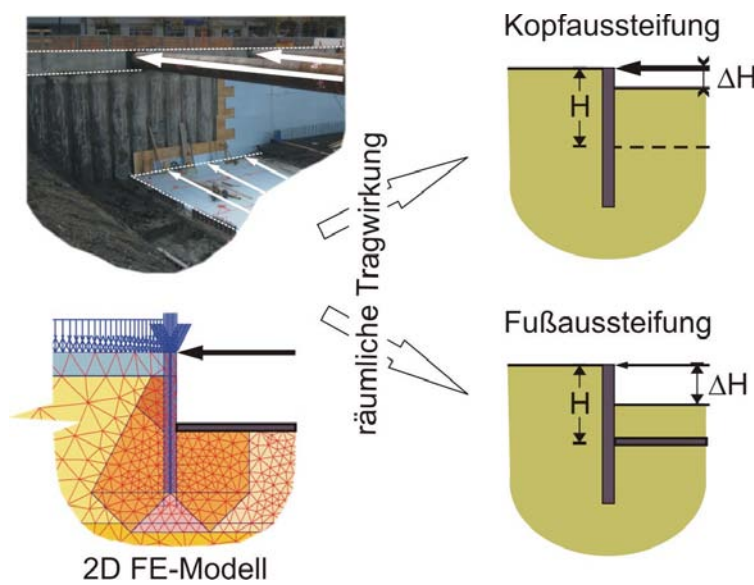


Bild 6.31:

Idealisierung räumlicher Einflüsse beim Einbau der Kopf- und Fußaussteifung

In der vorliegenden Arbeit wurde der räumliche Effekt der Kopfaussteifung in Verbindung mit dem biegesteifen Kopfbalken vereinfachend über einen Mobilisierungsfaktor f_{mob} in Abhängigkeit der Aushubverhältnisse nach Gl. (6.10) und Bild 6.31 definiert. Für die Kopfaussteifung wird hierbei mit ΔH der Aushub vor Aktivierung der Kopfaussteifung und mit H der maximale Aushub bezeichnet. Entgegen der Definition des in Abschnitt 6.2.5.5 eingeführten Aktivierungsfaktors m , bei dem der Gesamtaushub unterteilt wurde, bezieht sich der Mobilisierungsfaktor f_{mob} auf die gesamte Aushubtiefe H .

$$f_{mob} = \frac{\Delta H}{H} \quad (6.9)$$

Die Modellierung der Fußaussteifung mit der räumlichen Tragwirkung aus der abschnittsweise hergestellten Unterbetonsohle und der horizontalen Bettung durch den Boden in Aushubrichtung erfolgte in ähnlicher Weise. Die Aktivierung der Unterbetonsohle wurde hierbei ebenfalls über den Mobilisierungsfaktor f_{mob} nach Gl. (6.10) und Bild 6.31 berücksichtigt. Die Auswirkungen der unterschiedlichen Mobilisierungsfaktoren auf das Verformungsverhalten sind in Abschnitt 6.3.5.5 beschrieben.

In Tabelle 6.2 sind die durchgeführten Berechnungsschritte zusammengestellt. Der Initialspannungszustand wurde mit dem sogenannten „ K_0 -Verfahren“ berechnet. Für alle Berech-

nungsschritte wurde eine Grundwasserströmungsberechnung mit einem Grundwasserspiegel in Höhe $-1,8$ m außerhalb der Baugrube und mit einem jeweils auf das Aushubniveau abgesenkten Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube durchgeführt. Von einer vereinfachten Wasserdruckberechnung in Abhängigkeit der Grundwasserspiegel (phreatic level) ist bei Baugruben generell abzusehen. Das undrained Materialverhalten wurde in dem ersten Berechnungsschritt ignoriert. Die zuvor beschriebene Berücksichtigung der räumlichen Effekte wurde in den Phasen 04 und 07 vorgenommen. Hierzu wurde die Berechnungsphase in eine rein plastische Berechnung abgeändert und der Bodenaushub über den programminternen Faktor m_{stage} gesteuert, der die Steifigkeit des Aushubbereiches reduziert. Die Teilaushubtiefe H_i kann dabei näherungsweise mit Gl. (6.11) ermittelt werden. Der anschließende Berechnungsschritt wurde mit einer gekoppelten Konsolidationsberechnung unter Berücksichtigung der ideellen Bauzeit des vorherigen Schrittes durchgeführt, wobei der unvollständige Berechnungsschritt ($m_{stage} < 1,0$) ebenfalls abgeschlossen wurde.

$$H_i = m_{stage} \cdot \Delta H \quad (6.10)$$

Tabelle 6.9: Berechnungsschritte

Phase	Art	Beschreibung	Dauer in d
00	P	Initialspannungen (K ₀ -Verfahren)	
01	P	Aktivierung der Auflast	
02	C	Einbau der Bohrpfähle	10
03	C	Aktivierung des Kopfbalkens (Belastung)	5
04	C ¹⁾	1. Aushub auf $-1,0$ m	5
05	P	Einbau der Kopfaussteifung	
06	C	2. Aushub auf $-2,0$ m	4
07	C ¹⁾	3. Aushub auf $-5,9$ m	11
08	P	Einbau der Unterbetonsohle	
09	C	Konsolidationsphase	9
10	P	Einbau Betonsohle	10
11	C	Konsolidation bis zum vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks (min pore pressure)	

Anmerkung: P – plastische Berechnung

C – plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse

¹⁾ Berechnungen mit $m_{stage} < 1,0$ wurden plastisch (P) und die anschließende Phase mit gekoppelter Konsolidationsanalyse (C) durchgeführt

6.3.5.4 Materialparameter

Für das Projekt II wurden die Materialparameter für die maßgebende obere Seetonschicht aus den durchgeführten Elementversuchen (Abschnitt 5) bestimmt. Die Parameter der weiteren Bodenschichten wurden aus den Planungsunterlagen übernommen und anhand der Parameter der benachbarten Projekte überprüft. Die zusätzlichen Hardening Soil Small (HSS) Modell Parameter wurden in Anlehnung an *Benz (2007)* auf empirischer Grundlage bestimmt, siehe auch Abschnitt 6.2.5.4. In Tabelle 6.10 sind die Materialparameter für das Hardening Soil Modell und in Tabelle 6.11 für das Hardening Soil Small Modell zusammengestellt.

Tabelle 6.10: Materialparameter für die Bodenschichten (HS-Modell)

Bodenschicht	\mathbf{g}/\mathbf{g}	$k_x=k_y$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	p^{ref}	\mathbf{n}_{ur}	m	\mathbf{j}'	c'	\mathbf{y}	R_f
	kN/m ³	m/d	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	kN/m ²	-	-	°	kN/m ²	°	-
Auffüllung	20/20	8,64E-02	3,0	3,0	12,0	100	0,20	0,60	27,5	0,1	0	0,9
Oberer Seeton	19/19	8,64E-04	5,9	4,5	19,0	100	0,20	0,90	27,5	0,1	0	0,9
Unterer Seeton	19/19	8,64E-04	6,0	5,5	24,0	100	0,20	0,90	25,0	0,1	0	0,9
Übergangsschicht	20/20	8,60E-04	8,0	8,0	32,0	100	0,20	0,80	27,5	0,1	0	0,9
Grundmoräne	22/22	8,60E-04	30,0	30,0	120,0	100	0,20	0,75	27,5	10,0	0	0,9

Tabelle 6.11: Ergänzende Materialparameter für die Bodenschichten (HSS-Modell)

Bodenschicht	G_0^{ref}	Referenz	$\mathbf{g}_{0,7}$	Referenz
	MN/m ²		-	
Auffüllung	35,0	<i>Alpan (1970)</i>	4,2E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Oberer Seeton	33,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	3,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Unterer Seeton	55,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	2,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Übergangsschicht	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,4E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Grundmoräne	140,0	<i>Alpan (1970)</i>	1,0E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>

Für die Kopfaussteifung und zur Ermittlung der Schnittkräfte in der Bohrpfahlwand wurden linear elastische Balkenelemente verwendet. Die Unterbetonsohle, die Bodenplatte und auch die Bohrpfahlwand wurden mit linear elastischen Kontinuumelementen idealisiert. Die Materialparameter der Strukturelemente sind in Tabelle 6.12 und die der Kontinuumelemente in Tabelle 6.13 zusammengestellt. Für die Interface Elemente wurden separate Materialdatensätze mit einer in Abhängigkeit der Wandrauhigkeit und der Bodenart reduzierten Scherfestigkeit verwendet.

Tabelle 6.12: Materialparameter für die Strukturelemente

Strukturelement	EA kN/m	EI kNm ² /m	w kN/m/m	n
Kopfaussteifung: $D = 76,2$ cm	7,088E05	5,011E04	0,27	0,30
Bohrpfahl (nur für Schnittgrößen):	0,01	0,01	0	0

Tabelle 6.13: Materialparameter für die Kontinuumelemente

Kontinuumelement (non-porous)	g kN/m ³	$k_x = k_y$ m/d	ν	E_{ref} MN/m ²
Unterbetonsohle $d = 0,50$ m	23,0	0	0,20	2,5E04
Bodenplatte $d = 0,80$ m	25,0	0	0,20	3,2E04
Bohrpfähle ($D = 1,50$ m)	25,0	0	0,20	2,5E04

Zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit in den charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) nach Tabelle 4.3 sind in Tabelle 6.14 die resultierenden Steifigkeiten zusammengestellt. Hierbei wurde als Bezugsgröße die Sekantensteifigkeit bei dem anisotropen Standardspannungspfad (TSP-A, siehe auch Tabelle 5.11) mit $E_{50,TSP-A} = 3190$ kN/m² für den oberen Seeton verwendet und mit den Steifigkeitsverhältnissen f_{TSP} nach Tabelle 6.14 für die jeweiligen Spannungspfadzonen erhöht.

Tabelle 6.14: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten – Variante 1

SPZ	f_{TSP}	E_{50}^{ref} in MN/m ²	E_{ur}^{ref} in MN/m ²	G_0^{ref} in MN/m ²	$g_{0,7}$
B	9,0	28,74	86,22	86,22	1,7E-04
D	7,8	24,90	74,69	74,69	1,0E-04
E	5,3	16,94	50,82	50,82	2,9E-04
F	8,7	27,78	83,34	83,34	1,8E-04

In einer zweiten Variante zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit wurden nicht wie zuvor (Tabelle 6.14) die Steifigkeitsverhältnisse aus den Elementversuchen direkt von Projekt II verwendet, sondern die Mittelwerte aus allen Versuchen wie sie auch für das Projekt I angesetzt wurden. Mit der Variante 2 wurde der Unsicherheit in Bezug auf die Absicherung der Elementversuchsergebnisse Rechnung getragen. Die erhöhten Materialsteifigkeiten sind in Tabelle 6.15 zusammengestellt.

Tabelle 6.15: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten – Variante 2 mit Mittelwerten der Steifigkeitsverhältnisse f_{TSP}

SPZ	f_{TSP}	E_{50}^{ref} in MN/m ²	E_{ur}^{ref} in MN/m ²	G_0^{ref} in MN/m ²	$g_{0,7}$
B	5,1	16,23	48,80	48,80	3,0E-04
D	4,2	13,40	40,20	40,20	3,6E-04
E	3,8	12,12	36,36	36,36	4,0E-04
F	6,5	20,74	62,21	62,21	2,4E-04

6.3.5.5 Vergleich der konventionellen und optimierten Berechnung

Für das Projekt I wurde in Abschnitt 6.2.5.6 bereits die Notwendigkeit der spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei Baugruben in weichen Böden demonstriert. Während das Verbaukonzept bei Projekt I hinsichtlich räumlicher und zeitlicher Effekte auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion vergleichsweise komplex war, ist für das Projekt II eine Reduzierung der räumlichen Einflüsse auf zwei Modellierungsaspekte möglich. Darüber hinaus sind die zeitlichen Einflüsse aufgrund der gut dokumentierten Messergebnisse und der Begleitung des Bauablaufs bekannt und mit einer gekoppelten Konsolidationsanalyse auch erfassbar. Aus diesem Grund wurde in der folgenden Untersuchung primär die numerische Modellierung der räumlichen Tragwirkung bei einer zweidimensionalen Berechnung behandelt.

In Bild 6.31 wurde bereits die Aufteilung der räumlichen Tragwirkung in zwei separaten Modellierungsschritten dargestellt. Zunächst wurde daher der Einbau der Kopfaussteifung mit einer Variation der Aushubtiefe DH vor der Aktivierung der oberen Aussteifung untersucht. Die untersuchten Mobilisierungsfaktoren $f_{mob,K}$ für den Einbau der Kopfaussteifung unter Berücksichtigung des biegesteifen Kopfbalkens sind in Tabelle 6.16 zusammengefasst. Für diese Berechnung wurde die Unterbetonsohle mit einem einheitlichen Mobilisierungsfaktor $f_{mob,F} = 0,835$ berücksichtigt. Dies entspricht einer Aushubtiefe von etwa 4,90 m. Zum Vergleich mit der eher biegeweichen Spundwand von Projekt I wurde der Einbau der Unterbetonsohle dort mit $f_{mob,F} = 8,4 \text{ m} / 9,9 \text{ m} = 0,85$ in guter Übereinstimmung mit den Messergebnissen modelliert. In gleicher Weise wurde der Einbau der Unterbetonsohle untersucht. Hierzu wurde bei einer einheitlichen Aktivierung der Kopfaussteifung mit $f_{mob,K} = 0,169$ (-1,0 m) bzw. $f_{mob,K} = 0,085$ (-0,5 m) das Aushubniveau vor dem Einbau der Sohlsteife variiert. Die entsprechenden Mobilisierungsfaktoren sind in Tabelle 6.16 angegeben.

Tabelle 6.16: Übersicht der Variationsberechnungen zum räumlichen Einfluss f_{mob}

Nr.	Modell	Variante ¹⁾	Kopfaussteifung	Fußaussteifung	Fußaussteifung
			$f_{mob,K} = K^{2)}$ $f_{mob,F} = 0,835$	$f_{mob,K} = 0,169$ $f_{mob,F} = F^{3)}$	$f_{mob,K} = 0,085$ $f_{mob,F} = F^{3)}$
1	HS		K	F	-
2	HSS		K	F	-
3	HS-SPZ	1	K	F	-
4	HS-SPZ	2	-	F	F
5	HSS-SPZ	1	K	F	-
6	HSS-SPZ	2	-	F	F

¹⁾ Varianten nach Tabelle 6.14 und Tabelle 6.15

²⁾ $K = f_{mob,K} = 0,042 / 0,085 / 0,127 / 0,169$

³⁾ $F = f_{mob,F} = 0,380 / 0,422 / 0,504 / 0,669 / 0,752 / 0,835$

Die numerische Berechnung wurde parallel mit den zwei elasto-plastischen Bodenmodellen ohne und mit optimierter Steifigkeit in den charakteristischen Spannungspfadzonen durchgeführt. Die Einteilung der Spannungspfadzonen erfolgte nach Tabelle 4.3 für die einmal gestützte Baugrubenwand mit Sohlussteifung und ist in Bild 6.30 dargestellt.

In Bild 6.32 sind die Ergebnisse zur Untersuchung des räumlichen Einflusses beim Einbau der Kopfaussteifung auf die horizontale Wandverformung dargestellt. Die Kopfaussteifung wurde dabei nach einem Aushub auf $-0,25$ m, $-0,50$ m, $-0,75$ m und $-1,0$ m aktiviert. In dem folgenden Berechnungsschritt wurde der Bodenaushub bis zur Tiefe von $-1,0$ m abgeschlossen. Der Einbau der Unterbetonsohle wurde dabei nicht verändert und erfolgte nach einer rechnerischen Aushubtiefe von $-4,90$ m. Der Vergleich mit den Messergebnissen, die in Bild 6.32 mit einem Bereich für die maßgebenden Vertikalinklinometer gekennzeichnet sind, erlaubt Rückschlüsse sowohl über das verwendete Bodenmodell als auch über den Mobilisierungsfaktor.

Die Berechnungsergebnisse bestätigen im Allgemeinen die Schwierigkeiten bei der Berechnung mit dem Hardening Soil Modell. Die Kopfverformungen sind hier offensichtlich unabhängig von der Aushubtiefe zur Aktivierung der Kopfaussteifung und überschätzen die Messergebnisse um mehr als 100 %. Eine bereits vor dem Aushub aktivierte Kopfaussteifung ist in Anbetracht des realen Bauablaufs unrealistisch und wurde daher nicht untersucht, zumal die Messergebnisse in Bild 6.25 eine deutliche Zunahme der Verformungen bereits vor dem Aushub beschreiben.

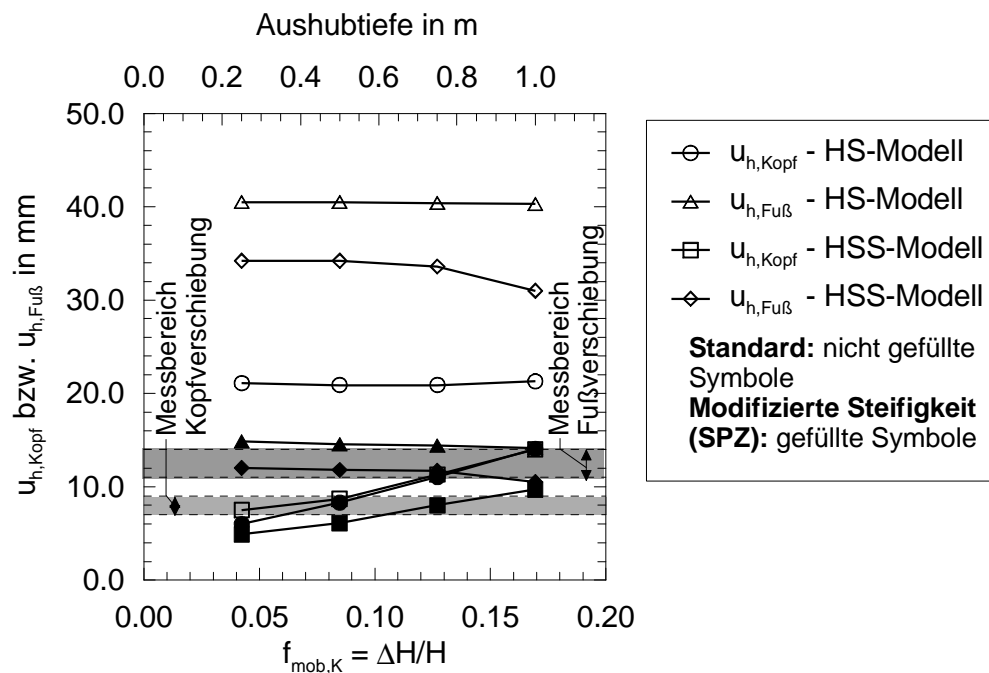


Bild 6.32: Einfluss des Mobilisierungsfaktors $f_{mob,K}$ zum Einbau der Kopfaussteifung auf die horizontalen Verformungen am Kopf und Fuß der Verbauwand

Das HSS-Modell führt erwartungsgemäß zu einer Reduzierung der Verformungen. Bei der Kopfverschiebung ist darüber hinaus eine Abhängigkeit von dem Mobilisierungsfaktor zu erkennen, die für $f_{mob,K} = 0,085$, d.h. eine Aushubtiefe von $-0,50$ m, eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen ergibt. Die Fußverschiebung wird aber dennoch erheblich überschätzt.

Die optimierte Berechnung mit einer modifizierten Steifigkeit in den charakteristischen Spannungspfadzonen (SPZ) führt zu einer erheblichen Verbesserung der Ergebnisse. Für den Aushub auf $-1,0$ m mit $f_{mob,K} = 0,17$ wurden für das HS-Modell Abweichungen von etwa 55 % und für das HSS-Modell von etwa 11 % festgestellt. Unter Berücksichtigung des Einbaus der Unterbetonsohle wurde für das HS-Modell die beste Übereinstimmung mit einem Mobilisierungsfaktor $f_{mob,K} = 0,085$ und für das HSS-Modell mit $f_{mob,K} = 0,13$ festgestellt.

Die Auswirkungen des Einbaus der Unterbetonsohle auf die Wandverformungen sind in Bild 6.33 dargestellt. Die Berechnungen wurden mit einer einheitlichen Mobilisierung der Kopfaussteifung nach einem Aushub auf $-1,0$ m durchgeführt, da durch die Variation des Mobilisierungsfaktors $f_{mob,F}$ der Unterbetonsohle eine weitere Reduzierung der Kopfverformungen zu erwarten war.

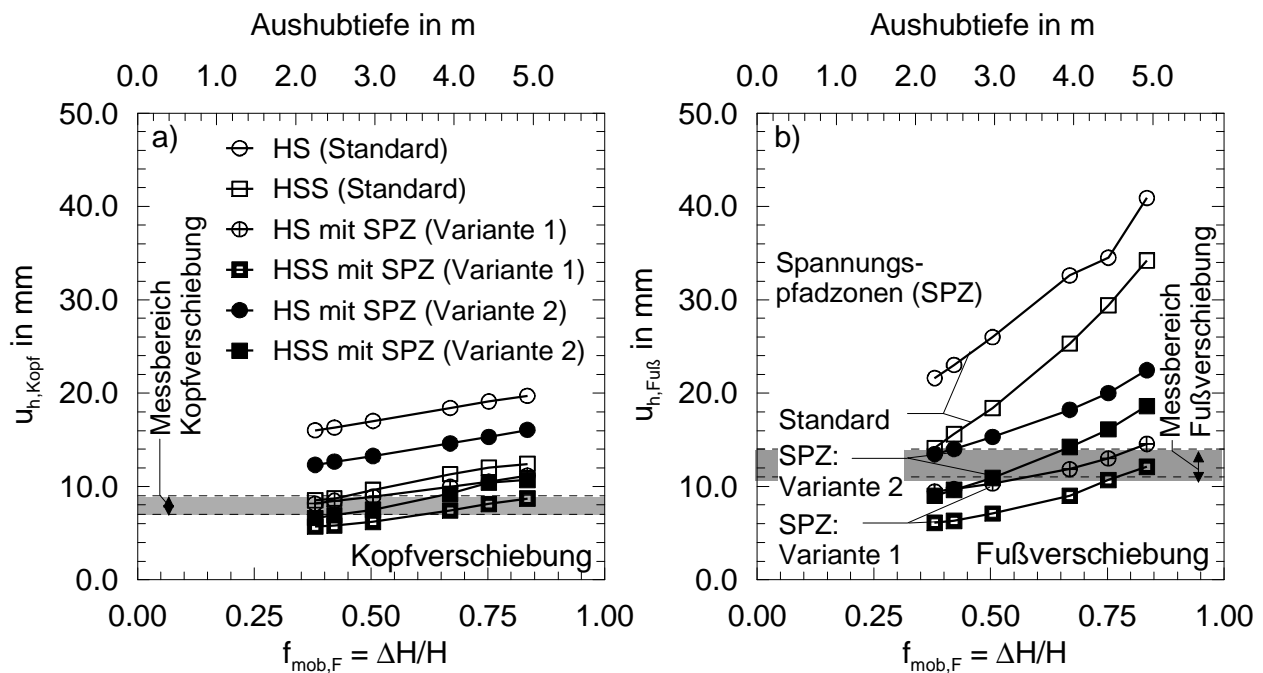


Bild 6.33: Einfluss des Mobilisierungsfaktors $f_{mob,F}$ zum Einbau der Fußaussteifung auf die horizontalen Verformungen am Wandkopf (a) und am Wandfuß (b)

Die Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell bestätigen abschließend durch die Variation realistischer Aushubtiefen und unter Berücksichtigung von Materialparametern aus Laborversuchen, die den bodenmechanischen Definitionen der Eingabeparameter des Stoffmodells entsprechen, die Schwierigkeiten der Verformungsprognose bei Baugruben in weichen Böden. Ähnliches ist auch für das HSS-Modell festgestellt worden. Hier können die Verformungen nur bei einem Einbau der Unterbetonsohle von einem hoch gelegenen Aushubniveau von $-2,25$ m prognostiziert werden. Diese Aushubtiefe scheint mit $f_{mob,F} = 0,38$ in Anbetracht des Bauablaufs eher unrealistisch zu sein. Darüber hinaus wurde für beide Bodenmodelle eine sehr hohe Sensitivität in Bezug auf die Fußverschiebung ermittelt, die auf die geringe Steifigkeit im Bereich des Wandfußes zurückzuführen ist.

Durch die Berücksichtigung der modifizierten Steifigkeiten nach Abschnitt 5.3.3 in den charakteristischen Spannungspfadzonen nahm die zuvor beschriebene Sensitivität erwartungsgemäß ab. Die Verwendung der aus den Elementversuchen zu diesem Projekt resultierenden Steifigkeitsverhältnissen nach Tabelle 6.14 (Variante 1) führt mit einem Faktor $f_{mob,F} = 0,50$ für das HS-Modell und mit $f_{mob,F} = 0,67$ bis $0,75$ für das HSS-Modell zu guten Übereinstimmungen mit den Messergebnissen. In einer weiteren Berechnung wurde in Anbetracht der noch ausstehenden Absicherung der Elementversuchsergebnisse auf den Mittelwert der Steifigkeitsverhältnisse zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit nach Tabelle 6.15 (Variante 2) zurückgegriffen. Die Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell konnten dadurch die Verformungsergebnisse nur bei einem sehr geringen Mobilisierungsfak-

tor mit $f_{mob,F} = 0,38$ annähern, wobei die Kopfverschiebung die Messergebnisse immer noch um 33 % überschätzen. Für das Hardening Soil Small Modell wurde die beste Übereinstimmung mit einer Mobilisierung der Unterbetonsohle ab einer Aushubtiefe von $-3,95$ m bis $-4,45$ m ($f_{mob,F} = 0,67$ bis $0,75$) festgestellt. Wobei die Aktivierung der Kopfaussteifung nach einem Aushub auf $-1,0$ m erfolgte ($f_{mob,K} = 0,17$). In einer nicht dargestellten Vergleichsberechnung mit einer Aktivierung der Kopfaussteifung nach einem Aushub auf $-0,50$ m ($f_{mob,K} = 0,085$) wurde keine Auswirkung auf die Fußverschiebung aber eine entsprechende Reduzierung der Kopfverschiebung festgestellt. Bei einer entsprechend erforderlichen Erhöhung des Mobilisierungsfaktors auf $f_{mob,F} = 0,835$ konnte zwar die Kopfverschiebung angenähert werden, aber dadurch wurden die Fußverschiebung um 35 % überschätzt.

Nachfolgend sind die Berechnungsergebnisse für das HSS-Modell mit spannungspfadabhängiger Steifigkeit nach Tabelle 6.15 (Variante 2) mit den optimalen Mobilisierungsfaktoren $f_{mob,K} = 1/6$ und $f_{mob,F} = 2/3$ den Messergebnissen gegenübergestellt worden. Die Mobilisierungsfaktoren entsprechen einem Einbau der Kopfaussteifung nach einem Aushub auf $-1,0$ m und dem Einbau der Unterbetonsohle nach einem Aushub auf $-3,95$ m.

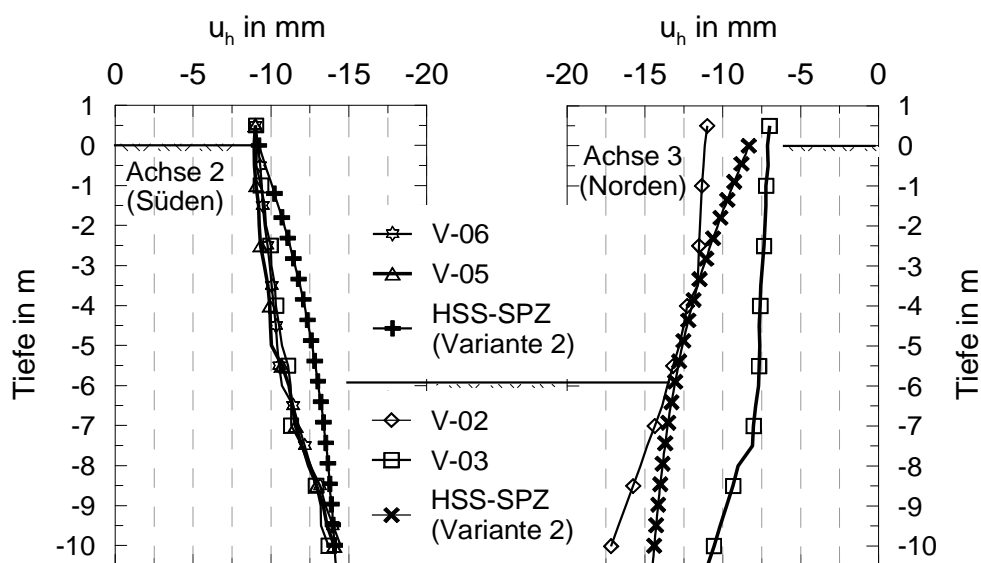


Bild 6.34: Gemessene Wandverformungen im Vergleich mit numerischen Berechnungsergebnissen

In Bild 6.34 sind die gemessenen Wandverformungen den numerisch berechneten gegenübergestellt. Mit den ermittelten Mobilisierungsfaktoren und der angepassten Steifigkeit konnte erwartungsgemäß das Verformungsverhalten gut beschrieben werden. Insbesondere wurde für die Fuß- und Kopfverschiebung eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen erzielt. Der Vergleich mit den Ergebnissen des Vertikalinklinometers V-02 auf der nördlichen Seite des Messquerschnittes führte zwar zu Abweichungen, die aber aufgrund des verdrehten Ein-

baus des Inklinometers und unter Beachtung der Ergebnisse des benachbarten Inklinometers V-02 vernachlässigt werden können.

Die räumlichen Effekte bei der Herstellung der Baugrube auf das Verformungsverhalten konnten für die durchgeführte optimierte Berechnung mit angepasster spannungspfadabhängiger Steifigkeit gut über die Festlegung realistischer Aushubschritte erfasst werden. Die bei Baugruben in weichen Böden darüber hinaus erforderliche Berücksichtigung der zeitlichen Effekte ist in den folgenden Bildern beschrieben. In Bild 6.35 sind die Wandkopfverformungen in Abhängigkeit der Bauzeit dargestellt. Die numerischen Ergebnisse bestätigen aufgrund der gekoppelten Konsolidationsberechnung unter Berücksichtigung der realen Bauzeit die zeitliche Zunahme der Wandkopfverformung des Messpunktes 3301. Insbesondere die fortschreitende Zunahme nach dem Aushub direkt im Messquerschnitt (02.11.2007) konnte mit der gewählten Modellierung erfasst werden. Ergänzend sind die Berechnungsergebnisse für das Hardening Soil Modell unter Berücksichtigung der modifizierten Steifigkeiten (Variante 2) in Bild 6.35 eingetragen. Bereits mit dem Einbau der Kopfaussteifung wurden die Messergebnisse überschätzt und konnten auch im weiteren Verlauf nicht angenähert werden.

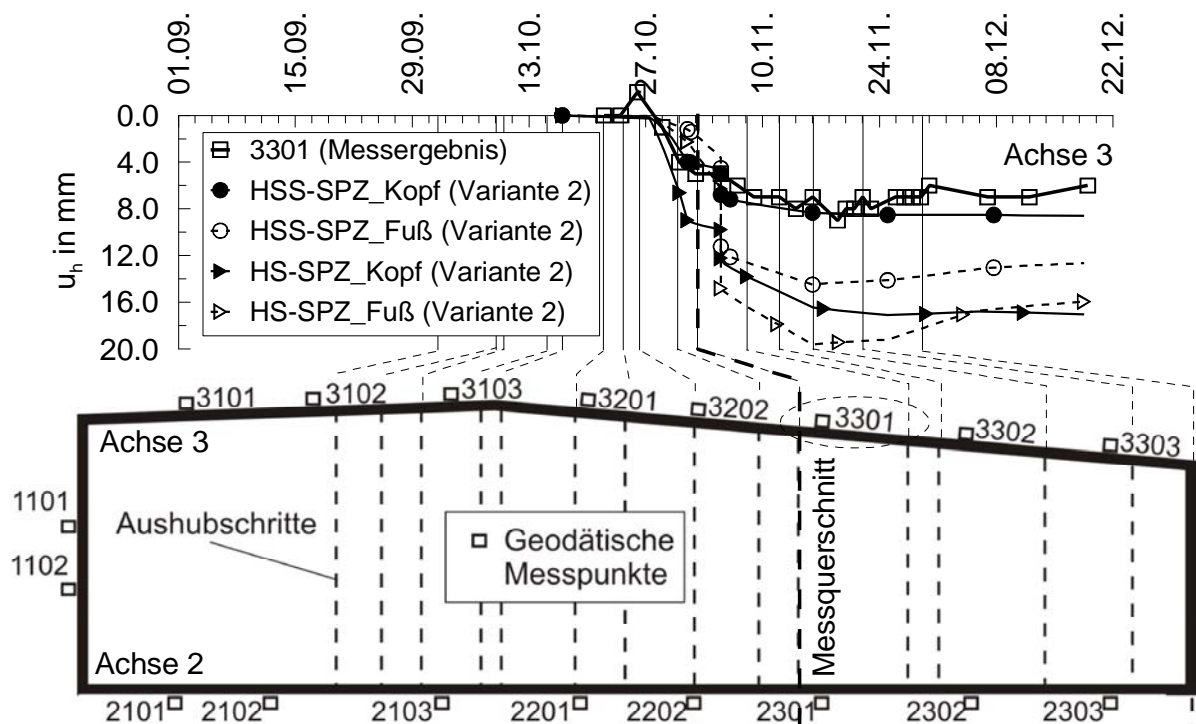


Bild 6.35: Gemessene und numerisch berechnete horizontale Wandkopfverformungen im Messquerschnitt in Abhängigkeit der Bauzeit

Der in Bild 6.36 beschriebene Vergleich der Hebungen der Baugrubensohle ist nur qualitativ zu bewerten, da die Messungen erst zeitverzögert aufgenommen und dadurch die absoluten Hebungen nicht erfasst wurden. Sofern man aber die Messergebnisse mit Bezug auf die Bau-

zeit auf die numerischen Ergebnisse anhebt, kann die Tendenz der Hebungs Zunahme mit dem HSS-Modell bestätigt werden. Bis zum Einsetzen der Messungen wurden mit dem HSS-Modell Hebungen in der Baugrubenmitte von etwa 15 mm berechnet die bis auf einen Maximalwert von 27 mm angestiegen sind. Der dargestellte Vergleich mit dem Hardening Soil Modell zeigt um bis zu 75 % größere Hebungen, sofern die erhöhten Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen nicht berücksichtigt werden.

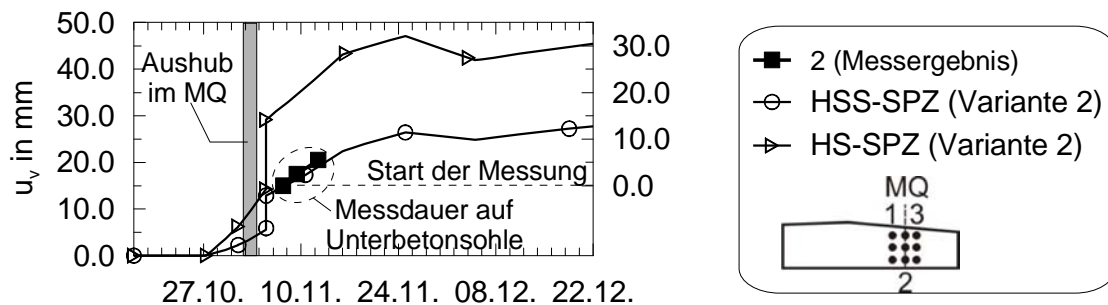


Bild 6.36: Gemessene Hebungen der Unterbetonsohle im Vergleich mit Berechnungsergebnissen (FEM) für den Messquerschnitt

Die zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung in Bild 6.37 konnte mit der numerischen Berechnung ebenfalls gut beschrieben werden. Die Größe der berechneten Porenwasserunterdruckentwicklung variiert dabei in Abhängigkeit der Einbaulage (Bild 6.24), wohingegen die Messergebnisse einen einheitlichen Porenwasserunterdruck mit $Du \sim -48 \text{ kN/m}^2$ beschreiben. Der gemessene Porenwasserunterdruck entspricht hinsichtlich der vertikalen Aushubentlastung in etwa der entsprechenden effektiven Spannungsänderung.

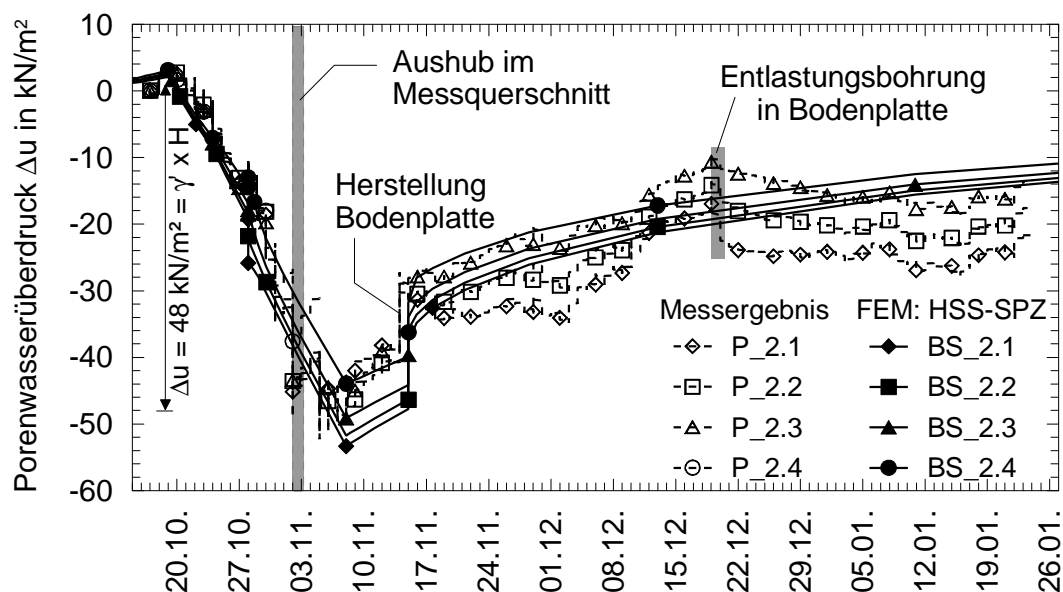


Bild 6.37: Vergleich der zeitabhängigen Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung im Messquerschnitt

Die anschließende Konsolidation wird deutlich durch die Wiederbelastung infolge Unterbetonsohle und insbesondere Bodenplatte beschleunigt. Die Entlastungsbohrung wurde in der numerischen Simulation nicht berücksichtigt, so dass sich der Porenwasserunterdruck weiter abbaut.

6.3.6 Zusammenfassung

Das beschriebene Fallbeispiel zeigt sehr deutlich die Vorzüge einer biegesteifen Verbaukonstruktion in Verbindung mit einer Kopfaussteifung, die bereits im Vorweg des Aushubs wirksam ist. Die Messergebnisse innerhalb und außerhalb der Baugrube liegen hier weit unter den sonst üblichen Erfahrungswerten. Obwohl die für dieses Projekt ermittelten Steifigkeiten der maßgebenden oberen Seetonschicht (Abschnitt 5) etwas größer sind als bei den benachbarten Fallbeispielen, stellt dieses Verbaukonzept eine sehr gute Lösung für die Herstellung von Baugruben in weichen Böden dar.

Die numerische Analyse des Fallbeispiels bestätigt, wie bereits in Abschnitt 6.2 festgestellt wurde, die Notwendigkeit der Berücksichtigung von spannungspfadabhängigen Materialeigenschaften bei der Berechnung von Baugruben in weichen Böden. Es wurde gezeigt, dass ohne diese Optimierung eine erfolgreiche Verformungsberechnung unter Berücksichtigung eines realitätsnahen Bauablaufs weder mit dem Hardening Soil Modell noch mit dem Hardening Soil Small Modell möglich ist. Die Berücksichtigung der in Abschnitt 5.3.3 beobachteten spannungspfadabhängigen Steifigkeit in charakteristischen Spannungsverlaufszonen nach Tabelle 4.3 führte zu einer wesentlichen Verbesserung der numerischen Berechnung.

Die räumlichen Einflüsse der Baugrund-Tragwerk-Interaktion, die für dieses Projekt durch den Einbau der Kopfaussteifung und den abschnittweisen Einbau der Unterbetonsohle bestimmt wurden, konnten mit Mobilisierungsfaktoren in einer zweidimensionalen Berechnung erfolgreich berücksichtigt werden. Mit der vorgestellten Methode zur Berücksichtigung des richtungsabhängigen Steifigkeitsverhaltens bei Verwendung von Bodenmodellen mit richtungsunabhängigen Materialeigenschaften wurde eine Optimierung der Verformungsprognose erreicht. Die Verwendung des Hardening Soil Small Modells führte dabei zu einer guten Übereinstimmung mit den Messergebnissen.

6.4 Projekt III

6.4.1 Verbaukonstruktion und Bauweise

Das dritte Fallbeispiel ist eine 8 m tiefe Baugrube in Konstanz, die 2008 in unmittelbarer Nähe zu Projekt I und II hergestellt wurde. So beträgt der Abstand zu dem südlichen gelegenen Projekt I in etwa 30 m und zu dem westlichen gelegenen Projekt II in etwa 300 m. Das mit zwei Untergeschossen geplante Geschäftshaus liegt an einer Straßenecke und grenzt an den beiden anderen Seiten direkt an bestehende Bebauung an. In dem Lageplan in Bild 6.38 ist hierzu ein Überblick dargestellt, der mit zwei Schnitten durch die Baugrube und Gründung der Nachbarbebauung in Bild 6.39 ergänzt wird. Die Baugrube hat mit Breiten von 21,6 m und 24,65 m einen annähernd quadratischen Grundriss.

Als Verbauwand wurde eine eingepresste Spundwand (Typ AZ 46) verwendet, die in einer Höhe von $-1,80$ m durch einen oberen Aussteifungsring und mit einer abschnittsweise hergestellten Unterbetonsohle in einer Tiefe von $-7,80$ m unterstützt wurde. Die obere Aussteifung erfolgte über eine umlaufende Gurtung aus HEB 800 Profilen, die in den Viertelpunkten durch Eckprofile ausgesteift wurde, siehe auch Bild 6.40. Die Gurtung ist dabei von einem Voraushubniveau von $-1,0$ m unter Geländeoberfläche aus in geböschten Gräben eingebaut worden. Durch Ausfüllen der Spundwandtäler mit unbewährtem Ort beton wurde ein kraftschlüssiger Verbund zur Gurtung hergestellt. Anschließend sind die Eckaussteifungen mit einem zusammengesetzten Profil aus HEB 600 und IPB 450 Stahlträgern eingebaut und mit bis zu 2,5 MN vorgespannt worden, so dass ein oberer Aussteifungsring die Verbauwand bereits vor dem weiteren Aushub unterstützte.

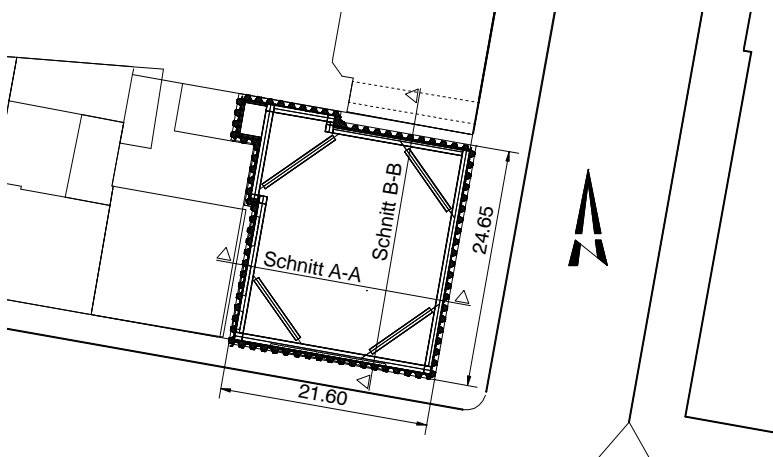


Bild 6.38: Lageplan

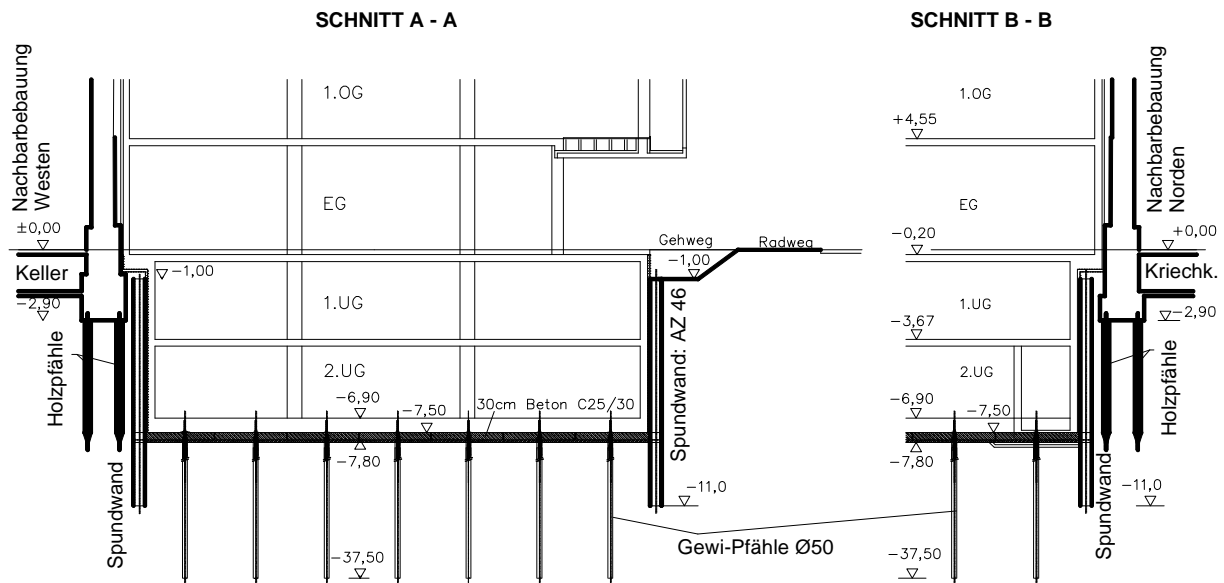


Bild 6.39: Querschnitte A und B durch die Baugrube

Der Einbau der aussteifenden Unterbetonsohle wurde bei diesem Projekt wegen der Geometrie der Baugrube und der vorhandenen Nachbarbebauung in einer modifizierten Bauweise durchgeführt. Hierbei wurden die Unterbetonsohlstreifen für den ersten Aussteifungsring in gleicher Weise wie die obere Aussteifung diagonal zu den Viertelpunkten der Baugrubenwand angeordnet (Aushubabschnitte 1 bis 4 in Bild 6.40). Die Unterbetonsohle wurde aber in verbauten Gräben mit einer Breite von 2 m hergestellt, die von einer Baugrubenwand zur benachbarten Wand reichten. Der Aushub erfolgte dabei im Schutz von Grabenverbauelementen, die bis zur geplanten Baugrubensohle abgeteuft werden sollten. In Bild 6.40 ist die Anordnung der Aushubabschnitte und auch der prinzipielle Bauvorgang abgebildet. Nach dem Einbau des Ortbetons, der sich mit der Spundwand verzahnen sollte, wurde die Unterbetonsohle überschüttet und der Grabenverbau gezogen. Auf diese Weise wurden vier diagonale Streifen nacheinander in den Baugrubenecken hergestellt, die einen unteren Aussteifungsring bilden. In Bild 6.41 ist hierzu der Einbau der oberen und unteren Aussteifung veranschaulicht. Die folgenden Aushubabschnitte wurden dann von einem Aushubniveau von $-3,5$ m gebösch hergestellt. Die nächsten Aushubabschnitte waren in den Anschlusspunkten der diagonalen Eckstreifen als Verstärkung des unteren Aussteifungsrings angeordnet (Aushubabschnitte 5 bis 8 in Bild 6.40).

Zur Sicherung der Baugrube gegen den Aufbruch der Baugrubensohle wurden bereits vor dem Spundwandeinbau etwa 80 Verpressanker mit Leerbohrungen von der Geländeoberfläche aus bis in eine Tiefe von $-37,50$ m hergestellt, siehe auch Bild 6.39. Die Pfahlköpfe wurden zugfest an die bewehrte Unterbetonsohle angeschlossen.

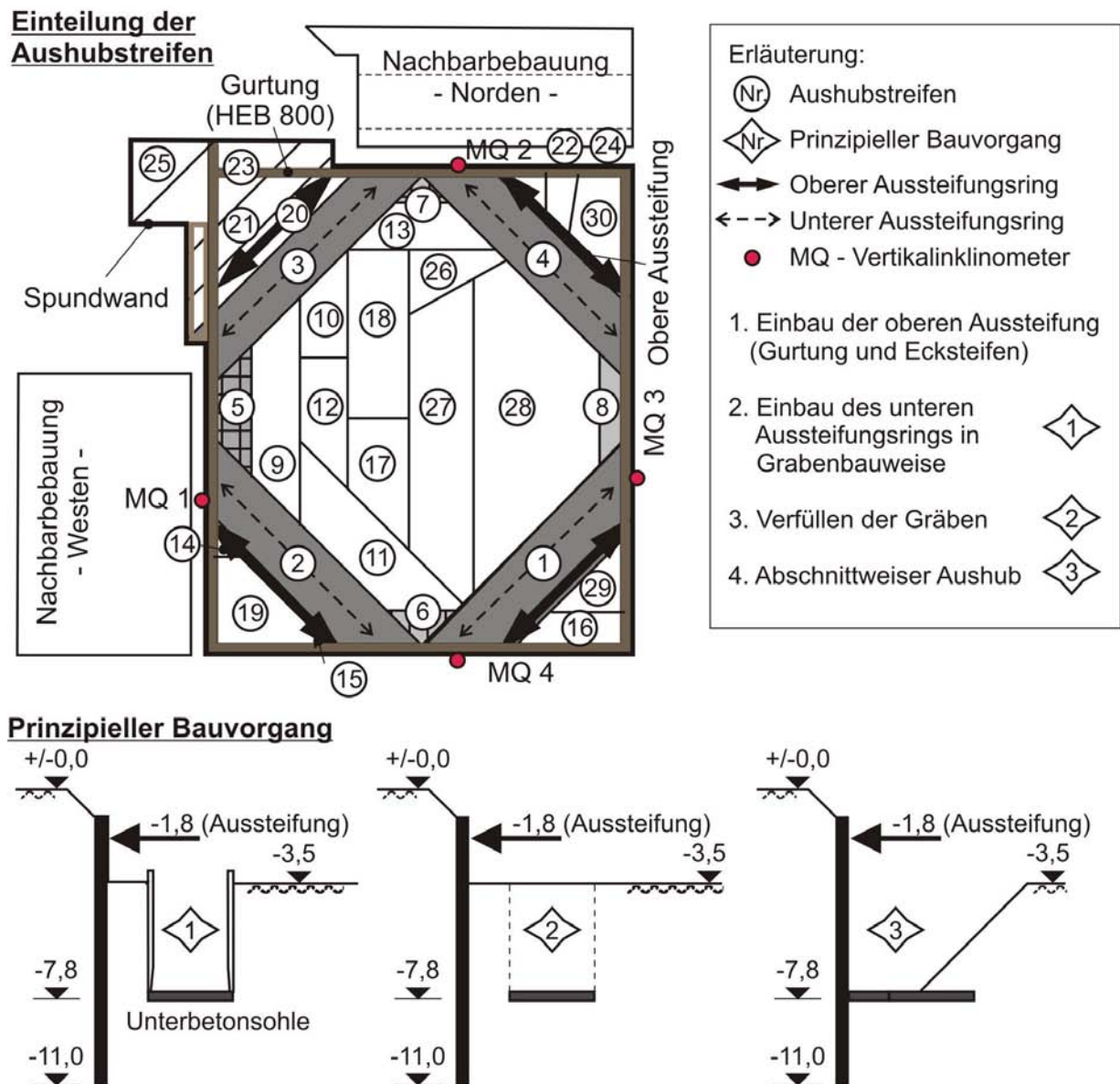


Bild 6.40: Anordnung der Aushubabschnitte und prinzipieller Bauvorgang



Bild 6.41: Einbau der oberen und unteren Aussteifung

6.4.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund kann wie bei den zuvor beschriebenen Fallbeispielen mit fünf Hauptschichten beschrieben werden und ist in Bild 6.42 dargestellt. Von der Geländeoberfläche aus sind das Auffüllung, Beckensand, Beckenton, Übergangsschicht und Grundmoräne. Die Bodenschichten wurden bereits in den Abschnitten 6.2.2 und 6.3.2 beschrieben, nachfolgend sind daher die Erläuterungen auf die Angaben reduziert, die für die numerische Analyse von wesentlicher Bedeutung sind.

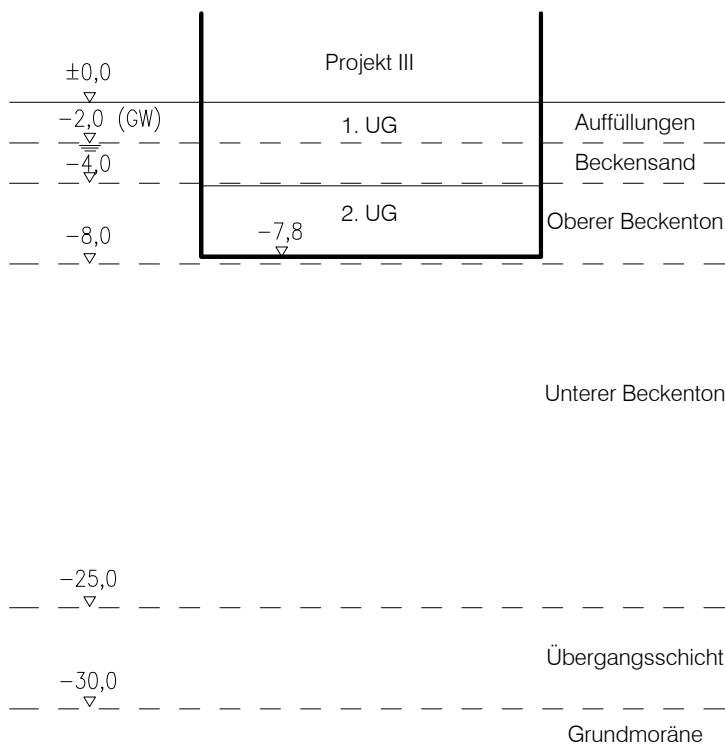


Bild 6.42: Baugrundmodell

Die inhomogenen Auffüllungen aus Gemischen von Schluff, Sand und Kies mit wechselnden Anteilen sind im Bereich des Baufeldes bis in eine Tiefe von etwa $-2,0$ m anzutreffen. Unter den Auffüllungen steht der weiche bis breiige Seeton³ an. Die Unterkante des Seetons liegt in etwa -25 m Tiefe. Der Seeton besteht aus überwiegend durch Feinsand gebänderte leicht plastische bis mittelpastische Tone und Schluffe. Unterhalb einer einige Dezimeter mächtigen noch weichen oder steifen obersten Zone ist die Zustandsform des Seetons überwiegend breiig. Zur Tiefe hin nehmen die Feinsandbänderungen und die Festigkeit des Seetons zu. Im Folgenden wurde daher ab einer Tiefe von $-8,0$ m unterschieden zwischen einer oberen und unteren

³ Unter dem Begriff „Seeton“ sind im Folgenden summarisch normalkonsolidierte weiche Seeablagerungen verstanden, die geologisch auch als Beckenton bezeichnet werden können.

ren Seetonschicht. Dem Seeton unterlagert folgt eine geologisch aufgearbeitete Übergangsschicht zur Grundmoräne. Diese Schicht wird aus Sand und Schluff mit wechselndem Kiesanteil gebildet. Die Schichtmächtigkeit beträgt in etwa 5 m und wird ab einer Tiefe von –30,0 m von der Grundmoräne unterlagert.

Ab einer Tiefe von –2 bis –3 m unter Gelände muss mit Grundwasser (Drucklinie) gerechnet werden. Für die im Folgenden dargestellten numerischen Berechnungen wurde der Grundwasserstand in der beobachteten Tiefe von –2,0 m unter Gelände angenommen.

6.4.3 Instrumentierung

Die Baugrubenherstellung wurde mit einem umfangreichen Messprogramm begleitet. Im Rahmen der Beobachtungsmethode und der Beweissicherung wurden an der Nachbarbebauung im Umkreis von etwa 50 m geodätische Lagepunkte angeordnet. Die Giebelwände der beiden direkt angrenzenden Gebäude sind im Rahmen der Baumaßnahme aus Sicherheitsgründen rückverankert worden. Aus diesem Grund wurden zusätzliche Messpunkte an den Giebelwänden in Höhe der jeweiligen Geschossdecken installiert. Zusätzlich zur Beweissicherung wurden zur Kontrolle des Bauablaufs geodätische Lagepunkte an den Spundwandköpfen installiert. Die horizontalen Verformungen der Spundwand wurden mit vier Vertikalinklinometern jeweils in Baugrubenmitte gemessen. Die Lage der Inklinometer ist in Bild 6.43 dargestellt.

In Ergänzung zu dem beschriebenen Messprogramm wurden in den Messquerschnitten MQ 2 und MQ 3 im Rahmen des hier dokumentierten Forschungsprojektes 6 Schwingsaiten-Porenwasserdruckgeber in Bohrlöchern eingebaut. Die Porenwasserdruckgeber wurden in der Höhe gestaffelt und im Bereich des Wandfußes sowohl auf der Erdseite als auch auf der Baugrubenseite der Spundwand angeordnet. Darüber hinaus wurde die Dehnung der Ecksteife zwischen MQ 2 und MQ 3 zur Steifenkraftermittlung mit 6 Schwingsaiten-Dehnungsgebern gemessen. Die Datenerfassung erfolgte automatisch mit einem Datalogger und Fernabfrage der Daten über Funk. Die Einbaulage der Porenwasserdruckgeber ist in Bild 6.43 dargestellt.

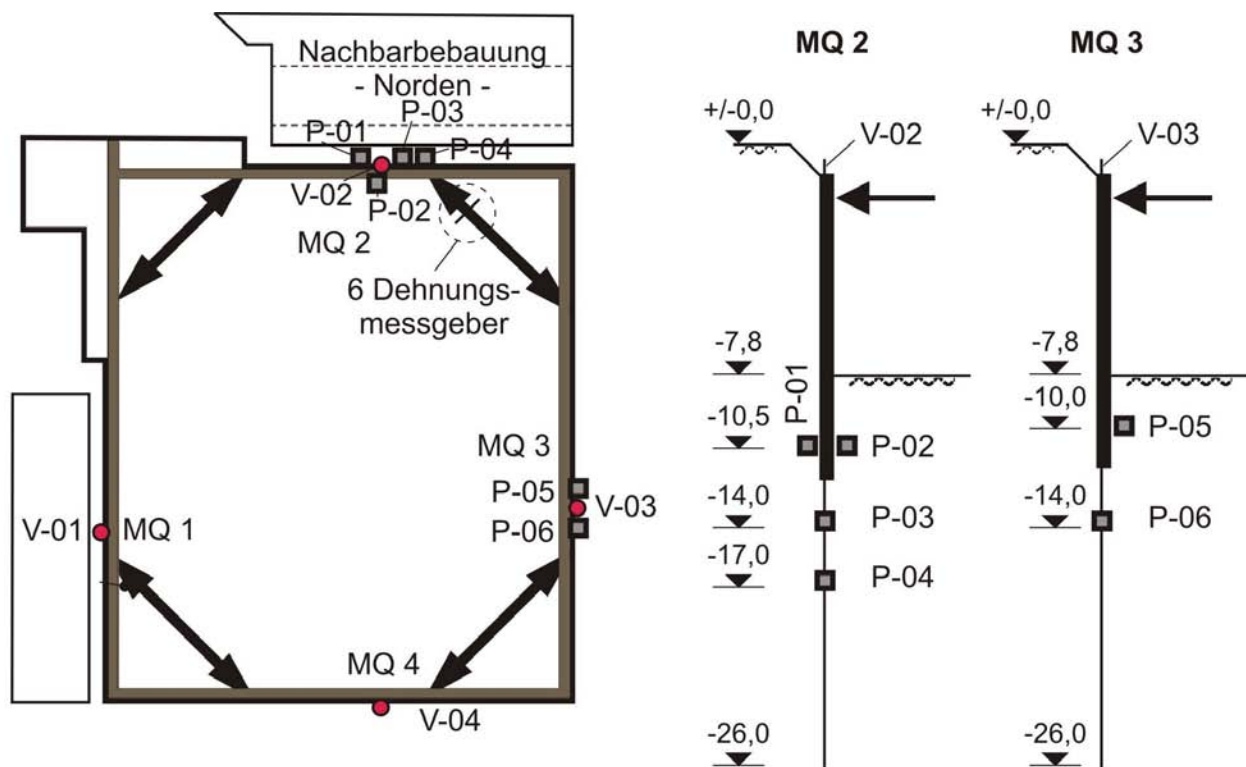


Bild 6.43: Anordnung der Vertikalinklinometer (V), Porenwasserdruckgeber (P) und Dehnungsmessgeber

6.4.4 Messergebnisse

Die nachfolgend auszugsweise dargestellten Messergebnisse sind im Hinblick auf die räumlichen und zeitlichen Einwirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion im Messquerschnitt MQ 2 (Bild 6.40) ausgewählt worden. Hierdurch wurde der Versuch unternommen, die Ursache der aufgetretenen Verformungen, die insbesondere bei der Nachbarbebauung kritische Ausmaße angenommen hatten, in Abhängigkeit des Bauablaufes und der Bauzeit zu erklären.

Die Verformungen der Spundwand wurden in Höhe des Wandkopfes mit geodätischen Lagemessungen in den Messquerschnitten erfasst und sind in Bild 6.44 in Abhängigkeit der Bauzeit dargestellt. Hierbei sind bis zur Vorspannung der oberen Aussteifung horizontale Verschiebungen bis zu 8 mm in Richtung Baugrube aufgetreten. Der Zeitpunkt der Vorspannung ist durch die sprunghafte Verformung mit 8 mm bis 12 mm von der Baugrube weg deutlich zu erkennen. Mit Beginn der Aushubarbeiten zur Herstellung des unteren Aussteifungsringes in Grabenbauweise ist eine Verformung der gegenüberliegenden Messquerschnitte MQ 1 und MQ 3 in Richtung Baugrubenmitte und in MQ 2 und MQ 4 eine Verformung von der Baugrube weg eingetreten. Dieses Verformungsverhalten ist charakteristisch für das räumliche Tragverhalten der Verbaukonstruktion. Mit dem ersten Aushubabschnitt nach Bild 6.40 in der

Ecke ohne Nachbarbebauung ist im gegenüberliegenden MQ 1, der bereits vor den Aushubarbeiten die größten Verschiebungen am Wandkopf aufwies, eine Horizontalverformung zur Baugrube hin aufgetreten. Es wird vermutet, dass infolge der Lastweiterleitung über die Eckaussteifungen in den Querwänden MQ 2 und MQ 4 die Verformung von der Baugrube weg resultieren. Dies kann auch mit der Größe der Verformungen begründet werden. In MQ 1 wurde eine Verschiebung von 8 mm zur Baugrube gemessen, die der Verschiebung im MQ 4 von der Baugrube weg entspricht. Demgegenüber sind in den anderen Messquerschnitten vergleichbare Tendenzen zu beobachten, die aber betragsmäßig geringere Verformungen aufweisen und erst mit zunehmendem Aushub sich den jeweiligen maximalen Verformungen annähern.

Die Vertikalverformung der Spundwand in Bild 6.44b) beschreibt eine Setzung von etwa 10 mm bereits vor dem ersten Aushub, die mit Herstellung der Unterbetonsohle auf 15 mm bis 42 mm angestiegen ist. Die größten Setzungen sind dabei im Messquerschnitt MQ 1 aufgetreten. In MQ 2 sind nach einer anfänglichen Setzung auf –18 mm mit dem weiteren Aushub Hebungen von etwa 3 mm gemessen worden.

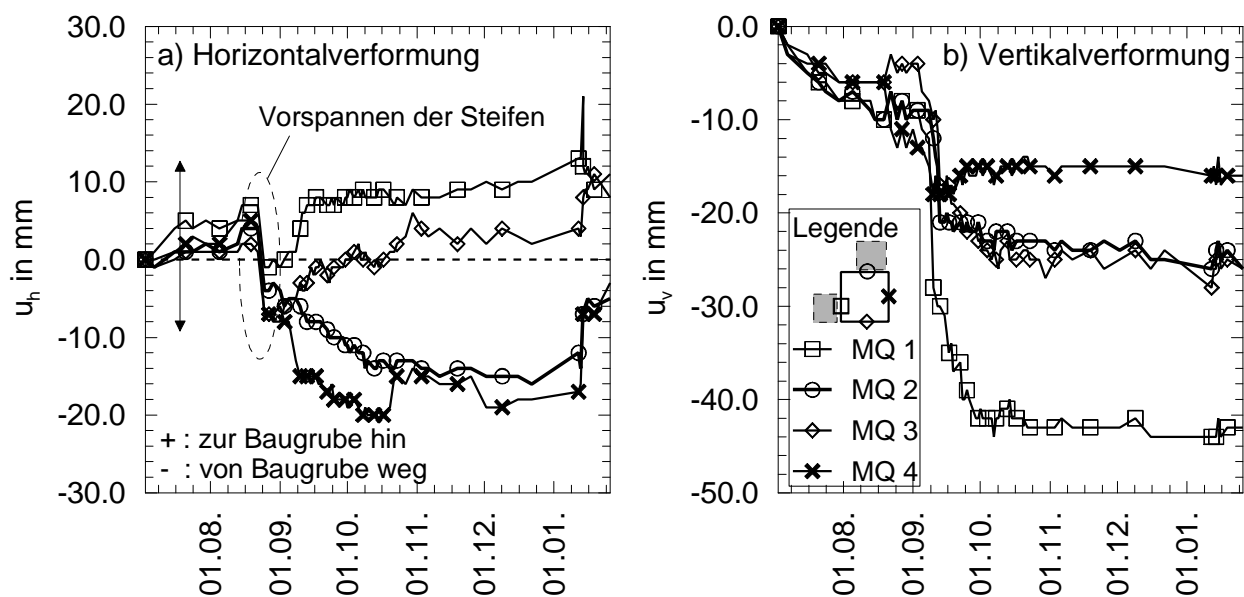


Bild 6.44: Horizontale (a) und vertikale (b) Verformungen am Spundwandkopf

In Bild 6.45 sind die horizontalen Verformungen des Inklinometers V-02 in Messquerschnitt MQ 2 für verschiedene Bauzustände dargestellt. Die zuvor beschriebenen Ausführungen zur Wandkopfverformung sind hier auf eine Tiefe von –1,0 m unter Geländeoberfläche zu übertragen. Die Messung vom 27.08.2008 beschreibt den Zustand nach dem Vorspannen der oberen Aussteifung und vor dem ersten Aushub. Es ist hierbei bereits eine maximale Verschiebung von 5,0 mm in einer Tiefe von –10,0 m zu erkennen. Infolge der Herstellung des unteren Aussteifungsringes mit den ersten vier Aushubabschnitten nach Bild 6.40 sind diese Verfor-

mungen bis zum 12.09.2008 auf etwa 16 mm in Höhe der Unterbetonsohle angewachsen. Durch den weiteren Anstieg der Wandverformung auf bis zu 42 mm in Höhe des Wandfußes am 17.10.2008 ist die Wirksamkeit des unteren rautenförmigen Aussteifungsringes nur bedingt wirksam.

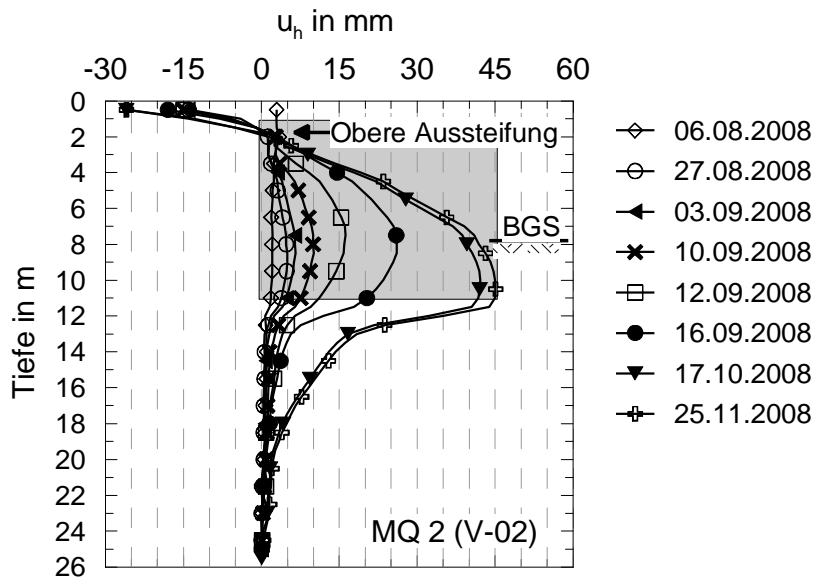


Bild 6.45:

Horizontale Verformungen
der Spundwand in MQ 2
(V-02)

Der Einfluss der Baumaßnahme auf die Nachbarbebauung ist in Bild 6.46 mit den resultierenden Setzungen in Verlängerung des Messquerschnittes MQ 2 in nördlicher Richtung beschrieben. In Bild 6.46a) sind hierzu Setzungsprofile zu verschiedenen Zeitpunkten und in Bild 6.46b) die Setzungen der Giebelwand in Abhängigkeit des Bauablaufes dargestellt.

Die gemessenen Setzungen sind bis in eine Entfernung von der Baugrubenwand mit $x/H = 3$ aufgetreten. Die maximalen Setzungen sind dabei direkt neben der Verbauwand an der Giebelwand gemessen worden. Erste Setzungen von bis zu 10 mm sind infolge des Voraushubs auf $-1,0$ m und der Herstellung der Verpresspfähle entstanden. Durch das Einpressen der Spundwände sind die Setzungen auf 30 mm angestiegen. Als mögliche Ursachen sind hierzu ein Volumenentzug durch das Ziehen von Holzpfählen der Altbebauung in den Achsen der Spundwand und eine Porenwasserüberdruckentwicklung infolge des Einbaus der Spundwand und Verpresspfähle zu nennen. Der anschließende Aushub der Baugrube verursachte bis zur vollständig hergestellten Unterbetonsohle am 17.10.2008 eine maximale Setzung von 65 mm. Der im weiteren Bauablauf festgestellte andauernde Setzungsanstieg auf bis zu 80 mm deutet auf sehr labile Gründungsverhältnisse der Nachbarbebauung hin, die in der Planungsphase des Neubaus nur bedingt bekannt waren.

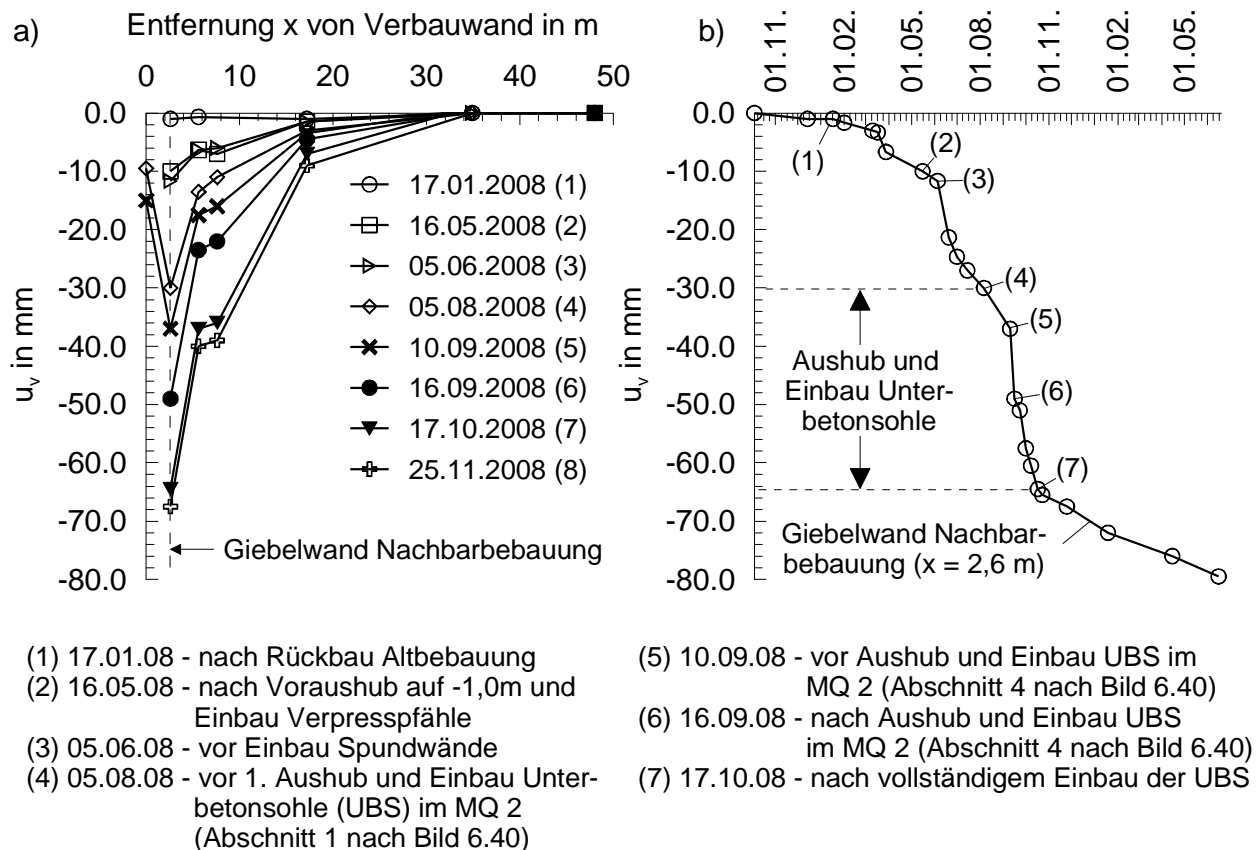


Bild 6.46: a) Setzungen der Geländeoberfläche in Verlängerung des MQ 2
 b) Setzungen der Giebelwand (MQ 2) in Abhängigkeit des Bauablaufs

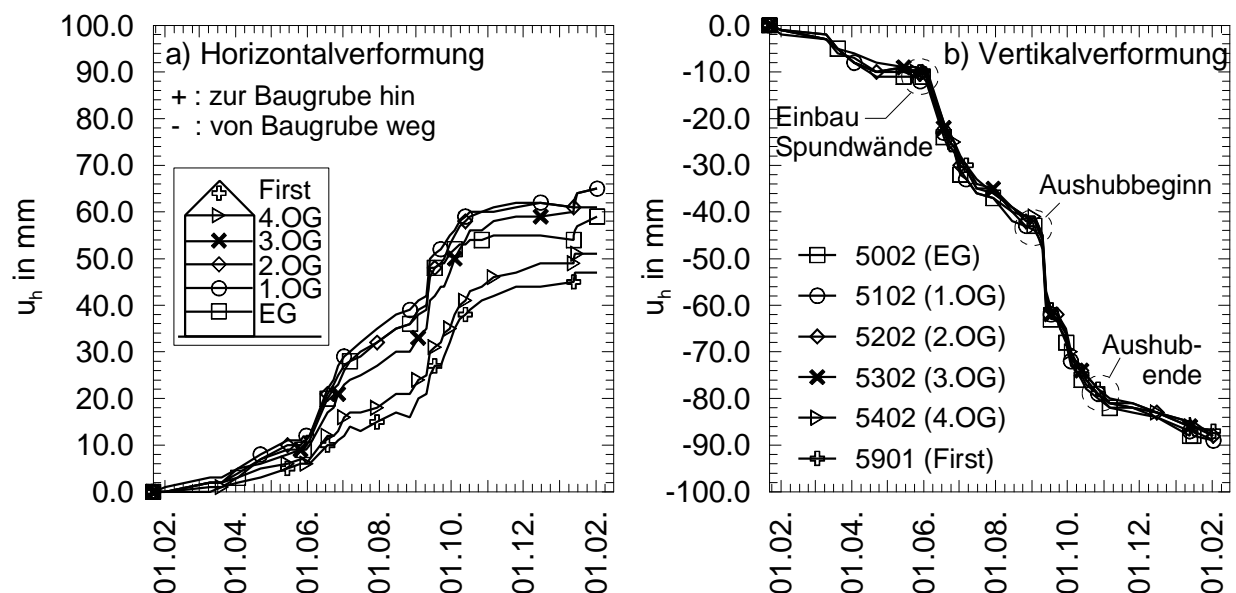


Bild 6.47: Horizontale (a) und vertikale (b) Verformungen der Giebelwand im MQ 2

Die in Bild 6.47 dargestellten Verformungen der Giebelwand im Messquerschnitt MQ 2 weisen bis zum Einbau der Spundwand eine translatorische Verformung mit einer horizontalen Verschiebung und vertikalen Setzung von 10 mm auf. Es wird vermutet, dass diese gleichmä-

ßigen Verformungen durch den Volumenentzug (Ziehen der Holzpfähle) verursacht wurden. Die starke Verformungszunahme ab Anfang Juni ist dabei auf den Einpressvorgang der Spundwände zurückzuführen.

Die in Bild 6.48 dargestellte Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung bezieht sich auf einen Grundwasserspiegel in einer Tiefe von $-2,0$ m unter Geländeoberfläche. Nach dem Einbau der Messgeber in Bohrlöcher konnte ein Porenwasserüberdruck festgestellt werden, der sich bis zum Beginn des in Bild 6.48 gezeigten Zeitfensters nur gering abbaut. Der Konsolidationsprozess hatte dabei mit zunehmender Einbautiefe abgenommen. Mit Bezug auf den Porenwasserdruckabbau innerhalb 6 Wochen nach Einbau der eingepressten Porenwasserdruckgeber (Bild 6.29) bei Projekt II, kann auf einen vorhandenen Porenwasserüberdruck im Bereich des Baufeldes geschlossen werden. Wie bereits erwähnt könnte dieser durch das Einpressen der Spundwand oder bzw. und die Herstellung der Verpresspfähle entstanden sein.

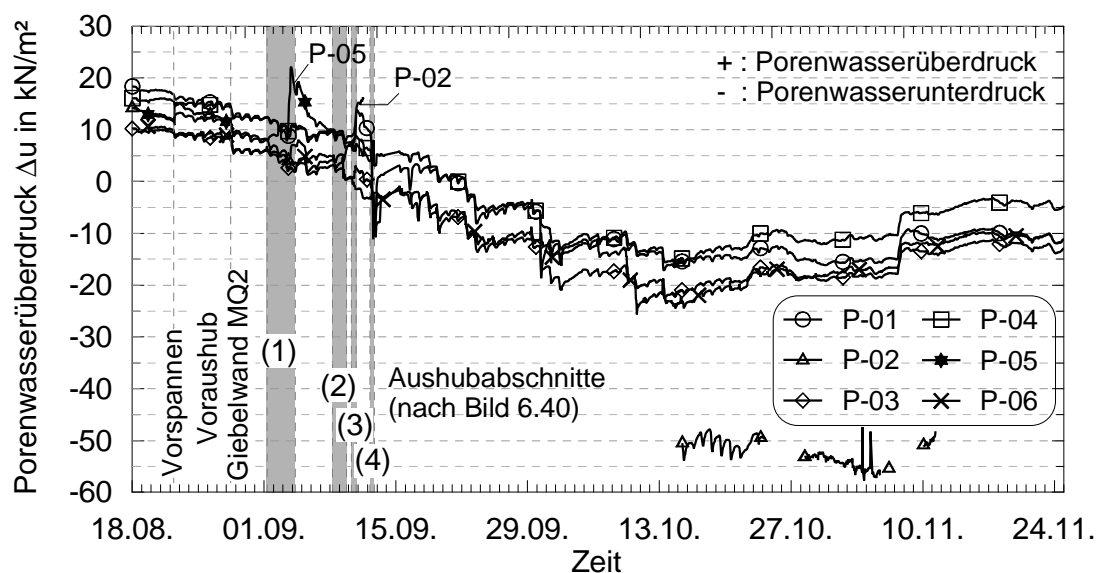


Bild 6.48: Zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung (MQ 2 und MQ 3)

Für dieses Projekt wurden zwei Sensoren auf der Baugrubenseite vor dem Wandfuß angeordnet. Im Messquerschnitt MQ 2 (P-02) konnte hierdurch bereits beim Vorpressen der Steifen ein Porenwasserdruckanstieg festgestellt werden. Hierbei ist der Porenwasserüberdruck durch die Fußverschiebung der Spundwand in Richtung der Baugrube infolge der Vorspannung im oberen Wandbereich entstanden. Dies ist auch in MQ 3 (P-05) allerdings mit geringerem Ausmaß beobachtet worden. Im Gegensatz zur biegesteifen Bohrpfahlwand bei Projekt II konnte hier vor der Spundwand in beiden Messquerschnitten ein aushubbedingter Porenwasserüberdruck festgestellt werden. Dieser ist durch die zunehmende Fußverschiebung der Spundwand in Richtung der Baugrube zu erklären. Zunächst ist dieser nach Herstellung des ersten Unterbetonstreifens in P-05 mit $Du = 12,0$ kN/m² und anschließend in P-02 mit $Du =$

10,0 kN/m² nach Herstellung des dritten Unterbetonstreifens aufgetreten. Im Allgemeinen ist dieser Porenwasserüberdruck innerhalb weniger Tage dissipiert. Im weiteren Verlauf wurden aber die Kabel der Sensoren P-02 und P-05 zerstört ohne das eine Reparatur möglich war, so dass weitere Aussagen leider nicht möglich sind.

In Abhängigkeit der Einbautiefe wurde eine gleichmäßige Porenwasserdruckentwicklung beobachtet, die im Mittel einen Porenwasserdruckabbau von $Du = 35 \text{ kN/m}^2$ ausmacht. Nach vollständiger Herstellung der Unterbetonsohle (13.10.2008) ist eine Stagnation eingetreten, die in einen allmählichen Porenwasserunterdruckabbau übergegangen ist. Der Porenwasserdruckgeber P-02 konnte zu diesem Zeitpunkt wieder repariert werden. Der resultierende Porenwasserunterdruck beschreibt mit $Du = -50 \text{ kN/m}^2$ einen erheblichen Porenwasserunterdruck vor dem Wandfuß. Aufgrund der zuvor beschriebenen Porenwasserüberdruckentwicklung während des Aushubs unmittelbar vor dem Geber P-02 und der gemessenen horizontalen Verformung des Wandfußes ist das Messergebnis zunächst mit Vorbehalt zu bewerten.

Die zeitabhängige Steifenkraftentwicklung ist in Bild 6.49 für die Steife zwischen MQ 2 und MQ 3 dargestellt. Die Steife wurde mit 2,5 MN vorgespannt, wobei das Messergebnis eine Vorspannkraft von 2,2 MN lieferte. Eine gewisse Streuung ist allerdings aufgrund des zusammengesetzten Messquerschnittes aus zwei Stahlprofilen (HEB 600 und IPB 450) und der Verwendung von 6 Dehnungsmessgeber zu berücksichtigen. Der Steifenkraftverlauf zeigt mit dem Beginn des Aushubs einen stetigen Anstieg, der das Maximum nach Abschluss der Aushubarbeiten mit etwa 5 MN erreichte. Im weiteren Verlauf wurde eine Abnahme der Steifenkraft auf 4,3 MN festgestellt, die bis zum Rückbau der Steife nahezu konstant blieb.

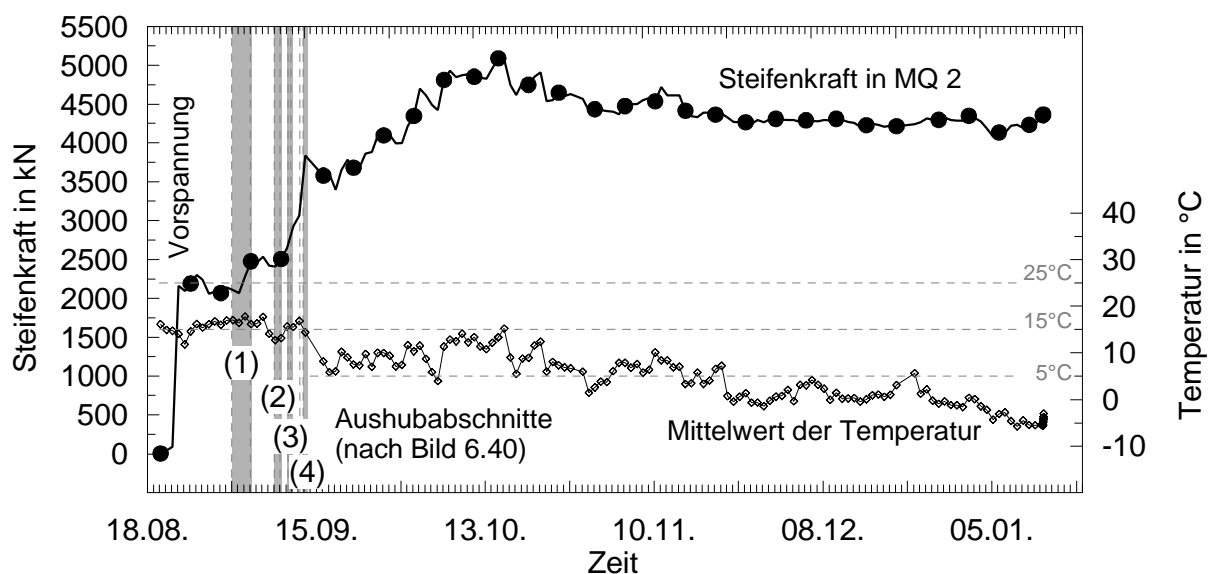


Bild 6.49: Zeitabhängige Steifenkraftentwicklung (MQ 2)

6.4.5 Numerische Analyse

6.4.5.1 Allgemeines

Die numerische Analyse wurde mit einer zweidimensionalen Berechnung für den in Bild 6.50 definierten Messquerschnitt durchgeführt. Vorhandene räumliche Einflüsse der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das Verformungsverhalten, wie z.B. Grabenverbau, abschnittsweise hergestellte Unterbetonsohle, obere Eckaussteifung, wurden mit einer idealisierten Modellierung des Bauablaufs berücksichtigt. Die zeitabhängigen Einflüsse wurden dabei mit einer un-dränierten Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse unter Beachtung der tatsächlichen Bauzeiten erfasst.

6.4.5.2 Modellgeometrie und Diskretisierung

Der Berechnungsquerschnitt wurde durch die Baugrubenmitte definiert. Aufgrund der vorhandenen Nachbarbebauung wurden Symmetrieeffekte vernachlässigt und der gesamte Baugrubenquerschnitt mit der maßgebenden Belastungssituation abgebildet. In dem Berechnungsquerschnitt (MQ 2 – MQ 4) beträgt die Baugrubenbreite $B = 25$ m und die Aushubtiefe $H = 7,8$ m. Das FE-Modell ist mit einer Breite von $3 \times B = 75$ m auf beiden Seiten der Baugrube definiert und weist aufgrund der bodenmechanischen Einteilung in 5 Hauptschichten eine Tiefe von 50 m auf. In Bild 6.50 ist das vollständige FE-Modell dargestellt.

Die konstruktiven Elemente sind wie bereits zuvor sowohl mit Struktur- als auch mit Kontinuumelementen diskretisiert worden. Die Spundwand wurde hier mit linear elastischen Balkenelementen und die obere Aussteifung mit linear elastischen Knotenankern modelliert. Da hier die obere Aussteifung über die benachbarte Baugrubenwand erfolgte wurde eine durchgehende Aussteifung zur gegenüberliegenden Wand in der zweidimensionalen Berechnung ausgeschlossen. Die aus der schrägen Krafteinleitung resultierenden Tangentialkräfte egalalisieren sich im Idealfall gegenseitig und wurden daher nicht berücksichtigt. Die unbewehrte Unterbetonsohle mit $d = 0,30$ m wurde durch Kontinuumelemente simuliert.

Die vorhandene Nachbarbebauung ist durch Kontinuumelemente mit einer der Belastung entsprechend umgerechneten Wichte erfasst worden. Auf der Südseite wurde die Bebauung (Projekt I) mit $p = 105$ kN/m² in Höhe der Gründungssohle und die angrenzende Verkehrsfläche mit $p = 10$ kN/m² angenommen. Die Belastung auf der Nordseite der Baugrube betrug für die Bebauung $p = 72,5$ kN/m² in Höhe der Gründungssohle $-1,45$ m unter Gelände. Zur realistischen Lasteinleitung im Bereich der Giebelwand wurde das vorhandene Streifenfundament in einer Tiefe von $-2,90$ m und die vorhandene Holzpfehlgründung mit linear elastischen Konti-

6.4.5.3 Berechnungsschritte

Zur Berücksichtigung der zeitlichen Einflüsse auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten wurde der reale Bauablauf für die Herstellung des Baugrubenabschnittes in dem Berechnungsquerschnitt auf einen längeren Zeitraum verteilt. Hierdurch wurde versucht die Auswirkung des Aushubs benachbarter Bereiche zu berücksichtigen. Diese Vorgehensweise ist schon alleine durch die nach der Herstellung des Unterbetonstreifens im Messquerschnitt aufgetretenen Verformungen zu begründen. Wie bereits in Bild 6.45 am Beispiel der Wandverformungen gezeigt wurde, konnte erst nachdem die Unterbetonsohle flächig hergestellt war eine Abnahme der Verformungen beobachtet werden.

In Abschnitt 6.4.4 wurden die Verformungen beschrieben, die bereits vor den ersten Aushubarbeiten sogar zum Teil vor der Spundwandherstellung aufgetreten sind. Als mögliche Ursachen sind bereits der Volumenentzug durch das Ziehen der Holzpfähle im Bereich der Spundwandachsen und ein Porenwasserüberdruck infolge der Verpresspfahlherstellung und des folgenden Einbaus der Spundwände vermutet worden, wobei letztere durch die Porenwasserdruckmessungen bestätigt werden können. Insgesamt wurden 40 Pfähle mit einem Durchmesser von 30 cm und einer Länge von 6 m entfernt, die einer Volumenänderung von $DV = 0,17 \text{ m}^3/\text{m}$ Baugrubenbreite entsprechen. In der vorliegenden Arbeit liegt der Schwerpunkt auf dem spannungspfadabhängigen Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden, weswegen die zuvor genannten Effekte, die nach Tabelle 2.1 zu den beeinflussbaren und teilweise beeinflussbaren Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten gehören, in der numerischen Berechnung keine Berücksichtigung fanden. Vielmehr wurden die Verformungen für den Vergleich mit den Messdaten ausschließlich mit den aushubbedingten Anteilen berücksichtigt. Unabhängig davon können unter praktischen Gesichtspunkten weitere Untersuchungen mit einer ganzheitlichen Betrachtung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion sinnvoll sein.

Die räumlichen Effekte durch die Unterstützung mit einem oberen und unteren rautenförmigen Aussteifungsring und abschnittsweise hergestellter Unterbetonsohle wurden wie bei den beiden zuvor untersuchten Fallbeispielen mit Mobilisierungsfaktoren f_{mob} nach Gl. (6.10) berücksichtigt.

In Tabelle 6.17 sind die durchgeführten Berechnungsschritte zusammengestellt. Der Initialspannungszustand ist hier mit dem „K₀-Verfahren“ berechnet worden. Für alle Berechnungsschritte wurde eine Grundwasserströmungsberechnung mit einem Grundwasserspiegel in Höhe –2,0 m außerhalb der Baugrube und mit einem jeweils auf das Aushubniveau abgesenkten Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube durchgeführt. Die zuvor beschriebene Berücksichtigung der räumlichen Effekte ist in den Phasen 08 und 12 vorgenommen worden.

Hierzu ist die Berechnungsphase in eine rein plastische Berechnung abgeändert und der Bodenaushub über den programminternen Faktor m_{stage} gesteuert worden, der die Steifigkeit des Aushubbereiches reduziert.

Tabelle 6.17: Berechnungsschritte

Phase	Art	Beschreibung	Dauer in d
00	P	Initialspannungen (K_0 -Verfahren)	
01	P	Aktivierung der Nachbarbebauung	
02	P	Rückbau der Altbebauung	
03	C	Voraushub auf $-1,0$ m; Aktivierung der Verpressanker	120
04	P	Einbau der Spundwand	
06	C	Konsolidation	12
07	C	Konsolidation	70
08	C ¹⁾	1. Aushub $-2,0$ m	9
09	P	Einbau Kopfaussteifung	
10	P	Vorspannen der Kopfaussteifung auf $2,5$ MN	
11	C	2. Aushub $-3,5$ m	10
12	C ¹⁾	3. Aushub $-7,8$ m	10
13	P	Einbau Unterbetonsohle	
14	C	Konsolidation bis zum vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks (min pore pressure)	

Anmerkung: P – plastische Berechnung

C – plastische Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse

¹⁾ Berechnungen mit $m_{stage} < 1,0$ wurden plastisch (P) und die anschließende Phase mit gekoppelter Konsolidationsanalyse (C) durchgeführt

6.4.5.4 Materialparameter

Für das Projekt III konnten die Materialparameter für die Seetonschicht aus den durchgeführten Elementversuchen (Abschnitt 5) bestimmt werden. Die Parameter der weiteren Bodenschichten wurden aus den Planungsunterlagen übernommen und anhand der Parameter der benachbarten Projekte überprüft. Die zusätzlichen Hardening Soil Small (HSS) Modell Parameter sind in Anlehnung an *Benz (2007)* auf empirischer Grundlage bestimmt worden, siehe auch Abschnitt 6.2.5.4. In Tabelle 6.18 sind die Materialparameter für das Hardening Soil Modell und in Tabelle 6.19 für das Hardening Soil Small Modell zusammengestellt.

Tabelle 6.18: Materialparameter für die Bodenschichten (HS-Modell)

Bodenschicht	\mathbf{g}/\mathbf{g}	$k_x = k_y$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	p^{ref}	\mathbf{n}_{ur}	m	\mathbf{j}'	c'	\mathbf{y}	R_f
	kN/m ³	m/d	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	kN/m ²	-	-	°	kN/m ²	°	-
Auffüllung	20/20	8,64E-02	6,0	6,0	24,0	100	0,20	0,70	30,0	0,1	0	0,9
Beckensand	19/20	1,73	8,0	8,0	32,0	100	0,20	0,50	27,5	0,1	0	0,9
Seeton ¹⁾	19/19	8,64E-04	3,1	3,2	16,5	100	0,20	0,90	27,5	0,1	0	0,9
Übergangsschicht	20/20	8,60E-04	8,0	8,0	32,0	100	0,20	0,80	27,5	0,1	0	0,9
Grundmoräne	22/22	8,60E-04	35,0	35,0	140,0	100	0,20	0,80	30,0	10,0	0	0,9

¹⁾ Oberer und unterer Seeton sind hier identisch, lediglich Unterschied in c_u aus Flügelsondierungen

Tabelle 6.19: Ergänzende Materialparameter für die Bodenschichten (HSS-Modell)

Bodenschicht	G_0^{ref}	Referenz	$\mathbf{g}_{0,7}$	Referenz
	MN/m ²		-	
Auffüllung	50,0	<i>Alpan (1970)</i>	3,1E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Beckensand	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,4E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Oberer Seeton	31,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	3,0E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Unterer Seeton	44,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	2,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Übergangsschicht	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,4E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Grundmoräne	150,0	<i>Alpan (1970)</i>	1,0E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>

Tabelle 6.20: Materialparameter für die Strukturelemente

Strukturelement		EA	EI	w	\mathbf{n}
		kN/m	kNm ² /m	kN/m/m	
Spundwand:	AZ 46	6,11E06	2,320E05	2,30	0,30
Kopfaussteifung:	HEB600 + IPB450	7,04E05	-	-	-
Verpressanker:	Gewi ($D = 5$ cm)	2,22E05	-	-	-
	mit Verpresskörper ($D = 15$ cm)				

Tabelle 6.21: Materialparameter für die Kontinuumelemente

Kontinuumelement	\mathbf{g}	$k_x = k_y$	\mathbf{v}	E_{ref}
	kN/m ³	m/d		MN/m ²
Unterbetonsohle ¹⁾ ($d = 0,30$ m):	23,0	0	0,20	2,50E04
Holzpfähle ²⁾ ($D = 1,50$ m):	²⁾	²⁾	0,20	1,28E04

¹⁾ non porous; ²⁾ wie umgebender Boden

Die Unterbetonsohle und die Holzpfähle wurden mit linear elastischen Kontinuumelementen idealisiert. Die Materialparameter der Strukturelemente sind in Tabelle 6.20 und die der Kontinuumelemente in Tabelle 6.21 zusammengestellt. Für die Interface Elemente wurden separate Materialdatensätze mit einer in Abhängigkeit der Wandrauigkeit und der Bodenart reduzierten Scherfestigkeit verwendet.

Zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit in den charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) nach Tabelle 4.3 sind in Tabelle 6.22 die resultierenden Steifigkeiten zusammengestellt. Hierbei wurde als Bezugsgröße die Sekantensteifigkeit bei dem anisotropen Standardspannungspfad (TSP-A, siehe auch Tabelle 5.11) mit $E_{50,TSP-A} = 3430$ kN/m² für den oberen Seeton verwendet. Die Steifigkeitsverhältnisse f_{TSP} wurden, ebenso wie bereits für Projekt I und II, mit den Mittelwerten der Elementversuche berücksichtigt.

Tabelle 6.22: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten – Variante 2 mit Mittelwerten der Steifigkeitsverhältnisse f_{TSP}

SPZ	f_{TSP}	E_{50}^{ref} in MN/m ²	E_{ur}^{ref} in MN/m ²	G_0^{ref} in MN/m ²	$g_{0,7}$
B	5,1	17,50	87,50	87,50	1,7E-04
D	4,2	14,40	76,35	76,35	1,9E-04
E	3,8	13,00	69,10	69,10	2,1E-04
F	6,5	22,30	118,15	118,15	1,2E-04

6.4.5.5 Vergleich der konventionellen und optimierten Berechnung

Die numerischen Berechnungen für dieses Fallbeispiel wurden vergleichend konventionell, d.h. ohne Berücksichtigung der angepassten Steifigkeitsparameter, und optimiert mit der Einteilung in charakteristische Spannungspfadzonen (SPZ) durchgeführt. Für die konventionelle Analyse wurde das Hardening Soil (HS) Modell verwendet und für die optimierte Berechnung das Hardening Soil Small (HSS) Modell. Die Auswirkungen des Bodenmodells auf die Berechnung von Baugruben in weichen Böden wurden bereits bei den Projekten I und II beschrieben. Hier sind daher ausschließlich die beiden Extreme hinsichtlich der in dieser Arbeit verwendeten Bodenmodelle untersucht worden.

In einer nicht weiter dargestellten Parametervariation wurden wie in Abschnitt 6.3.5.5 die optimalen Mobilisierungsfaktoren für die Aktivierung der Kopfsteife und der Unterbetonsohle ermittelt. Unter Berücksichtigung des Bauablaufs und der Messergebnisse ergab sich für den Einbau der Kopfaussteifung der optimale Mobilisierungsfaktor $f_{mob,K} = 0,135$. Hierbei wird

die Aussteifung in einer Tiefe von $-1,80$ m nach einem Aushub auf $-1,05$ m aktiviert. Dies entspricht auch der realen Situation, da die obere Aussteifung in Gräben von einem Aushub-niveau von $-1,0$ m hergestellt wurde, siehe hierzu auch Bild 6.41. Der Einbau der Unterbeton-sole wurde mit $f_{mob,FK} = 0,975$ berücksichtigt. Der Vergleich der optimalen Mobilisierungsfaktoren aus den untersuchten Fallbeispielen in Tabelle 6.23 verdeutlicht insbesondere für den Einbau der Unterbetonsole die Abhängigkeit von der Steifigkeit der Verbaukonstruktion. Mit zunehmender Biegesteifigkeit der Verbauwand und Dehnsteifigkeit der Unterstützung ist bei numerischen Berechnungen der Mobilisierungsgrad zu reduzieren. Bei Projekt III spiegelt sich die späte Wirksamkeit der vollständig hergestellten Unterbetonsole in dem vergleichsweise hohen Faktor $f_{mob,F}$ wieder. Für den Einbau der Kopfaussteifung sind bei dem Vergleich die Einbauhöhen der Kopfaussteifung zu berücksichtigen, die bei Projekt I $4,0$ m und bei Projekt III $1,8$ m unter Gelände liegt.

Tabelle 6.23: Vergleich der Mobilisierungsfaktoren aus den untersuchten Fallbeispielen

	Projekt I ¹⁾	Projekt II	Projekt III ¹⁾
$f_{mob,K}$	0,434	0,167	0,135
$f_{mob,F}$	0,848	0,667	0,975

¹⁾ Bezugsgröße ist die Geländeoberkante, bei Projekt I und II befindet sich der Wandkopf $3,0$ m bzw. $1,0$ m unter Gelände

In Bild 6.52 sind die horizontalen Wandverformungen und Setzungen im Messquerschnitt MQ 2 dargestellt. Die Messergebnisse wurden für den Vergleich mit einem Abzug der vor den Aushubarbeiten aufgetretenen Verformungen korrigiert.

Die Berechnungen mit dem Hardening Soil Modell beschreiben erwartungsgemäß eine Überschätzung der Verformungen. Für den Zeitpunkt der vollständig hergestellten Unterbetonsole und abgeschlossener Aushubarbeit (17.10.2008) wurde die maximale Wandverformung um 63% und die maximale Setzung um 77% überschätzt. Der Vergleich mit den Messergebnissen von einem früheren Bauzustand zeigt hier in diesem Fallbeispiel, dass die angenommene Mobilisierung der Unterbetonsole nicht verantwortlich für die zu großen Verformungen ist. Für den numerischen Aushubschritt AH 2 auf $-3,5$ m, welcher in der Realität als Arbeitsebene für den abschnittsweise durchgeführten Aushub hergestellt wurde, können mit dem Hardening Soil Modell die Messergebnisse (10.09.2008) nicht angenähert werden.

Die optimierte Berechnung unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit in den charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) ergibt hingegen bei Verwendung des HSS Modells eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Bis zur Baugrubensohle

beträgt die Abweichung weniger als 5 mm und ist somit vernachlässigbar. Unterhalb der Baugrubensohle wurden mit der numerischen Berechnung allerdings geringere Verformungen prognostiziert. Eine naheliegende Ursache hierfür wäre zunächst in einer zu hohen Steifigkeit im Wandfußbereich zu sehen. Da aber die konventionelle Berechnung mit dem Hardening Soil Modell die gleiche Tendenz aufweist, d.h. die maximale Wandverformung ist in Höhe der Baugrubensohle festzustellen, kann dies ausgeschlossen werden. Der Vergleich für den früheren Bauzustand zeigt hingegen wieder eine gute Übereinstimmung. Die gemessenen Setzungen konnten mit dem HSS Modell und der spannungspfadabhängigen Steifigkeit befriedigend angenähert werden.

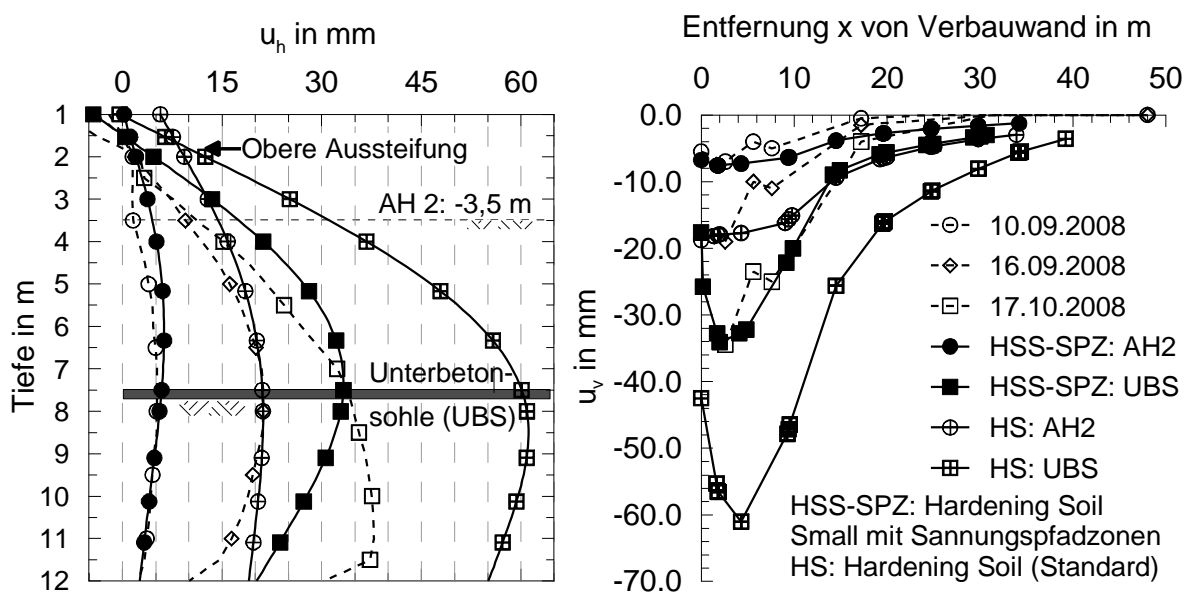


Bild 6.52: Vergleich der gemessenen horizontalen Wandverformungen (links) und Setzungen (rechts) im Messquerschnitt MQ 2 mit Berechnungsergebnissen (nur aushubbedingt)

Die zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung ist in Bild 6.53 mit dem Vergleich zwischen Messergebnissen und numerischen Berechnungsergebnissen für das HSS Modell mit Spannungsverlaufszonen dargestellt. Während der Aushubarbeiten sind dabei einige Abweichungen zu den gemessenen Werten festzustellen, die durch den vorhandenen Porenwasserüberdruck und auch durch den zeitlich abweichenden Bauablauf der numerischen Simulation zu erklären sind. Im Anschluss an die Aushubarbeiten entspricht der gemessene Porenwasserdruckabbau sowohl in der Größe als auch in der Dauer dem numerischen Berechnungsergebnis. Innerhalb von 3 Monaten hat sich der Porenwasserunterdruck abgebaut.

In Bild 6.54 ist der Vergleich für die zeitabhängige Steifenkraftentwicklung dargestellt. Nach der Vorspannung ist die Steifenkraft erwartungsgemäß bei beiden Berechnungen gleichmäßig angestiegen, wobei die Messergebnisse rechnerisch überschätzt werden. Der Verlauf der

rechnerischen Steifenkraftentwicklung entspricht aber den Messwerten. Nach dem Ende der Aushubarbeiten ist eine Stagnation mit maximalen Steifenkräften von 5,9 MN für das HSS Modell mit SPZ und von 6,4 MN für das HS Modell eingetreten und weist damit eine Differenz zu den Messergebnissen von 0,8 bzw. 1,30 MN auf. Obwohl die gemessene Steifenkraft gewissen Streuungen unterworfen ist, kann sie durch die numerischen Berechnungsergebnisse bestätigt werden, die mit zunehmender Wandverformung ein Anstieg der Steifenkraft beschreibt.

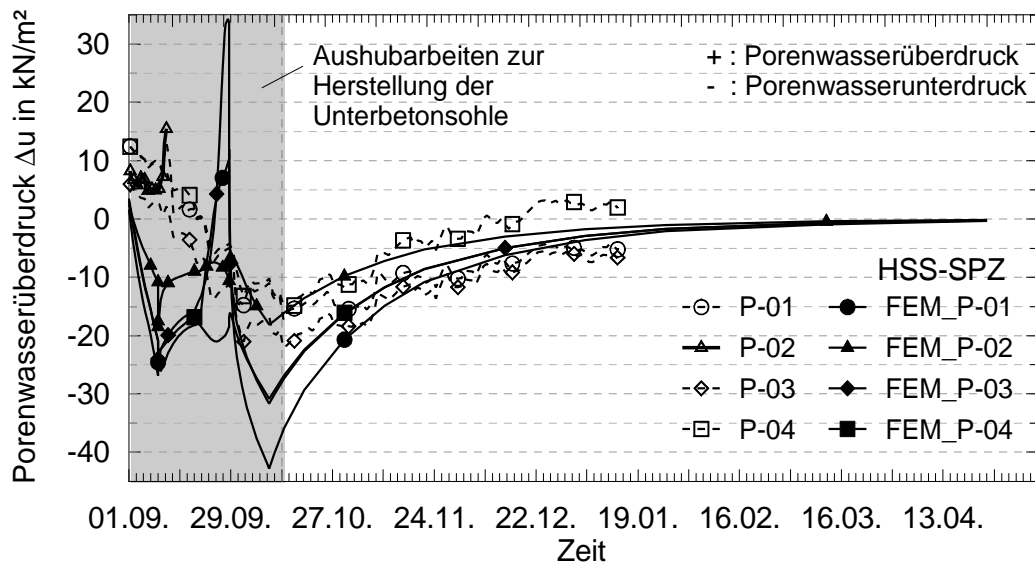


Bild 6.53: Vergleich der zeitabhängigen Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung mit den Berechnungsergebnissen für das HSS Modell mit Spannungspfadzonen

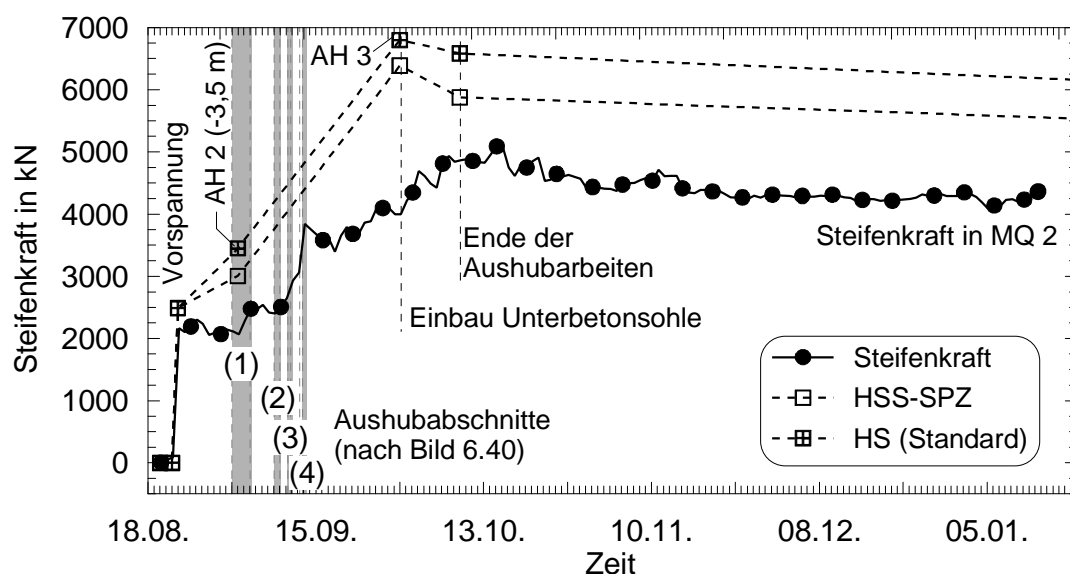


Bild 6.54: Vergleich der zeitabhängigen Steifenkraftentwicklung mit den Berechnungsergebnissen für das HSS Modell mit Spannungspfadzonen und das HS Modell

6.4.6 Zusammenfassung

Die räumlichen Einflüsse der Baugrund-Tragwerk-Interaktion, die für dieses Projekt durch den Einbau der rautenförmigen oberen und unteren Aussteifung und den abschnittweisen Einbau der Unterbetonsohle bestimmt wurden, konnten mit Mobilisierungsfaktoren in einer zweidimensionalen Berechnung zutreffend berücksichtigt werden. Es wurde auch für dieses Fallbeispiel gezeigt, dass bei Verwendung des Hardening Soil Modells mit Materialparametern, die den bodenmechanischen Definitionen der Eingabeparameter entsprechen, keine Übereinstimmung mit den Messergebnissen erzielt werden konnten. Mit der vorgestellten Methode zur Berücksichtigung des ausgeprägt richtungsabhängigen Steifigkeitsverhaltens bei Verwendung von elastoplastischen Bodenmodellen mit isotroper Verfestigung wurde eine Optimierung der Verformungsprognose erreicht. Die Verwendung des Hardening Soil Small Modells führte dabei zu einer guten Übereinstimmung mit den Messergebnissen.

Die Verformungen, die bei diesem Projekt bereits vor dem Aushub entstanden sind, wurden in der numerischen Berechnung nicht berücksichtigt. Die Unterbetonsohle hat in dem vorliegenden Fall die volle Wirksamkeit als Aussteifungsebene erst mit ihrer Fertigstellung erreicht. Darüber hinaus wurde durch das Einpressen der Spundwand und das Ziehen von Holzpfählen vor hoch belasteten Streifenfundamenten das Verformungsverhalten ggf. ungünstig beeinflusst. Dieses Fallbeispiel verdeutlicht daher auch die Wichtigkeit des begleitenden Messprogramms bei Baugruben in weichen Böden. Neben den Verformungsmessungen sind dazu Porenwasserdruckmessungen erforderlich, die frühzeitig eingebaut werden sollten.

7 Erkenntnisfortschritt und Ausblick

Das Verformungsverhalten von Baugruben in weichen Böden ist von einer Vielzahl von Einflussfaktoren abhängig, die nur zum Teil durch den Entwurfsverfasser beeinflusst werden können. Aus diesem Grund ist die Prognose des Verformungsverhaltens mit empirischen und analytischen Ansätzen mit großen Unsicherheiten verbunden und daher nur für erste Abschätzungen geeignet. Die Finite-Elemente-Methode bietet hier eine Möglichkeit das komplexe Spannungs-Verformungs-Verhalten bei Baugruben zu berücksichtigen. Dabei sollte die FEM für die in der vorliegenden Arbeit vorhandenen komplexen Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden zunächst nur in Zusammenhang mit der Beobachtungsmethode, d.h. mit einer baubegleitenden messtechnischen Überwachung, angewendet werden. Die Gründe hierfür sind in der numerischen Modellierung der räumlichen und zeitlichen Effekte der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Baugruben in weichen Böden, aber auch vor allem in der realistischen Beschreibung des Materialverhaltens der weichen Böden zu suchen. Im Folgenden werden die aus dieser Forschungsarbeit entstandenen Erkenntnisfortschritte zusammengefasst und ein Ausblick über noch offene Fragestellungen gegeben.

Die allgemeine Annahme, dass bei Baugruben in weichen Böden eine Entlastungssituation mit einem günstig wirkenden Porenwasserunterdruck die Baugrund-Tragwerk-Interaktion dominierend beeinflusst, konnte für den Gebrauchszustand bestätigt werden. Mit einem zunehmenden Aushub ohne vorhandener Sohlaussteifung geht diese Situation aber schlagartig bei Erreichen des kritischen Aushubniveaus ($H/t > 0,5$) in eine Belastungssituation über. Hierbei wurde infolge der zunehmenden Wandverformung eine Abnahme des Porenwasserunterdrucks festgestellt, die in charakteristischen Bereichen sogar zu Porenwasserüberdrücken führte. Die damit verbundene Reduzierung der effektiven Scherfestigkeit beschleunigte das Eintreten des Bruchzustandes. Die Auswertung der durchgeführten Modellversuche ermöglichte eine qualitative Einteilung der Baugrube in charakteristische Beanspruchungszonen (Bild 7.2a), die das Verformungsverhalten entscheidend beeinflussen.

Mit einer numerischen Parameterstudie an drei idealisierten Verbaukonstruktionen (Bild 7.1), die eine übliche Bauausführung in den einzelnen Bauphasen abdecken, wurde neben der Sensitivität einzelner Eingabeparameter und Bauabläufe auch die Spannungsentwicklung in Abhängigkeit der Baugrund-Tragwerk-Interaktion analysiert. Für das verwendete elasto-plastische Bodenmodell mit doppelter Materialverfestigung (Hardening Soil Modell) ist der größte Einfluss auf das Verformungsverhalten erwartungsgemäß infolge der Aushubentlastung bei dem Ent- und Wiederbelastungsmodul $E_{ur,ref}$ festgestellt worden. Mit zunehmender Mobilisierung der Scherfestigkeit konnte auch ein erheblicher Einfluss für den effektiven Reibungswinkel j'

und die effektive Kohäsion c' beobachtet werden, wobei die größere Sensitivität der Kohäsion zuzuordnen ist.

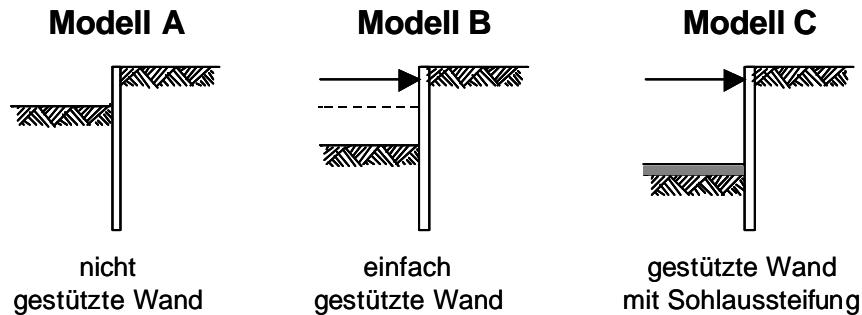


Bild 7.1: Idealisierte Baugrubenmodelle der numerischen Parameterstudie

Hierauf aufbauend konnten für die verschiedenen Verbaukonstruktionen charakteristische Spannungsverlaufszonen (SPZ) definiert werden, die eine einheitliche Beanspruchung des Bodens beschreiben (Bild 7.2b). Die Einteilung der Spannungsverlaufszonen erfolgte dabei in Abhängigkeit der Baugrubengeometrie und ist unabhängig von den Bodeneigenschaften.

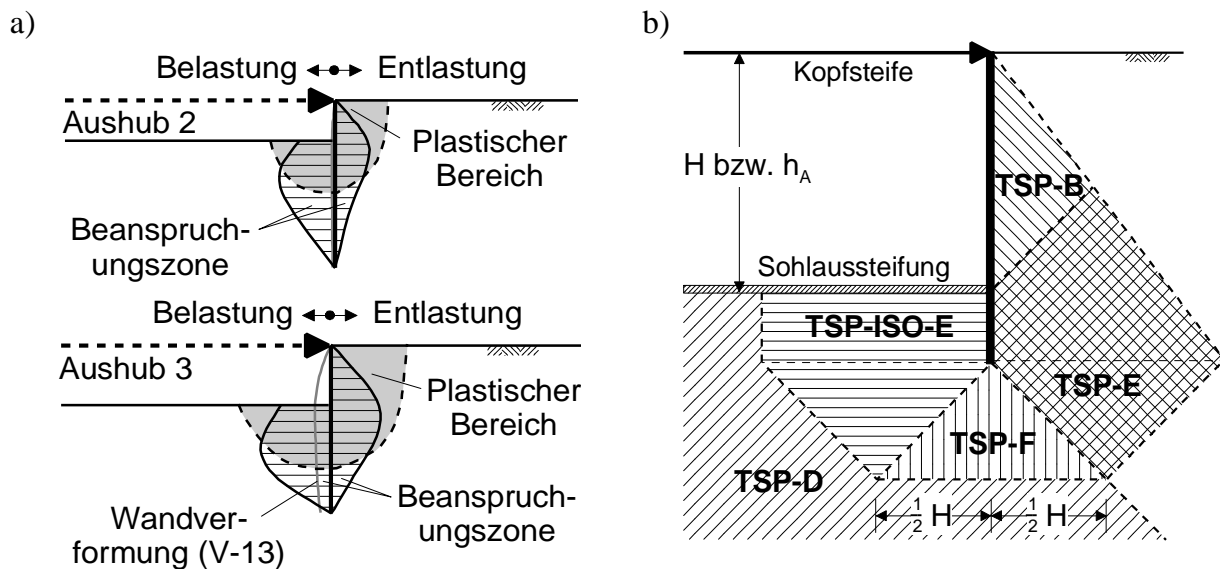


Bild 7.2: a) Idealisierte Beanspruchungszonen aus den Baugrubenmodellversuchen
b) Charakteristische Spannungsverlaufszonen für eine einmal ausgesteifte Wand

Die wissenschaftliche Untersuchung der charakteristischen Spannungsverlaufszonen mit spannungspfadgesteuerten Elementversuchen ergab eine eindeutige Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der weichen Böden von der Beanspruchungsrichtung (Bild 7.3). Die Sekantensteifigkeit aus den Spannungspfadversuchen (Bild 7.4) weist dabei insbesondere für die Extensionsentlastung und Extensionsbelastung im Mittel um den Faktor 5 größere Werte gegenüber einer Kompressionsbelastung (TSP-A) auf.

Aufbauend auf diesen Erkenntnissen sind 3 Fallbeispiele von Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden mit unterschiedlichen Verbaukonzepten bei denen umfangreiche Messdaten vorlagen bzw. begleitend ermittelt wurden analysiert worden. Zur Berücksichtigung räumlicher Effekte wurden in Abhängigkeit der Verbaukonstruktion und des Bauablaufs realistische Aushubverhältnisse zur Aktivierung der Unterstützungen ermittelt. Hierzu wurden Mobilisierungsfaktoren abgeleitet, die den Zeitpunkt der Aktivierung der Aussteifung in Bezug auf das Aushubverhältnis mit $f_{mob} = DH / H$ definieren. In Bild 7.5 ist exemplarisch die Auswirkung der unterschiedlichen Mobilisierungsfaktoren für den Einbau der Unterbetonsohle für das Projekt II dargestellt.

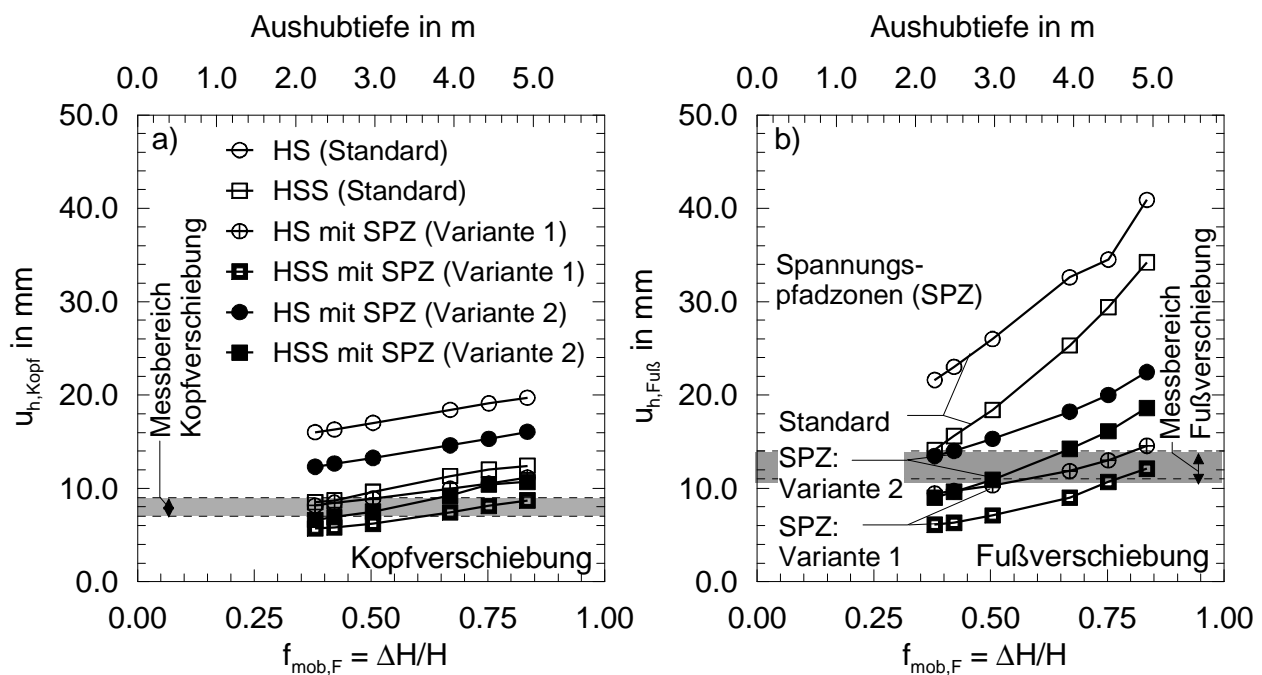


Bild 7.5: Einfluss des Mobilisierungsfaktors $f_{mob,F}$ zum Einbau der Fußaussteifung auf die horizontalen Verformungen am Wandkopf (a) und am Wandfuß (b)

Die Berechnung mit den elastoplastischen Bodenmodellen ohne und auch mit Berücksichtigung erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen führte allerdings bei keinem Modell zu einem mit den Messergebnissen übereinstimmenden Verformungsverhalten (Bild 7.5). Dadurch konnte die Notwendigkeit der Berücksichtigung von spannungspfadabhängigen Steifigkeiten, die bislang in der Praxis aber auch in der Wissenschaft vernachlässigt wurden, mit den numerischen Berechnungen aufgezeigt werden. Da zurzeit kein Bodenmodell mit richtungsabhängigen Materialeigenschaften zur Verfügung steht, wurde eine Methode vorgestellt, die eine Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei Verwendung von Bodenmodellen mit isotropen Materialeigenschaften ermöglicht. Hierzu ist eine Einteilung des FE-Modells in charakteristische Spannungsverlaufszonen (Bild 7.2b) erforderlich. In Abhängigkeit der überwiegenden Beanspruchungsform in den Spannungsverlaufszonen und der aus den Elementversuchen ermittelten Steifigkeitsver-

hältnissen (Bild 7.4) sind die Steifigkeiten zu modifizieren. Die vorgestellte Methode mit einer Einteilung der Baugrube in charakteristische Spannungsverlaufszonen und entsprechend angepassten Materialeigenschaften stellt daher einen Beitrag zur Optimierung der Verformungsrechnung bei Baugruben in weichen Böden dar und konnte mit der numerischen Analyse von 3 Fallbeispielen validiert werden.

Als Ausblick für weitere Forschungsarbeiten ist eine weiterführende wissenschaftliche Absicherung der Steifigkeitsverhältnisse für die charakteristischen Spannungspfade erforderlich. In dieser Arbeit wurden 3 Versuchsserien mit normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörtem Seeton von den Projekten II und III durchgeführt, die alle eine erhebliche Spannungspfadabhängigkeit beschreiben, aber in Bezug auf die absolute Größe der Verhältniswerte auch Abweichungen aufweisen (Bild 7.4). Darüber hinaus sollten Einflussfaktoren auf die ausgeprägte spannungspfadabhängige Steifigkeit, wie z.B. Zustandsgröße, Wassergehalt und Überkonsolidierungsverhältnis identifiziert werden.

Im Hinblick auf die numerische Berechnung ist eine Implementierung der richtungsabhängigen Materialeigenschaften in höherwertige Bodenmodelle für eine Berechnung von Randwertproblemen mit Rotation der Hauptspannungsrichtung erforderlich.

Des Weiteren ist eine Überprüfung von vorhandenen analytischen Standsicherheitsnachweisen in Bezug auf richtungsabhängige Materialeigenschaften empfehlenswert. Hierbei wäre eine Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Porenwasserdruckentwicklung beim Ansatz der effektiven Scherfestigkeit, z.B. für den Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle, zu untersuchen.

Für die praktische Anwendung der vorgestellten Methode zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit bei Baugruben in weichen Böden sind die Steifigkeitsverhältnisse durch Elementversuche zu ermitteln. Die aus dieser Arbeit resultierenden Werte können dabei als vorsichtige Anhaltswerte für Voruntersuchungen bei gleichen oder ähnlichen Bodeneigenschaften verwendet werden.

8 Zusammenfassung

Die Herstellung von Baugruben in weichen Böden ist insbesondere im innerstädtischen Bereich mit angrenzender Nachbarbebauung immer mit Verformungen verbunden, die nicht zu vermeiden sind. Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion ist dabei von vielen Einflussfaktoren abhängig. In Abschnitt 2 wurde eine Einteilung der Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten in Abhängigkeit der Beeinflussbarkeit durch den Entwurfsverfasser vorgenommen. Nach dieser Einteilung ist der Schwerpunkt der vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit den nicht beeinflussbaren Faktoren auf das Verformungsverhalten zuzuordnen. Die Baugrundverhältnisse im Allgemeinen und das Materialverhalten der weichen Böden im Besonderen sind ursächlich für das Verformungsverhalten verantwortlich. Aus diesem Grund wurde das Materialverhalten der weichen Böden unter Berücksichtigung charakteristischer Belastungssituationen, die bei der Herstellung von Baugruben entstehen, wissenschaftlich mit experimentellen und numerischen Methoden untersucht. Die beeinflussbaren Faktoren, wie z.B. die Verbaukonstruktion und deren Steifigkeit, und auch die teilweise beeinflussbaren Parameter, wie z.B. die Methode und Qualität der Ausführungsarbeiten, Bauzeit und Bauablauf, wurden darüber hinaus unter Berücksichtigung des zeit- und spannungspfadabhängigen Materialverhaltens des Bodens untersucht.

Die Forschungsarbeit lässt sich in drei aufeinander aufbauende Bearbeitungsschwerpunkte gliedern. Mit Baugrubenmodellversuchen, einer numerischen Parameterstudie an drei idealisierten Verbaukonstruktionen und spannungspfadgesteuerten Elementversuchen wurden die zuvor genannten Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden untersucht. Das zeit- und spannungspfadabhängige Materialverhalten konnte abschließend in einer numerischen Analyse von drei Fallbeispielen, die im Rahmen der Forschungsarbeit in zwei Fällen in der Bauphase und einem Fall auch während der Planungsphase begleitet wurden, mit einer Methode zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit berücksichtigt und validiert werden. Nachfolgend sind die wesentlichen Bearbeitungsschritte mit Bezug zu den jeweiligen Abschnitten zusammengefasst.

In dem ersten grundlegenden Bearbeitungspunkt wurden 2 Serien mit insgesamt 14 Baugrubenmodellversuchen zur qualitativen Beurteilung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion durchgeführt, deren Ergebnisse in Abschnitt 2.3 beschrieben wurden. Als Verbaukonstruktion ist eine bodenmechanisch eingespannte Wand und eine einmal am Wandkopf ausgesteifte Wand untersucht worden. Mit den Modellversuchen konnten die empirischen Ansätze zur Verformungsprognose für den Gebrauchszustand im Allgemeinen bestätigt werden. Für die einmal am Wandkopf gestützte Verbauwand wurde ein kritisches Aushubverhältnis mit $H/t = 0,52$ festgestellt, bei dem bereits Setzungen mit 1,1 % bis 1,5 % und horizontale Wandverformungen mit 0,9 % bis 1,1 % der Aushubtiefe aufgetreten sind. Ein über das kritische Aushubverhältnis hi-

nausgehender Aushub führte zu einem schlagartigen Eintreten des Bruchzustandes der Verbaukonstruktionen. Die Versuche mit einer bodenmechanisch eingespannten Wand führten bereits bei geringen Aushubverhältnissen zu erheblichen Verformungszuständen. Für die Übertragung der Ergebnisse auf eine praktische Anwendung ist im Allgemeinen die Wichtigkeit einer bereits vor dem ersten Aushub wirksamen Aussteifung in Höhe der Geländeoberfläche hervorzuheben. Als erste Hypothese konnte für die weitere Bearbeitung eine Abgrenzung des Beanspruchungsbereiches des Bodens durch die horizontale Wandverformung auf der Grundlage der durchgeführten Spannungsmessungen identifiziert werden. Hierbei wurde die Entstehung lokaler plastischer Bereiche und deren Ausdehnung mit zunehmender Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit beobachtet.

Mit dem zweiten grundlegenden Schwerpunkt wurde die Baugrund-Tragwerk-Interaktion mit der Finite Elemente Methode (FEM) untersucht. In Abschnitt 3 sind dazu grundsätzliche Anmerkungen zur Anwendung der FEM auf Baugrubenberechnungen unter Berücksichtigung der Auswahl des Stoffmodells und des zeitabhängigen Verhaltens angegeben. Die in Abschnitt 4 dargestellte numerische Parameterstudie an 3 Verbaukonstruktionen ermöglichte die Identifizierung sensitiver Eingabeparameter für das verwendete elasto-plastische Hardening Soil Modell mit doppelter Materialverfestigung. Die größten Einflüsse wurden für den Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} festgestellt, der erwartungsgemäß das Spannungs-Dehnungs-Verhalten infolge der Aushubentlastung dominierte. Darüber hinaus konnte mit zunehmender Mobilisierung der Scherfestigkeit auch ein erheblicher Einfluss für den effektiven Reibungswinkel φ' und die effektive Kohäsion c' beobachtet werden, wobei die größere Sensitivität der Kohäsion zuzuordnen ist. Darüber hinaus konnten unter Berücksichtigung der Beanspruchungszonen aus den Modellversuchen für die jeweiligen Baugrubenmodelle charakteristische Spannungsverlaufszonen identifiziert werden, die das zeitabhängige Verformungsverhalten maßgebend beeinflussen.

In Abschnitt 5 wurde das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der weichen Böden mit Elementversuchen untersucht. Insbesondere wurden eindimensionale Kompressionsversuche und Triaxialversuche mit Proben von normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörtem Seeton von den Projekten II und III durchgeführt. Insgesamt wurden 4 Serien mit jeweils 5 Kompressionsversuchen und etwa 100 Triaxialversuche im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt. Durch einen Umbau des Triaxialversuchsstand konnten beliebige Spannungspfade kraftgesteuert gefahren werden. Neben der Ermittlung der Scherfestigkeit und Steifigkeit für die Standardversuche wurden 3 Serien mit den maßgebenden Spannungspfaden durchgeführt, die der charakteristischen Baugrubenbeanspruchung in den zuvor festgelegten Spannungspfadzonen entsprechen. Die Untersuchungen ergaben dabei eine ausgeprägte Abhängigkeit der Steifigkeit von den Spannungspfaden. Im Mittel konnte eine um den Faktor 5 erhöhte Steifigkeit gegenüber den standardmäßigen

Werten bei einer Kompressionsbelastung festgestellt werden. In Abhängigkeit des Spannungspfades variiert das Steifigkeitsverhältnis im Mittel zwischen 4 und 6,5. In einer numerischen Simulation wurden höherwertige Bodenmodelle mit isotropen Materialeigenschaften hinsichtlich der abweichenden Spannungspfadbeanspruchungsform überprüft. Neben dem Hardening Soil Modell ist das Hardening Soil Small Modell mit einer Erweiterung zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen und ein hypoplastisches Modell für bindige Böden zur Anwendung gekommen. Die Kompressionsbelastungsversuche (TSP-A) konnten mit allen Bodenmodellen unter Verwendung der zuvor ermittelten Materialparameter gut simuliert werden. Für die bei Baugruben in weichen Böden charakteristische Spannungspfade (TSP-D, TSP-E und TSP-F) sind hingegen erhebliche Probleme aufgetreten, die ohne eine Modifikation der Eingabeparameter nicht gelöst werden konnten. Die Ursache scheint hierbei in der nicht ausreichend berücksichtigten Anisotropie der verwendeten Bodenmodelle zu liegen.

In dem folgenden Abschnitt 6 wurden die zuvor ermittelten Erkenntnisse auf die Berechnung von 3 praktischen Projekten übertragen. Hierzu wurde zunächst gezeigt, dass unter Berücksichtigung einer realitätsnahen Modellierung der räumlichen Effekte bei der Herstellung von der Kopfaussteifung bzw. der abschnittsweise hergestellten Unterbetonsohle und bei Verwendung von Materialparametern, die den bodenmechanischen Definitionen der Eingabeparameter entsprechen, nur schwerlich eine Übereinstimmung mit den Messergebnissen zu erzielen war. Aus diesem Grund ist eine Methode vorgestellt worden, die eine Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit entsprechend den charakteristischen Spannungsverlaufszonen ermöglicht. Unter Berücksichtigung der zeitlichen und räumlichen Effekte bei der Herstellung der 3 Baugruben konnte mit dem Hardening Soil Modell eine Optimierung erzielt werden, die bei Berücksichtigung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (HSS-Modell) zu guten Übereinstimmungen mit Messergebnissen führte. Die vorgestellte Methode beschreibt somit für die Berechnung von Baugruben in weichen Böden eine Optimierung. Für die praktische Anwendung ist eine weitere Absicherung der Steifigkeitsverhältnisse bei charakteristischen Baugrubenbeanspruchungen erforderlich. Die hier abgeleiteten Verhältniswerte können aber als vorsichtige Anhaltswerte zur Erhöhung der Steifigkeiten in den entsprechenden Spannungsverlaufszonen verwendet werden.

In dem folgenden Abschnitt 7 sind die wesentlichen Erkenntnisfortschritte dieser Arbeit zusammengefasst. Darüber hinaus ist ein Ausblick über noch offene Fragestellungen gegeben.

Summary

Excavations in soft soils in particular in urban environments with adjacent neighbouring buildings are always subjected to deformations that are not fully avoidable. The soil-structure-interaction of excavations in soft soils is dependent on many factors. A classification of these factors that influence the deformation behaviour depending on the degree of designer interference dealt with in chapter 2. The focus of this research work is to examine the uncontrollable factors that affect the deformation behaviour based on the above classification. The ground conditions, in general, and the material properties of the soft soils in particular, are responsible primarily for the deformation behaviour. For this reason, the material behaviour of soft soils has been scientifically studied using experimental and numeric methods taking into account characteristic stress conditions that arise during excavation. The factors that are under designer control, e.g. support system and its stiffness, the factors that are partially under designer control, such as the method and quality of support construction, and the construction period are also analysed taking into account the time and stress path dependent material behaviour of the soil.

The research work is organised in three core areas which are developed one up on the other. Using excavation model tests, a numerical parameter study of three idealized excavations, and stress path controlled element tests, the above mentioned factors are examined. The time and stress path dependent material behaviour can be generally analysed and validated using a numerical analysis of three practical case studies based on a method that considers the stress path dependent stiffness. Two of the practical projects had been accompanied by the author in the framework of this research work during the construction phase and one starting from the design phase. In the following the main results are summarized with reference to the respective chapters.

The first core area is described in chapter 3 and includes a total of 14 excavation model tests which are applied for qualitative assessment of the soil-structure-interaction. The results are described in section 2.3. A fixed end and a free end support condition had been investigated as support system. The empirical approaches widely used to estimate deformations at serviceability limit state can be confirmed in general by the model tests. For the wall supported at the top, a critical excavation to embedment depth ratio $H/t = 0.52$ is derived, where settlements of 1.1% to 1.5% and horizontal wall deformation of 0.9% to 1.1% of the excavation depth had been recorded. An excess of the critical excavation to embedment depth ratio ($H/t > 0.52$) led to a sudden state of failure. The model tests with a fixed end support wall system showed a significant deformation at small excavation depth. For adopting the results of the model tests to practical applications, it is generally emphasized that an effective support is very important right at ground surface level before the first excavation is executed. As a first hypothesis for further

study, the influence areas of the horizontal wall deformation are identified on the basis of the stress measurements carried out. Here, the formation of local yielding and its expansion was observed as the soils approach the ultimate limit state.

The second core area deals with the study of the soil-structure-interaction using the finite element method (FEM). The fundamental comments on the application of FEM on analysis of excavations taking into account the selection of constitutive soil models and the time-dependent behaviour are indicated in chapter 3. The numerical parameter study of three idealized excavations described in chapter 4 allows the identification of sensitive input parameters used for the elasto-plastic Hardening Soil model with double material hardening. The parameter with the largest influence is found to be the unloading/reloading stiffness E_{ur} , and dominates the stress-strain behaviour of excavations as expected. Moreover, a significant influence of the effective friction angle ϕ' and the effective cohesion c' can be observed with increasing mobilization of the shear strength, whereby the cohesion is more sensitive than the friction angle. Furthermore, characteristic stress path zones that mainly affect the time-dependent deformation behaviour are identified taking into account the influence areas of the horizontal wall deformations from the model tests.

The stress-strain behaviour of soft soils is investigated with element tests and documented in chapter 5. In particular, one-dimensional compression and triaxial tests are performed on samples of normally consolidated kaolin and undisturbed lacustrine clay samples from projects II and III. A total of 4 series with 5 one-dimensional compression tests in each series and about 100 triaxial tests had been carried out in this work. Through the modification of the triaxial test apparatus, it was possible to perform stress path controlled tests. Beside the determination of the shear strength and stiffness from the standard triaxial tests, three series of tests are conducted with main stress paths that correspond to the characteristic stresses during excavation as previously defined in stress path zones. The investigations revealed a pronounced dependency of the stiffness on the stress paths. An increase of stiffness by a factor of 5 on average is determined compared to the stiffness values from standard compression tests. Depending on the stress path, the stiffness ratio varies on average from 4 to 6.5. These differences in soil stiffness are verified in a numerical simulation using advanced constitutive soil models with isotropic material properties. In addition to the Hardening Soil Model, the Hardening Soil Small Strain Model with an extension to take account of the increased stiffness at low strains and a Hypoplastic Model for clay had been applied. The standard compression load path (TSP-A) can be simulated well with all constitutive soil models using the previously identified material parameters. For the stress paths characteristic to excavations in soft soils (TSP-D, TSP and TSP-E-F), however, significant problems had arisen that can not be resolved without modification of the input parameters.

The reason for this seems to be the anisotropy of the soil which is not sufficiently taken into account in the constitutive soil models used.

In the following chapter 6, the previously identified findings are applied to the back analysis of three practical projects. Firstly, it was demonstrated that taking into account a realistic modeling of spatial effects of the construction of the support at the top of the wall or placement of concrete bottom slab in slices, and use of material parameters that correspond to the soil mechanical definitions of input parameters, it is difficult to match the computed deformations with the measured results. Therefore, a new approach is introduced which allows a consideration of the stress path dependent stiffness according to the characteristic stress path zones. Taking into account the temporal and spatial effects in the construction of the three case studies, an optimisation of the results is achieved for the Hardening Soil Model (HS). With the consideration of the stiffness at small strains (Hardening Soil Small Model – HSS), a good agreement is reached further between measured and computed values. Thus, the new approach contributes to the optimisation of the analysis of excavations in soft soils. For practical applications however further validations is required for the proportion of the soil stiffness for different characteristic stress paths. The stiffness ratios derived in this work can only be used as conservative reference values to increase the stiffness for the respective stress path zones.

In the last chapter 7, the major achievements of the work are summarized and an outlook is given to the open questions that remained unanswered in this work.

9 Literaturverzeichnis

- Addenbrooke, T.I./Potts, D.M./Dabee, B. (2000):* Displacement flexibility number of multi-propped retaining wall design. J. Geotechn. and Geoenvironm. Eng., ASCE, 126(8), pp. 718-726.
- Alpan, I. (1970):* The geotechnical properties of soils. Earth-Science Reviews, 6:5-49.
- Bauer, G.E. (1984):* Movements associated with the construction of a deep excavation. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff, 1984, pp. 694-706, Discussion: 870-871 & 876.
- BBI (2000):* BV Seeuferhaus Konstanz - Zusammenfassendes geotechnisches Gutachten. Hamburg, unveröffentlicht.
- Becker, P./Gebreselassie, B./Kempfert, H.-G. (2008):* Back analysis of a deep excavation in soft lacustrine clays. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington, Virginia, USA 2008, Paper 5.17.
- Belotti, R./Jamiolkowski, M./Lo Presti, D.C.F./O'Neill, D.A. (1996):* Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. Geotechnique 46, No. 1, pp. 115-131.
- Benz, T. (2007):* Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. Universität Stuttgart. Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Heft 55.
- Besler, D. (1994):* Einfluss von Temperaturerhöhungen auf die Tragfähigkeit von Baugrubensteifen. Bautechnik 71(9), S. 582-590.
- Besler, D. (1998):* Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund und Grundbau, Heft 22.
- Bjerrum, L. (1973):* Problems of soil mechanics and construction on soft clay soils and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). Proceeding of the VII ICSMFE, Moscow, vol. 3, pp. 110-155.
- Bjerrum, L./Clausen, C.-J.F./Duncan, J.M. (1972):* Earth pressures on flexible structures, A State of the Art Report. Proc. of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Madrid, Vol. 2, pp 169-196.
- Biot, M.A. (1956):* General solutions of the equations of elasticity and consolidation of porous material. Journal of Applied Mechanics, Vo. 23, No.2, pp. 91-96.
- Brinkgreve, R.B.J./Bakker, H.L. (1991):* Non-linear finite element analysis of safety factors. Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, Australia, pp. 1117-1122.

- Brinkgreve, R.B.J./Broere, W./Waterman, D. (2004):* Plaxis – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Rotterdam
- Brinkgreve, R.B.J./Broere, W./Waterman, D. (2008):* Plaxis 2D Version 9.0– Benutzerhandbuch.
- Brinkgreve R.B.J. (2002):* Hand Book of the Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, PLAXIS v8. A.A. Balkema, the Netherlands.
- Burland, J.B. (1990):* On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique* 40, No. 3, pp. 329-378.
- Burland, J.B./Simpson, B./St. John, H.D. (1979):* Movements around excavations in London clay. *Design Parameters in Geotechnical Engineering*, BGS, London, Vol. 1.
- Carder, D.R. (1995):* Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques. Report 172, TRL, Crowthorne.
- Clough, G.W./Mana, A.I. (1976):* Lessons learned in F.E. analysis of temporary excavation in soft clay. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Blacksburg, pp. 496-510.
- Clough, G.W./Schmidt, B. (1977):* Design and performance of excavations and tunnels in soft clays - A State of the Art Report. *Soft Clay Engineering (Developments in Geotechnical Engineering, Bangkok)* Brand & Brenner (eds), Elsevier Amsterdam, pp 569-634.
- Clough, G.W./Smith, E.M./Sweeney, B.P. (1989):* Movement control of excavation support systems by iterative design. *Proc. of Congress on Foundation Eng. Current Principles and Practices*, Evanston, Illinois, 1989, ASCE, GSP 22, Vol. 2, pp. 869-884.
- Clough, G.W./O'Rourke, T.D. (1990):* Construction induced movements of in-situ walls. *Design and Performance of Earth Retaining structures*, Geotechnical special publication 25, ASCE, New York, pp. 439-470.
- Drees, G. (2001):* 2.7: Rammen, Ziehen, Pressen, Rütteln. In *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 2, 6. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 243-274.
- Duncan, J.M./Bentler, D.J. (1998):* Evolution of deep excavation technology. *Proc. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Eng.*, Darmstadt Geotechnics 4(1), pp. 139-150.
- Duncan, J.M./Chang, C.-Y. (1970):* Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proc. of the ASCE*, pp.1629-1653.
- EAB (2006):* Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB. 4. Auflage Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

- EAU (2004):* Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. 10. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft (HTG) und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). Ernst & Sohn, Berlin.
- Franke, E. (1980):* Anwendbarkeit der undrnierten Scherfestigkeit im Vergleich zur Anwendbarkeit der effektiven Scherparameter. Beiträge zur Baugrundtagung, S. 297-319.
- Freiseder, M. (1998):* Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefem Baugrund in weichen Böden. Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz, Heft 3.
- Fujita, K. (1994):* Soft ground tunneling and buried structures. Proc. of the XIII ICSMFE, New Delhi, India, pp. 89-107.
- Gabba, A.R./Simpson, B./Powrie, W./Beadman, D.R. (2003):* Embedded retaining walls - guidance for economic design. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA C580, London.
- Garga, V.K./Khan, M.A./Vanapalli, S.K. (2006):* Stress-path dependent behavior of a weathered clay crust. Geotechnical and Geological Engineering, 24, pp. 1484-1509.
- Gebreselassie, B. (2003):* Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14.
- Gebreselassie, B./Becker, P. (2005):* Consolidation process and stress-path-dependant deformations in excavations in soft soils. Proceeding of the 3rd Biot Conference on Poromechanics, 24.-27. Mai 2005, University of Oklahoma, pp. 331-337.
- Goldberg, D.T./Jaworski, W.E./Gordon, M.D. (1976):* Lateral support systems and underpinning. Report FHWA-RD-75-128, Vol. 1, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Goldscheider, M./Gudehus, G. (1988):* Bau einer Tiefgarage im Konstanzer Seeton – Baugrubensicherung und Bodenmechanische Anforderungen. Vorträge der Baugrundtagung 1988 in Hamburg, S. 385-406.
- Graham, J./Houlsby, G.T. (1983):* Anisotropic elasticity of natural clay. Geotechnique, 33(2), pp. 165-180.
- Grammatikopoulou, A./Zdravkovic, L./Potts, D.M. (2008):* The influence of previous stress history and stress path direction on the surface settlement trough induced by tunnelling. Géotechnique 58, No.4, pp. 269-281.
- Gudehus, G. (1981):* Bodenmechanik. Enke Verlag, Stuttgart.
- Hardin, B.O./Drnevich, V.P. (1972):* Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Proc. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98 (SM7), pp. 667-692.

- Heil, H.M./Huder, J./Amann, P. (1997):* Determination of shear strength of soft lacustrine clays. Proceedings of the XIV ICSMFE, Hamburg, vol. 1, pp. 507-510.
- Hettler, A./Leibnitz, S./Biehl, F. (2002):* Zur Kurzzeitstandsicherheit bei Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden. Bautechnik 79, Heft 9, S. 612-619.
- Head, K.H. (1986):* Manual of soil laboratory testing. Vol. 3: Effective Stress Tests. Pentech Press London.
- Henkel, D.J. (1960):* The shear strength of saturated remoulded clays. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. ASCE, Boulder, Colorado, pp. 533-554.
- Henkel, D.J./Sowa, V.A. (1963):* The influence of stress history on stress paths in undrained triaxial tests on clay. Laboratory Shear Testing Of Soils. ASTM Special Publication, No. 361, pp.280-291.
- Hettler, A./Schanz, T. (2008):* Zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode bei Baugrubenwänden. Bautechnik 85, Heft 9, S. 603-615.
- Hoque, E./Tatsuoka, F. (2004) :* Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. Geotechnique, 54, No. 7, pp. 429-439.
- Janbu, N. (1977):* Slopes and excavations in normally and lightly overconsolidated clays. Proc. of the IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 549-566.
- Jovanovic, M. (2002):* Historische Holzgründungen – Tragverhalten in weichem Baugrund. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 153.
- Katzenbach, R./Floss, R./Schwarz, W. (1992):* Neues Baukonzept zur verformungsarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton. Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden, S. 13-31.
- Khan, M.R.A./Hayano, K./Kitazume, M. (2006):* Numerical method for sheet pile quay walls with sea-side ground. Proc. of the 6th Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz. Schweiger (ed) Taylor & Francis, London, pp 865-871.
- Karlsrud, K./Andresen, L. (2007):* Design of deep excavations in soft clays. Proc. of the 14th European Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid. Millpress Science Publishers, Rotterdam pp. 75-99.
- Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (1999):* Effect of anchor installation of settlement on nearby structures on soft soils. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, Tokyo, pp. 665-670.

- Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2002):* Zur Diskussion von dränierten oder undränierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden. Bautechnik, Heft 9, S. 603-611.
- Kempfert, H.-G./Gebreselassie, B. (2006):* Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer, Berlin.
- Kézdi, A. (1969):* Handbuch der Bodenmechanik. Band I, Bodenphysik. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Khan, M.R.A./Hayano, K./Kitazume, M. (2006):* Effects of sea-side ground improvement on the stability of existing sheet pile quay walls. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Schweiger (ed.), Taylor & Francis group, London, pp.865-871.
- Kim, T.C./Novak, M. (1981):* Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal, 18(3), pp. 371-389.
- Kolymbas, D. (1991):* An outline of hypoplasticity. Archive of Applied Mechanics, 61, pp 143-151.
- Kondner, R.L. (1963):* Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soil. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 89, pp. 115-143.
- Kort, D.A. (2002):* Steel sheet pile walls in soft soil. Technische Universität Delft. DUP Science, Delft.
- Kremer, A. (1998):* Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g – Modellversuch. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht-Nr. 18.
- Krieg, S./Lächler, W./Siebler, G. (2004a):* Geotechnische Besonderheiten bei einer großen Baugrube mit Randbebauung in Konstanzer Seeton. 3. Geotechniktag in München, S. 111-129.
- Krieg, S./Lächler, W./Siebler, G. (2004b):* Tiefe Baugrube in breiigen Seetonen für das Seeuferhaus in Konstanz. Vorträge der Baugrundtagung 2004, Leipzig, S. 49-56.
- Kwast, E.A./Jengkeek, H.J./Aukema, E.J./Bos, R.M. (2001):* Swell investigation by the Sophia railway tunnel, Betuwe line. Proc. Of the 15th Int. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul. Millpress Science Publishers, Rotterdam. pp. 2203-2207.
- Lackner, C. (2008):* Numerical Simulation of Geosynthetic Reinforced Embankments. Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers Conference, Győr, Hungary, pp. 207-215.

- Lafleur, J./Silvestri, V./Asselin, R./Soulié, M. (1988):* Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. *Can. Geotech. J.* 25, pp. 705-715.
- Lambe, T.W. (1967):* Stress Path Method. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, pp. 309-331.
- Lambe, T.W. (1970):* *Braced excavations*. Proc. of the 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses. ASCE, Cornell University, pp 149-218.
- Lambe, T.W./Marr, W.A. (1979):* Stress Path Method: Second Edition. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, pp. 727-738.
- Leinenkugel, H.J. (1976):* Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Bedeutung. *Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe*, Heft 66.
- Leroueil, S./Tavenas, F./Le Bihan, J.P. (1993):* Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, pp. 681-705.
- Lin, H./Penumadu, D. (2005):* Experimental Investigation on principal stress rotation in Kaolin Clay. *Journal of Geot. and Geoenvironm. Eng., ASCE*, Vol. 131(5), pp. 633-642.
- Long, M.M. (2001):* Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *J. Geotech. and Geoenvironm. Eng., ASCE* 127(3), pp. 203-224.
- Mana, A.I. (1978):* Finite element analysis of deep excavation behaviour. Thesis, presented in partial fulfilment of the Ph.D. Degree, Stanford University, Stanford, California.
- Mana, A.I./Clough, G.W. (1981):* Prediction of movements for braced cuts in clay. *J. Geotechn. Eng., ASCE*, 107(6), pp. 759-777.
- Masin, D. (2005):* A hypoplastic constitutive model for clays. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), pp. 311-336.
- Masin, D./Herle, I. (2007):* Improvement of a hypoplastic model to predict clay behaviour under undrained conditions. *Acta Geotechnica*, No.2, pp. 261-268.
- Masuda, T. (1996):* A study of empirical correlation for lateral deflections of diaphragm walls in deep excavations. *Proc. Int. Symp. on Geotechn. Aspects of Underground Constr. in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 167-172.
- Meißner, H. (1991):* Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik". *Geotechnik* 14, S. 1-10.
- Meißner, H. (1996):* Tunnelbau – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 2. *Geotechnik* 19, Heft Nr.2, S. 99-108.

- Meißner, H. (2002):* Baugruben – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 “Numerik in der Geotechnik”, Abschnitt 3. Geotechnik 25, Heft Nr.1, S. 44-56.
- Messerklinger, S. (2006):* Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay. Inst. für Geotechnik, ETH Zürich, Band 225.
- Mitchell, J.K. (1993):* Fundamentals of Soil Behaviour. 2nd ed., John Wiley & Sons, Inc.
- Moormann, C. (2002):* Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 59.
- Neher, H. (2008):* Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung. Universität Stuttgart. Mitteilung des Institutes für Geotechnik, Heft 60.
- Nendza, H./Klein, K. (1973):* Bodenverformungen beim Aushub tiefer Baugruben. Vortrag, Haus der Technik e.V., Essen. Vortragsveröffentlichung, Heft 314.
- Ng, C.W.W. (1999):* Stress paths in relation to deep excavations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 5, pp. 357-363.
- Niemunis, A./Herle, I. (1997):* Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Frictional and Cohesive Materials, 2, pp 279-299.
- Ohde, J. (1955):* Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau, 6, S. 7-48.
- Osman, A.S./Bolton, M.D. (2004):* A new design method for retaining walls in clay. Canadian Geotechnical Journal, 41, pp. 451-466.
- Osman, A.S./Bolton, M.D. (2006):* Design of braced excavations to limit ground movements. Geotechnical Engineering 159 Issue GE3, pp. 167-175.
- Ou, C.-Y./Liao, J.-T./Lin, H.-D. (1998):* Performance of diaphragm wall constructed using top-down method. J. Geotechn. and Geoenvironm. Eng. ASCE, 124(9), pp. 798-808.
- Ou, C.-Y./Liao, J.-T./Cheng, W.-L. (2000):* Building response and ground movements induced by a deep excavation. Géotechnique 50, No. 3, pp. 209-220.
- Oung, O./Elprama, R./Hanning, G. (2007):* Evaluation of methods to predict heave and swell pressure in a deep excavation. Proc. of the XIV European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid. Millpress Science Publishers, Rotterdam pp. 785-790.
- Palmer, J.H.L./Kenny, T.C. (1972):* Analytical study of a braced excavation in weak clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 145-164.

- Parry, R.H.G. (1995):* Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics. E & FN Spon, London.
- Parry, R.H.G./Wroth, C.P. (1981):* Shear Properties of Soft Clay. Soft Clay Engineering, Brand & Brenner (eds), Elsevier, Amsterdam, pp. 311-364.
- Peck, R.B. (1969):* Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the Art Report, Proc. of the VII ICSMFE, Mexico, pp. 225-290.
- Powrie, W./Pantelidou, H./Stallebrass, S.E. (1998):* Soil stiffness in stress paths relevant to diaphragm walls in clay. *Géotechnique* 48, No. 4, pp. 483-494.
- Powrie, W./Daly, M.P. (2002):* Centrifuge model tests on embedded retaining walls supported by earth berms. *Géotechnique* 52, No. 2, pp. 89-106.
- Powrie, W./Daly, M.P. (2007):* Centrifuge modelling of embedded retaining walls with stabilising bases. *Géotechnique* 57, No. 6, pp. 485-497.
- Puller, M. (2003):* Deep Excavations: a practical manual. 2nd edition. Thomas Telford Ltd, London.
- Raabe, E.-W. (1984):* Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen. Mitteilung des Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 14.
- Rainer, E./Fellin, W. (2006):* Druckabhängigkeit des Reibungswinkels zwischen Festkörper und Sand. *Geotechnik* 29, Heft Nr. 1, S.28-32
- Richards, D.J./Powrie, W./Roscoe, H./Clark, J. (2007):* Pore water pressure and horizontal stress changes measured during construction of a contiguous bored pile multi-propped retaining wall in Lower Cretaceous clays. *Géotechnique* 57, No. 2, pp. 197-205.
- Rowe, P.W. (1954):* Anchored sheet pile walls. *Proc. ICE*, 1, pp. 27-70.
- Schanz, T./Vermeer, P.A./Bonnier, P.G. (1999):* The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of PLAXIS International*. Balkema, Rotterdam, S. 281-296.
- Schanz, T. (1998):* Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Universität Stuttgart, Mitteilung des Inst. f. Geotechnik, Heft 45.
- Schanz, T. (2006):* Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnung in der Geotechnik. Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4. *Geotechnik* 29, Heft Nr.1, S. 13-27.
- Scherzinger, T. (1991):* Materialuntersuchungen von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122.
- Schiffmann, R.L. (2001):* Theories of Consolidation. University of Colorado at Boulder.

- Schikora, K./Fink, T. (1982):* Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur 57, S. 193-198.
- Schmertmann, J.N./Osterberg, J.-O. (1960):* An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. ASCE research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder Colorado, pp.643-694.
- Schürmann (1997):* Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruh-Universität Bochum, Heft 30.
- Schweiger, H.F. (2002):* Some remarks on pore pressure parameters A and B in undrained analyses with the hardening soil model. Plaxis Bulletin No. 12, pp. 6-9.
- Schweiger, H.F. (2002a):* Musterlösung und Parameterstudie für eine dreifach verankerte Baugrube. Geotechnik 25, Heft Nr. 2, S. 101-109.
- Schweiger, H.F. (2002b):* Application of FEM to ULS design (Eurocodes) in surface and near surface geotechnical structures. In: Prediction, Analysis and Design in Geomechanical Applications. 11th Int. Conf. of IACMAG, Turin, S. 419-425.
- Simons, N.E. (1963):* The influence of stress path on triaxial test results. Laboratory Shear Testing Of Soils. ASTM Special Publication, No. 361, pp.270-278.
- Som, N.-N. (1968):* The effect of stress path on deformation and consolidation of london clay. Imperial College of Science and Technology, University of London.
- Soos, P. von (2001):* Kap. 1.4: Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. In: Grundbautaschenbuch Teil 1, Hrsg. U. Smolczyk, Ernst & Sohn, Berlin.
- Soumaya, B. (2005):* Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 16. Kassel University Press.
- Stroh, D. (1974):* Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Elemente Methode. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau TH Darmstadt, Heft 13.
- Terzaghi, K. (1925):* Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig und Wien (Deuticke). Wiederabdruck, Wien 1976.
- Thaher, M. (1991):* Tragverhalten von Pfahl-Plattengründungen im bindigen Baugrund. Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche. Mitteilungen des Inst. für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 15.
- Triantafyllidis, T. (2004):* Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau, Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik. Ernst & Sohn, Berlin.

- Tschebotarioff, G.P. (1952):* Einfluss der „Gewölbewirkung“ auf die Erddruckverteilung. Dissertation an der TH Aachen.
- Ulrichs, K.R. (1980):* Untersuchung über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Essen, Heft 12.
- Ulrich, G. (2001):* Abschnitt 2.6: Bohrverfahren. In Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, 6. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 2001, S. 211-242
- Vermeer, P.A./Meier, C.-P. (1998):* Standsicherheit und Verformung bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart 1998, Verlag Glückauf, S. 133-148.
- Vucetic, M./Dobry, R. (1991):* Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1):89, pp. 89-107.
- Walter, J. (2008):* Numerische Analyse der zeitabhängigen Porenwasserdruckentwicklung bei Baugruben in weichen Böden. Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Diplomarbeit.
- Walz, B. (2006):* Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik – Verfahren und Anwendung. Vortrag zum 2. Hans Lorenz Symposium am 12.10.2006. Veröffentlichung des Grundbauinst. Der Technischen Universität Berlin, Heft 40, S. 13-26.
- Wehnert, M. (2006):* Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Mitteilung 53 des Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Weißbach, A. (1977):* Baugruben, Teil I,II und III. Ernst & Sohn, Berlin.
- Wibel, Leinenkugel und Partner (1990):* Altstadt - Seeufer, Bebauung Bodangelände, Konstanz - Baugrunderkundung und -beurteilung, gründungstechnische Beratung. Kirchzarten, unveröffentlicht.
- Wittlinger (1994):* Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 35.
- Wolff, R. (1975):* Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TU Darmstadt, Heft 16.
- Wolffersdorff, P.A. von (2008):* Aktuelle gebräuchliche bodenmechanische Stoffgesetze und ihr Einfluss auf die Ergebnisse numerischer Berechnungen. Vortrag zum Ehrenkolloquium Prof. Förster, TU BA Freiberg.
- Wolffersdorff, P.-A. von (1994):* Auswertung des Spundwand-Feldversuches in Hochstetten. Abschlussbericht.

- Wroth, C.P./Houlsby, G.T. (1985): Soil mechanics – Property and analysis procedures. Proc. of the XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 1-55.
- Yu, P./Richart, F.E. (1984): Stress ratio effects on shear modulus of dry sands. Proc. of ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 3, pp. 331-345.
- Zhang, D.M./Hicher, P.Y./Huang, H.W. (2003): Time-dependent stress-strain behavior of natural soft clay. Deformation Characteristics of Geomaterials. Di Benedetto et al. (eds), Swet & Zeitlinger, Lisse, pp. 431-436.
- Zhou, F. (1997): Räumliche Konsolidationsberechnung nach der Methode der Finiten Elemente unter Berücksichtigung des elasto-plastischen Verhaltens von bindigen Böden. Veröffentlichung des Inst. für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 31.
- Zhu, B./Liu, G. (1994): Elasto – Plastic Analysis of deep excavation in soft clay. Proc. of the XIII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, Vol. 2, pp. 905-908.

Technische Regelwerke

- DIN 4126:2004-08: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (Entwurf).
- DIN EN 1536:1999-06: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle.
- DIN EN 1538:2000-07: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Schlitzwände.
- DIN 18122-1:1997-07: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.
- DIN 18196:1988-10: Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.

Anhänge

A: Baugrubenmodellversuche

B: Ergänzende Berechnungsergebnisse zur Parameterstudie

C: Versuchsergebnisse zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten weicher Böden

D: Liste häufig verwendeter Symbole und Abkürzungen

A Baugrubenmodellversuche

A.1 Definition und Abgrenzung von weichen Böden

Die Bezeichnung „weicher Boden“ wird national in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB 2006) definiert und ist als Oberbegriff zu verstehen, der nicht an die Definition der Zustandszahl nach DIN 18122-1 gebunden ist. Bei weichen Böden handelt es sich hauptsächlich um schichtweise einkörnige, feinkörnige Böden nach DIN 18196, z.B. Seeton und Beckenschluff. Außerdem können auch aufgeweichte Geschiebelehme und Auelehme sowie organische Böden wie Seekreide, Faulschlamm, Klei und zersetzter Ton zugeordnet werden. Die Böden sind in der Regel normalkonsolidiert, teilweise aber auch unter Eigengewicht noch nicht vollständig auskonsolidiert.

Tabelle A.1: Definitionskriterien für weiche Böden nach (EAB 2006)

breiige oder flüssige Konsistenz	$I_C < 0,50$	DIN 18 122-1
undräßierte Scherfestigkeit	$c_{u,k} \leq 20 \text{ kN/m}^2$	
große Erschütterungsempfindlichkeit (Sensitivität)	bestimmt durch das Verhältnis von Bruchscherfestigkeit zu Restscherfestigkeit beim Flügelsondenversuch	
Wassergehalt	$w = 35 \text{ %}$ (ohne organische Anteile) $w = 75 \text{ %}$ (mit organischen Anteilen)	

Tabelle A.2: Hinweiskriterien für weiche Böden nach (EAB 2006)

weiche Konsistenz	$0,75 > I_C \geq 0,50$	DIN 18 122-1
undräßierte Scherfestigkeit	$40 \text{ kN/m}^2 \geq c_{u,k} > 20 \text{ kN/m}^2$	
vollständige oder nahezu vollständige Wassersättigung		
Neigung zu Fließen		
leicht plastische Eigenschaften		DIN 18196
thixotrope Eigenschaften		
Gehalt an organischen Bestandteilen		

(wenn zwei Kriterien erfüllt sind, ist der Boden als „weicher Boden“ einzustufen)

A.2 Messtechnik

Die Porenwasserdrücke wurden mit Spannungsgeber der Firma *Bourdon-Haenni* gemessen. In dem Versuchsstand wurden hierzu PTFE-Schläuche eingebaut, die im Messpunkt mit einem Filtervlies vor dem Eindringen von Bodenteilchen geschützt wurden. Die Spannungsänderung erfolgte über die wassergefüllte Leitung in den außerhalb der Baugrube positionierten Porenwasserdruckgebern. Die Ausführung und der Einbau der Porenwasserdruckgeber sind in Bild A.1 für die 1. Versuchsserie und in Bild A.2 für die 2. Versuchsserie mit einer Optimierung des Schlauchfilters dargestellt.

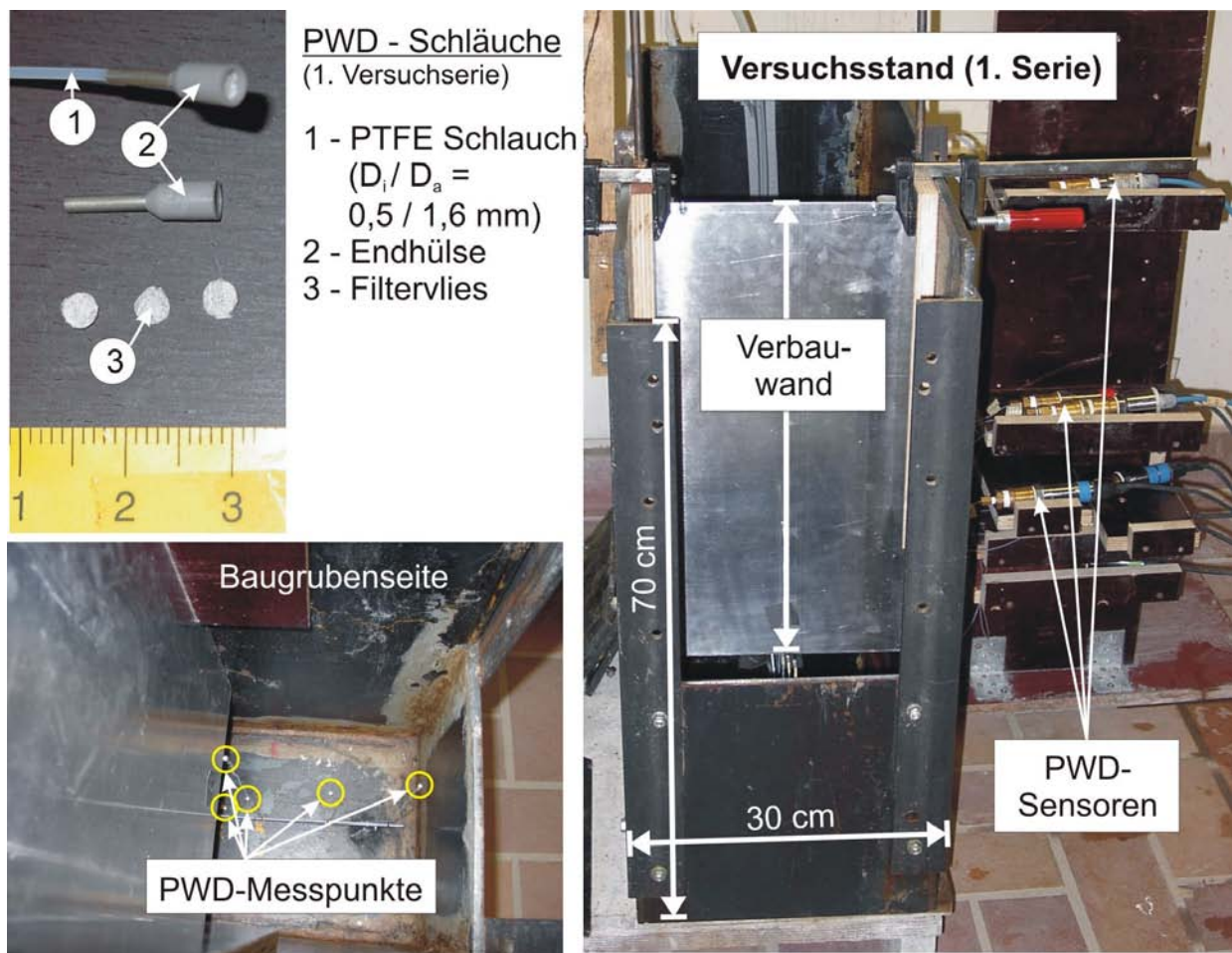


Bild A.1: Porenwasserdruckmessungen bei den Versuchen der 1. Versuchsserie

In der zweiten Versuchsserie wurden zur Messung der totalen Spannungen spezielle Spannungsgeber (TS-Sensoren) entwickelt, deren Gehäuseabmessungen unter Berücksichtigung der Versuchsstandgröße optimiert wurden. Die Sensoren wurden zusammen mit den Porenwasserdruckschläuchen in dem Versuchsstand aufgehängt und über ein Umlenksystem mit Totlasten austariert. Auf diese Weise konnten die Sensoren den Konsolidationsverformungen folgen und die anschließende Höhenlage bestimmt werden, siehe hierzu Bild A.2. Die Messung der Verformungen erfolgte manuell und wird für die Setzungsmessung ebenfalls in Bild A.2 dargestellt.

Die Totalspannungsgeber wurden mit Luftdruck und Wasserdruck kalibriert. Die Kalibrierungskurven sind exemplarisch in Bild A.3 und Bild A.4 dargestellt.

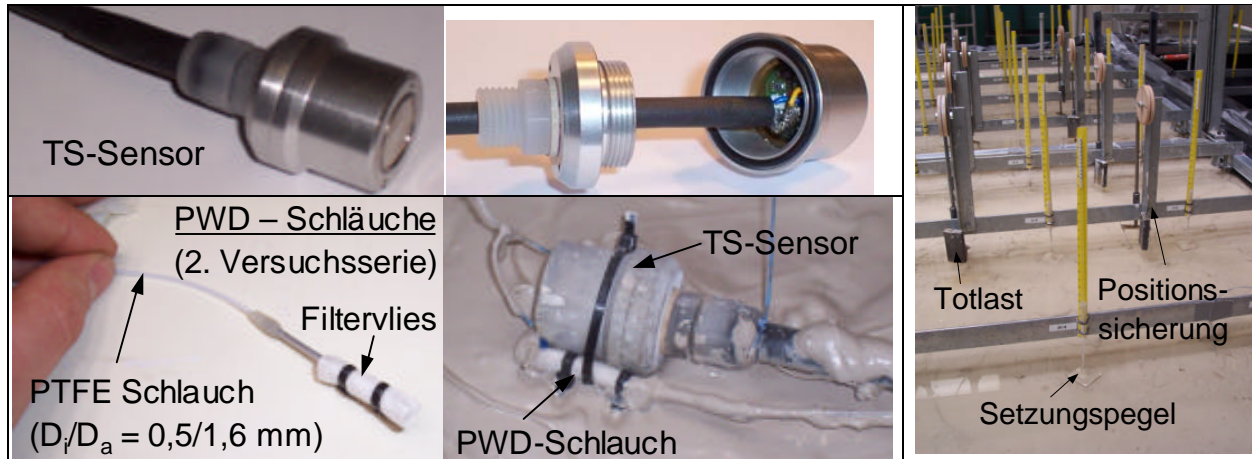


Bild A.2: Messelemente bei den Versuchen der 2. Versuchsserie

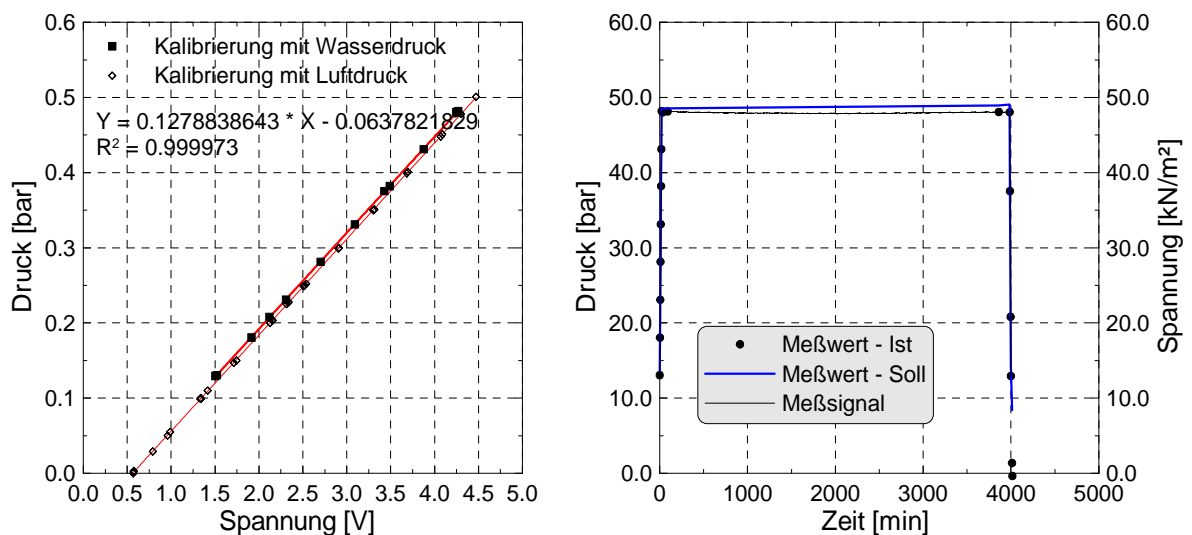


Bild A.3: Kalibrierung der Totalspannungsgeber mit einem Messbereich von 0,5 bar

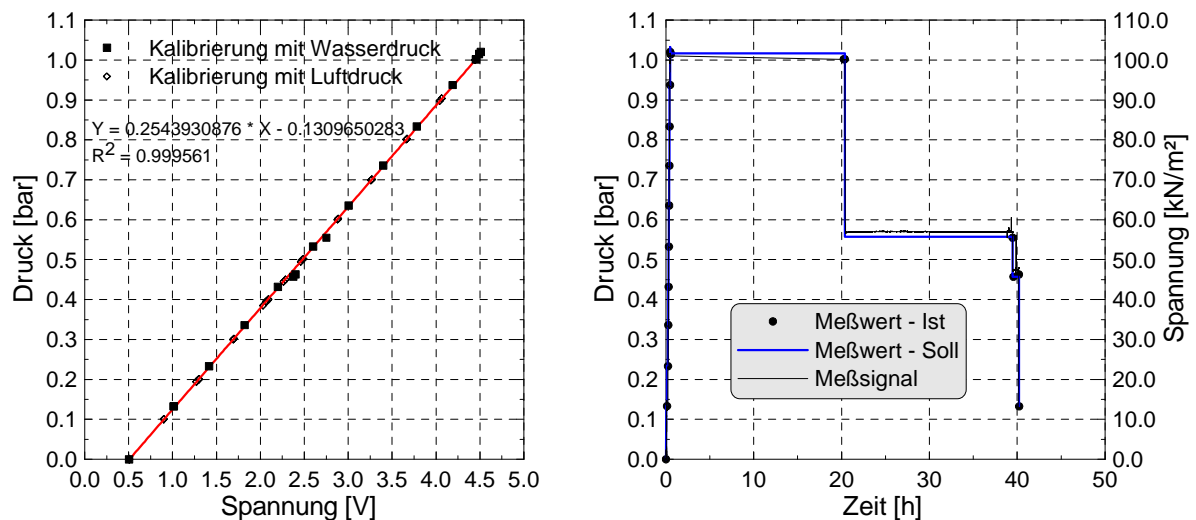


Bild A.4: Kalibrierung der Totalspannungsgeber mit einem Messbereich von 1,0 bar

A.3 Versuchsergebnisse (1. Serie)

A.3.1 Porenwasserdruckverlauf

Die Porenwasserdruckverläufe werden in Abhängigkeit der Zeit t^* mit Beginn des 1. Aushubs für die Versuche der 1. Serie dargestellt. Die Aushubphasen und die Lage der PWD-Messpunkte sind in den Diagrammen eingetragen.

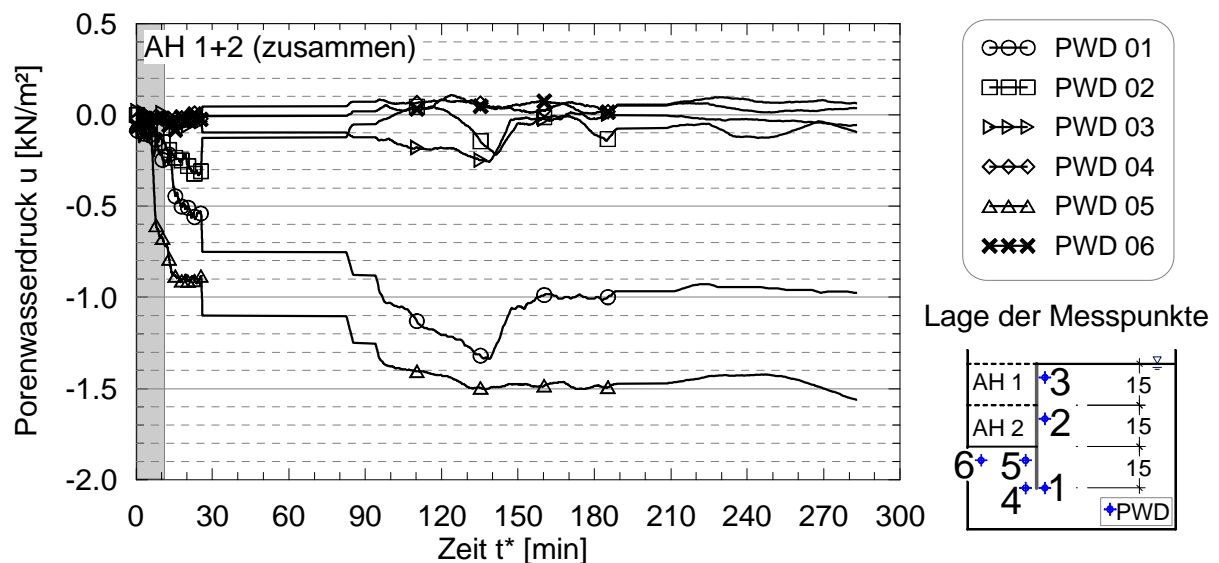


Bild A.5: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-01)

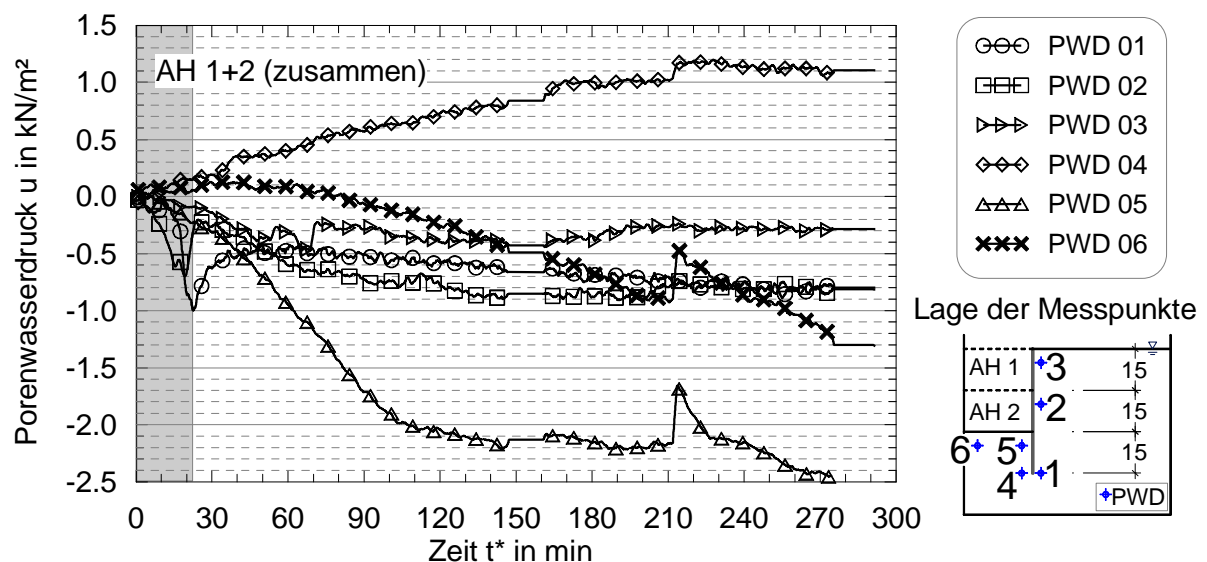


Bild A.6: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-02)

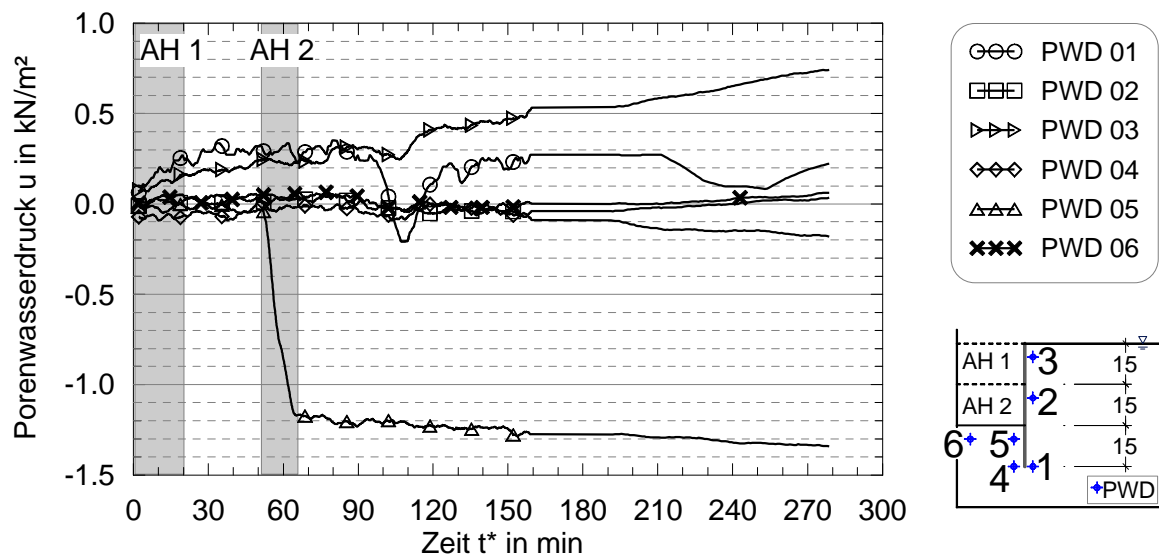


Bild A.7: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-04)

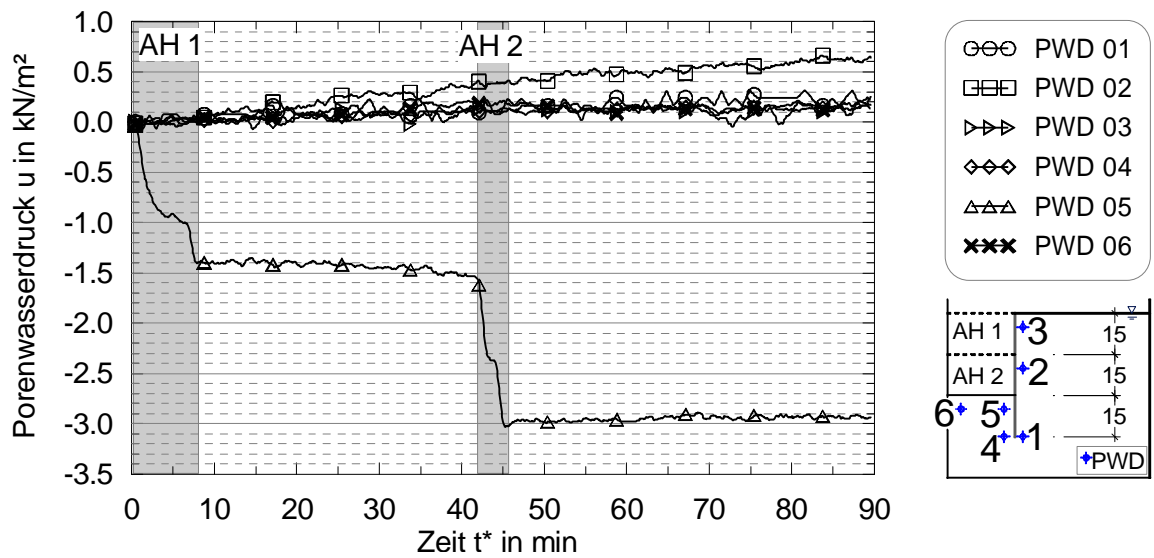


Bild A.8: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 90 Minuten (V-05)

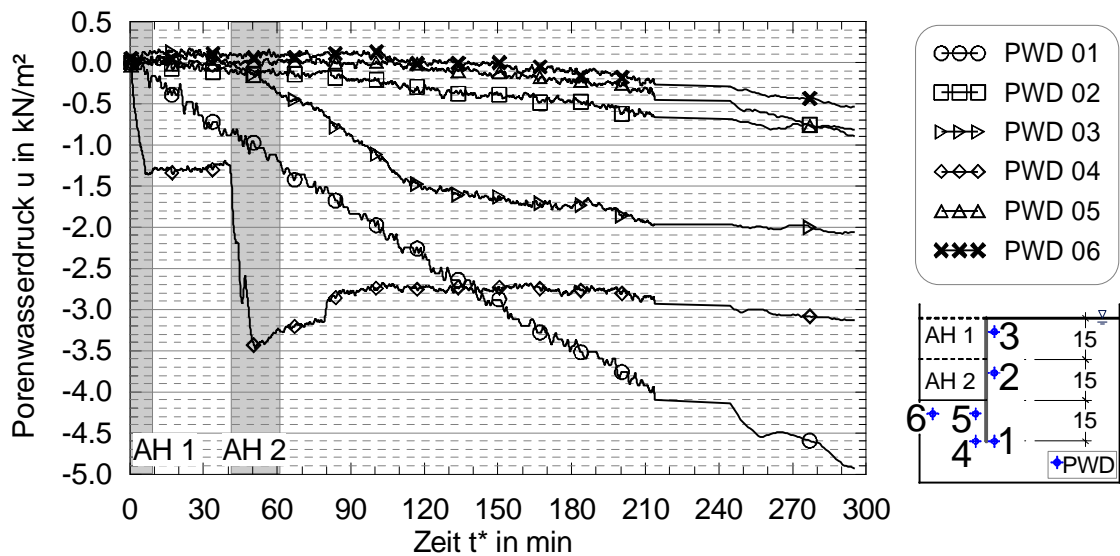


Bild A.9: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-06)

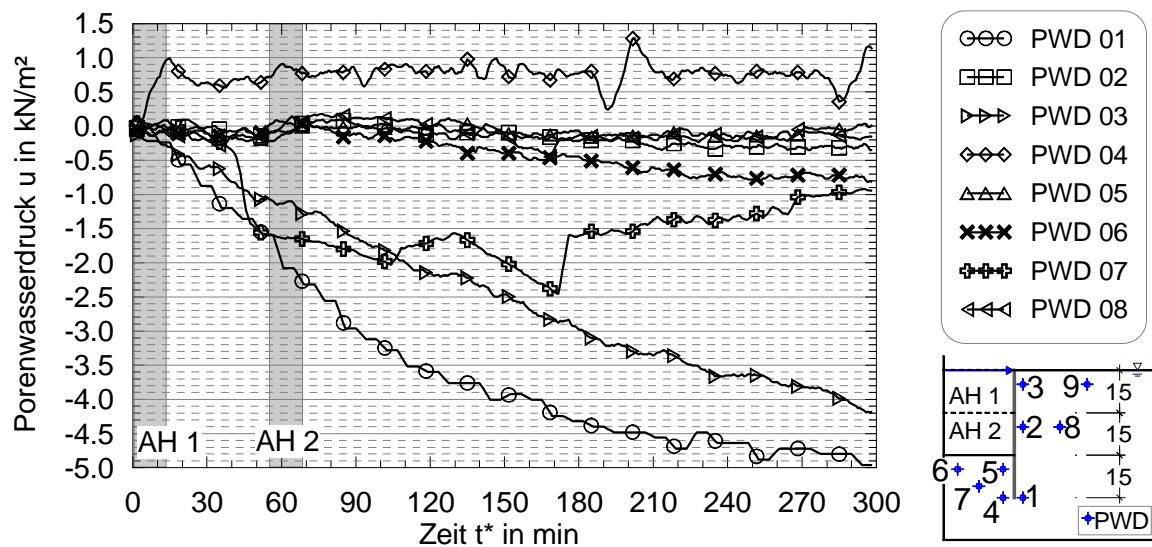


Bild A.10: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-07)

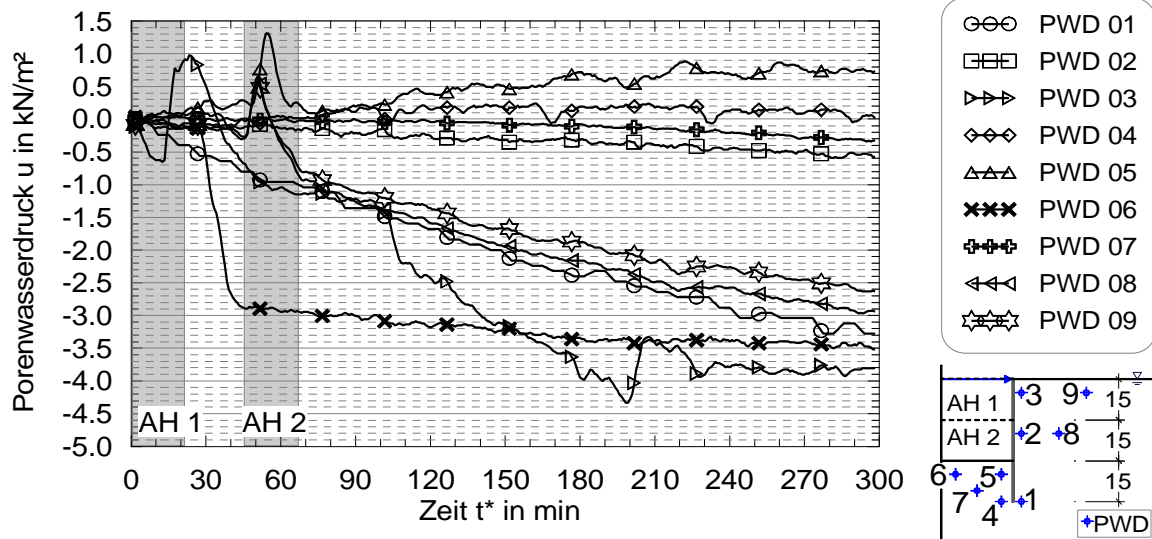


Bild A.11: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-08)

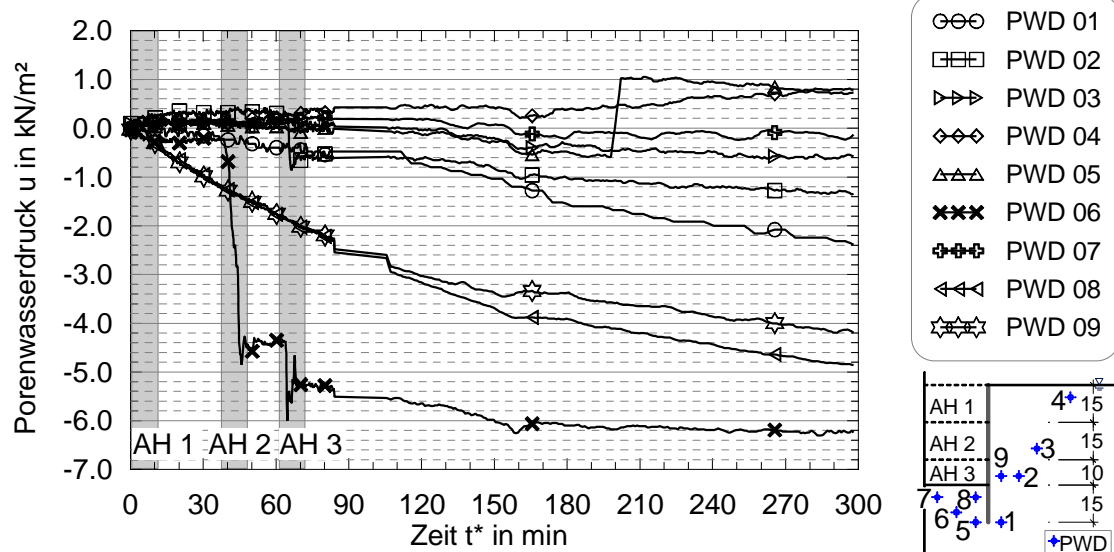


Bild A.12: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-09)

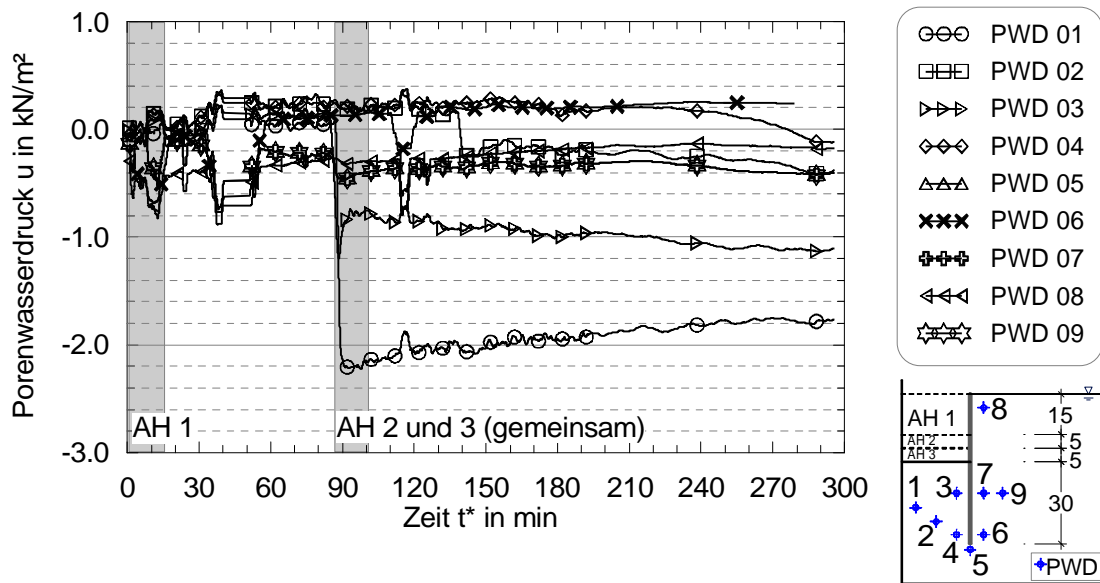


Bild A.13: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-10)

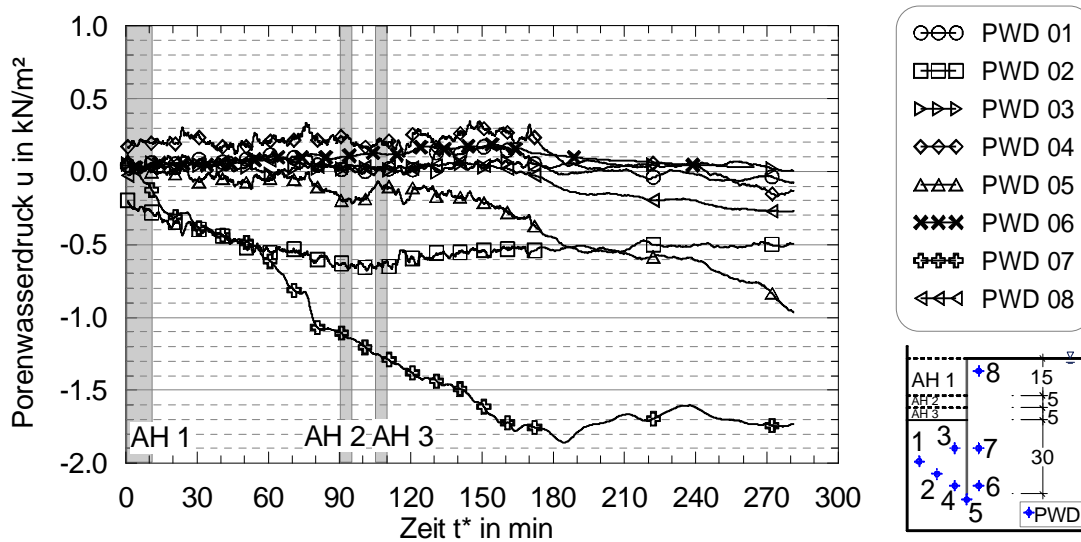


Bild A.14: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-11)

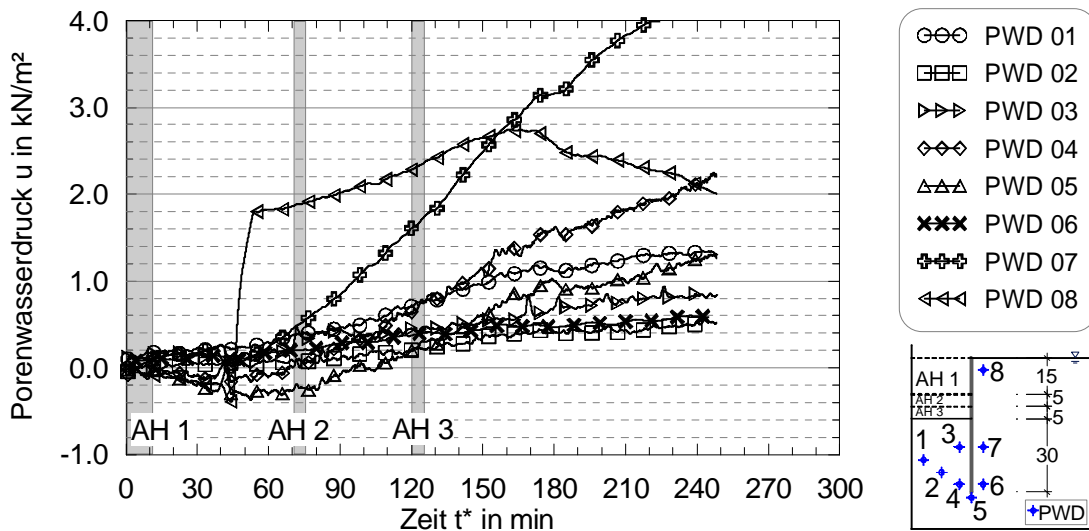


Bild A.15: Porenwasserdruckverlauf in den ersten 300 Minuten (V-12)

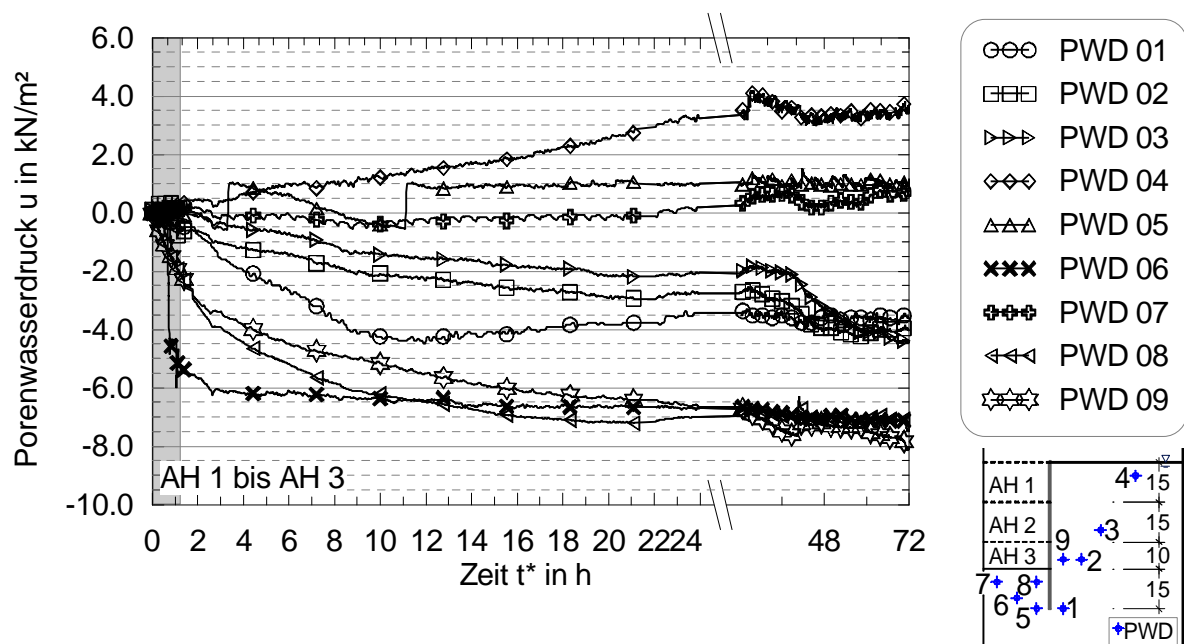


Bild A.16: Langzeitbetrachtung der Porenwasserdruckentwicklung bei Versuch V-09

A.3.2 Wandverformung

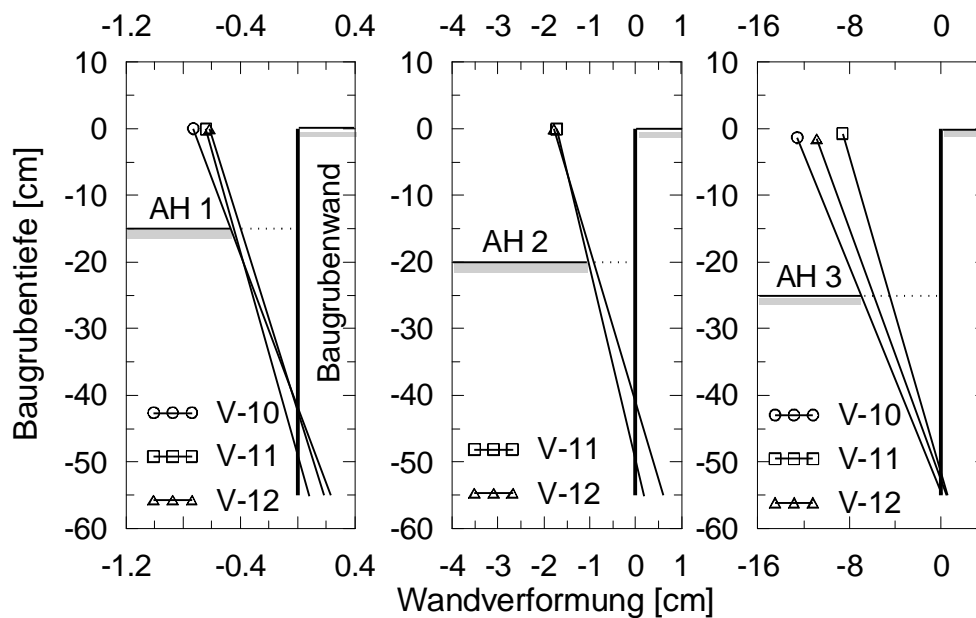


Bild A.17: Wandverformungen der Versuche V-10 bis V-12 (eingespannte Wand)

A.4 Versuchsergebnisse (2.Serie)

A.4.1 Verformungen

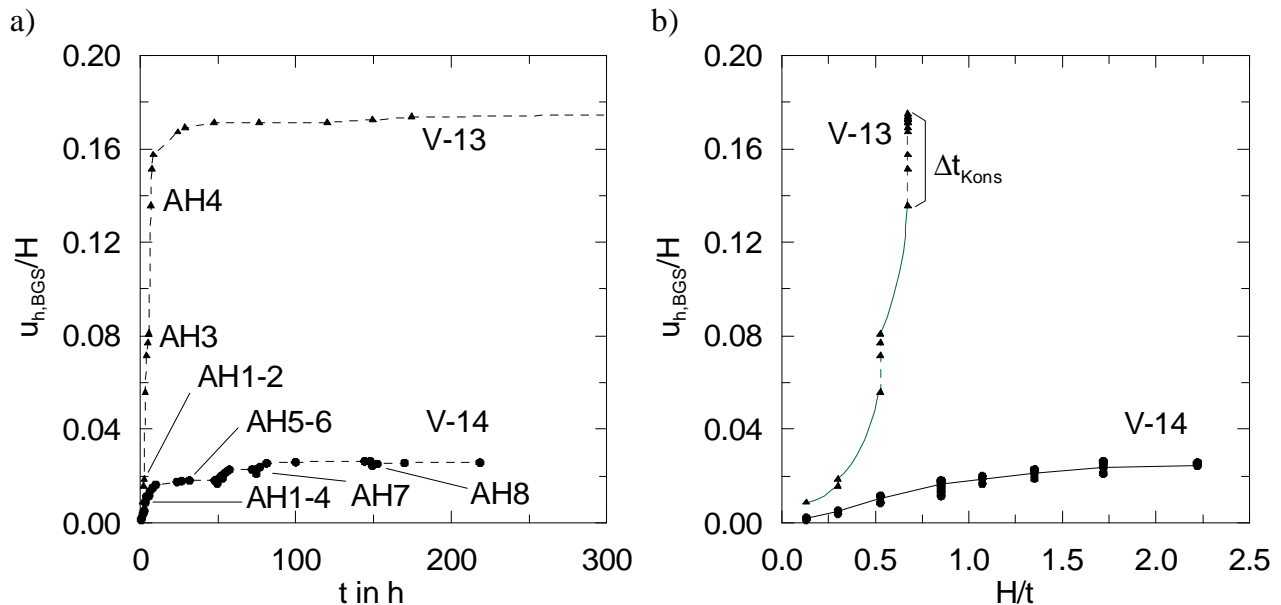


Bild A.18: Normierte Wandverformung in Höhe der Baugrubensohle in Abhängigkeit der Zeit (a) und des Aushubverhältnisses (b)

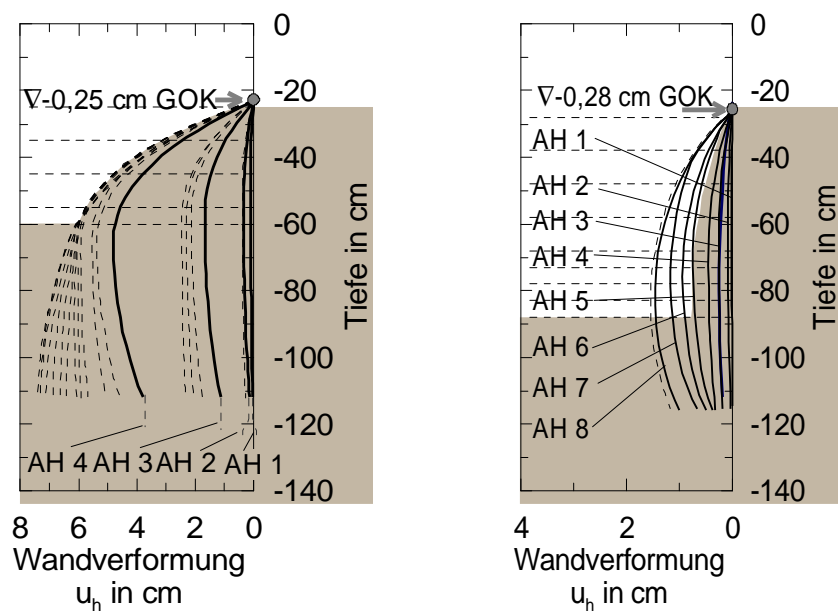


Bild A.19: Schematische Darstellung der Wandverformung V-13 (links) und V-14 (rechts)

Die Verformungen unmittelbar nach dem jeweiligen Ende des Aushubs sind in den Diagrammen mit durchgezogenen Linien dargestellt, zeitliche Veränderungen bei unverändertem Bauzustand sind gestrichelt.

A.4.2 Spannungsverlauf

Für die Versuche V-13 und V-14 werden die Spannungsverläufe zunächst in Abhängigkeit der Zeit t^* mit Beginn des ersten Aushubschrittes dargestellt. Anschließend werden für jede Aushubphase der beiden Versuche die Totalspannungen und Porenwasserdrücke mit der jeweiligen Aushubentlastung normiert und zusammen mit dem Porenwasserdruckbeiwert A_v angegeben.

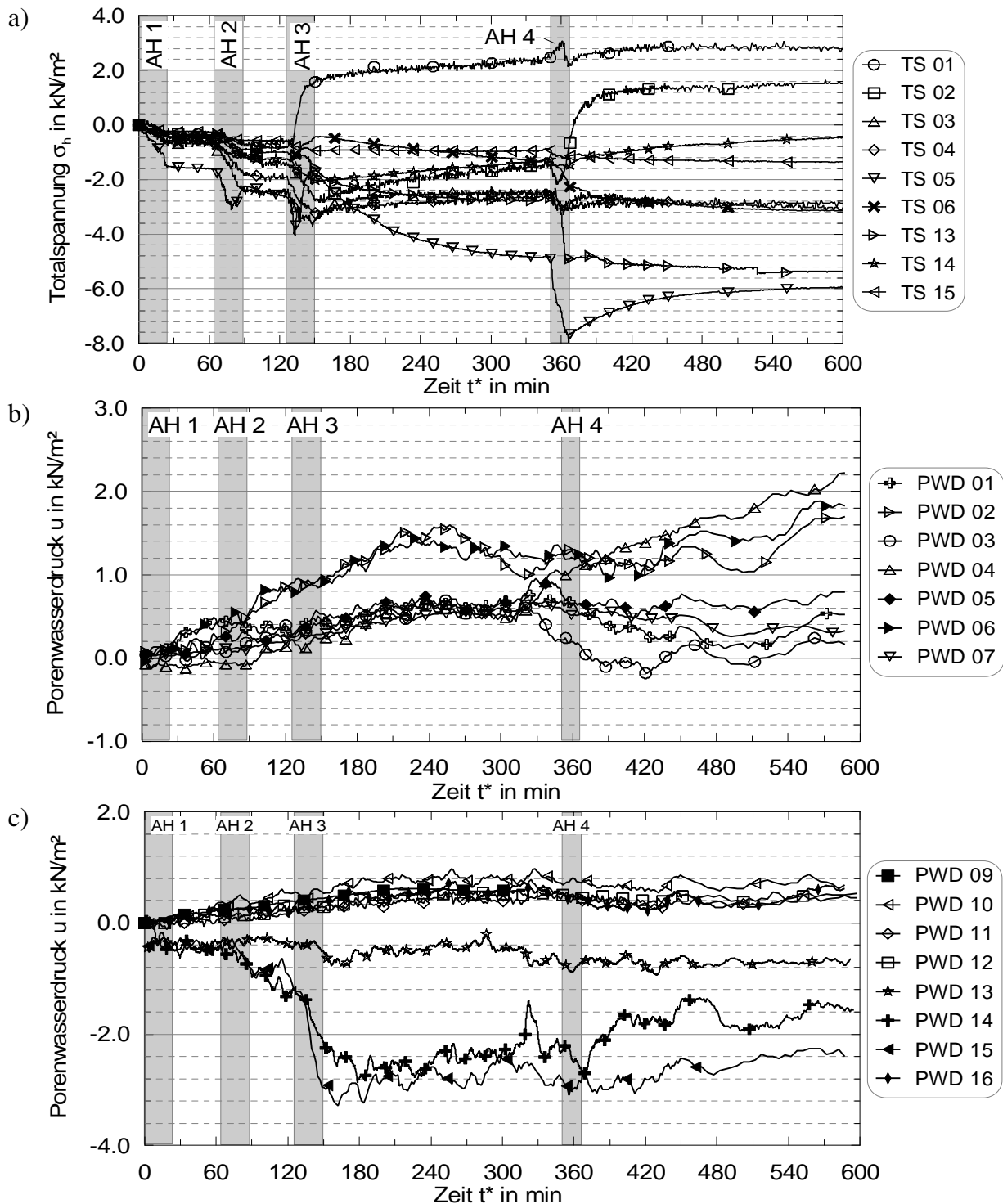


Bild A.20: Spannungsänderungen bei V-13 – a) Totalspannungen, b) Porenwasserdruck der Sensoren PWD 01-08 und in c) bei PWD 09-16

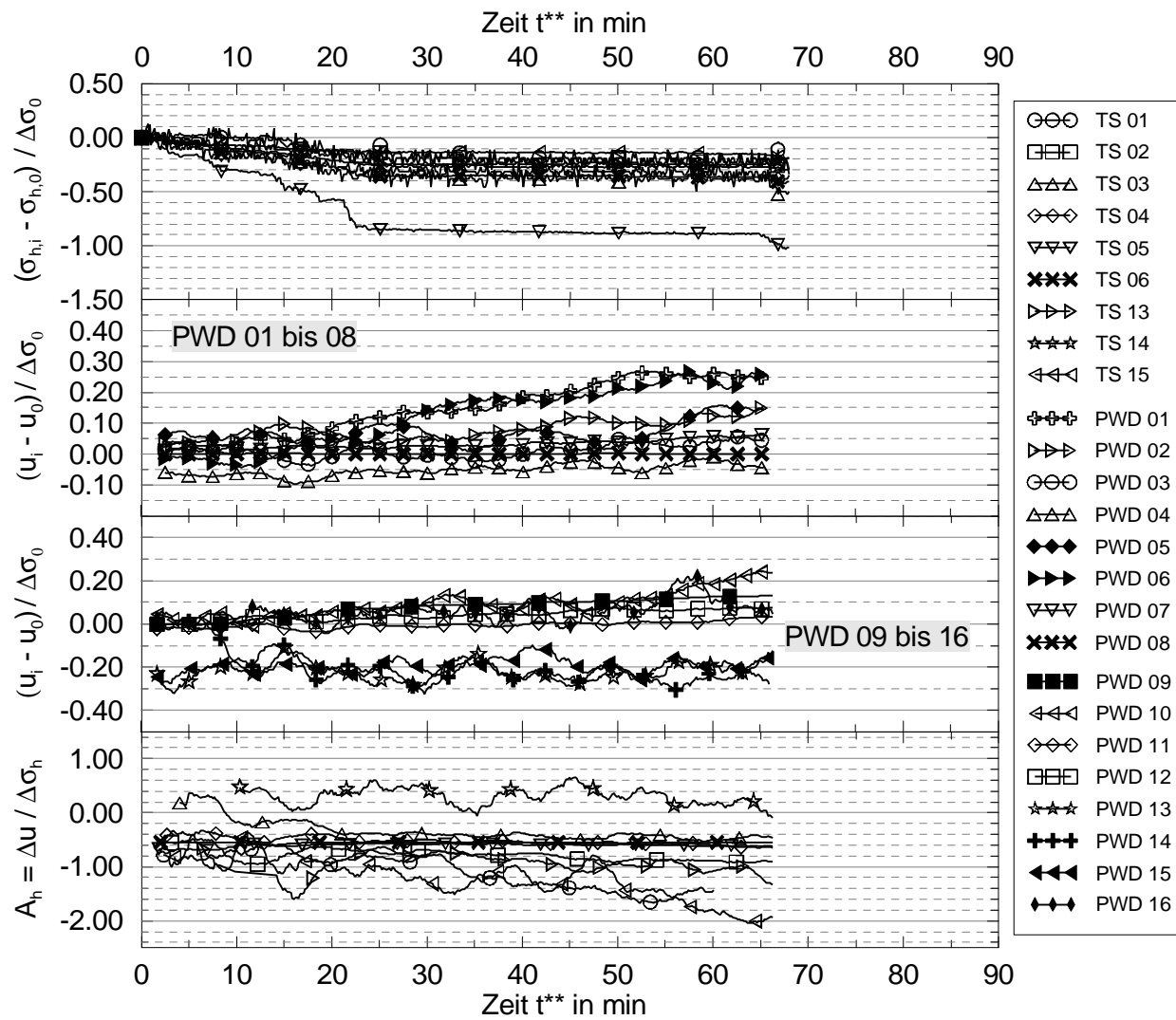


Bild A.21: Spannungsänderung während Aushub 1 (V-13)

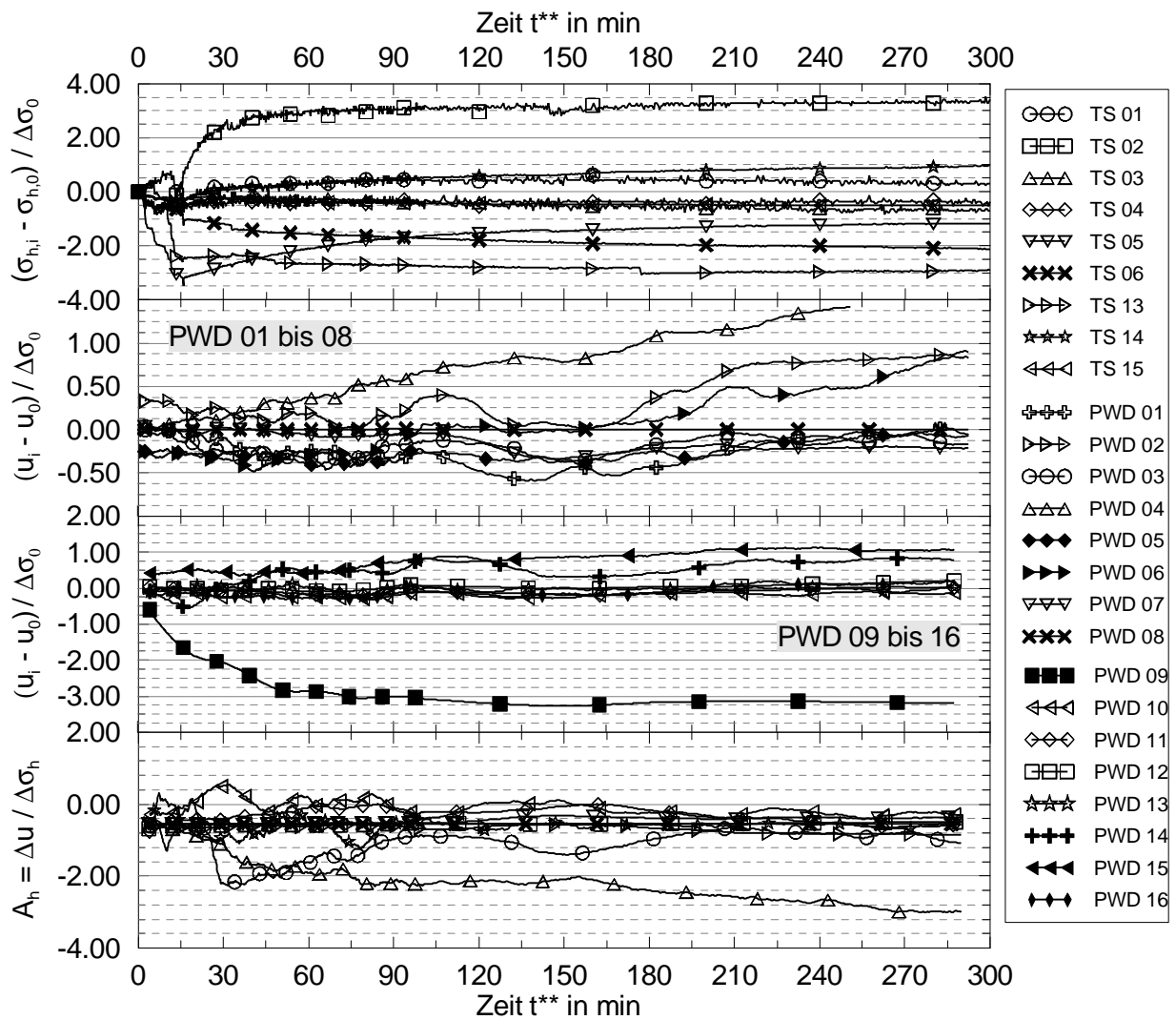
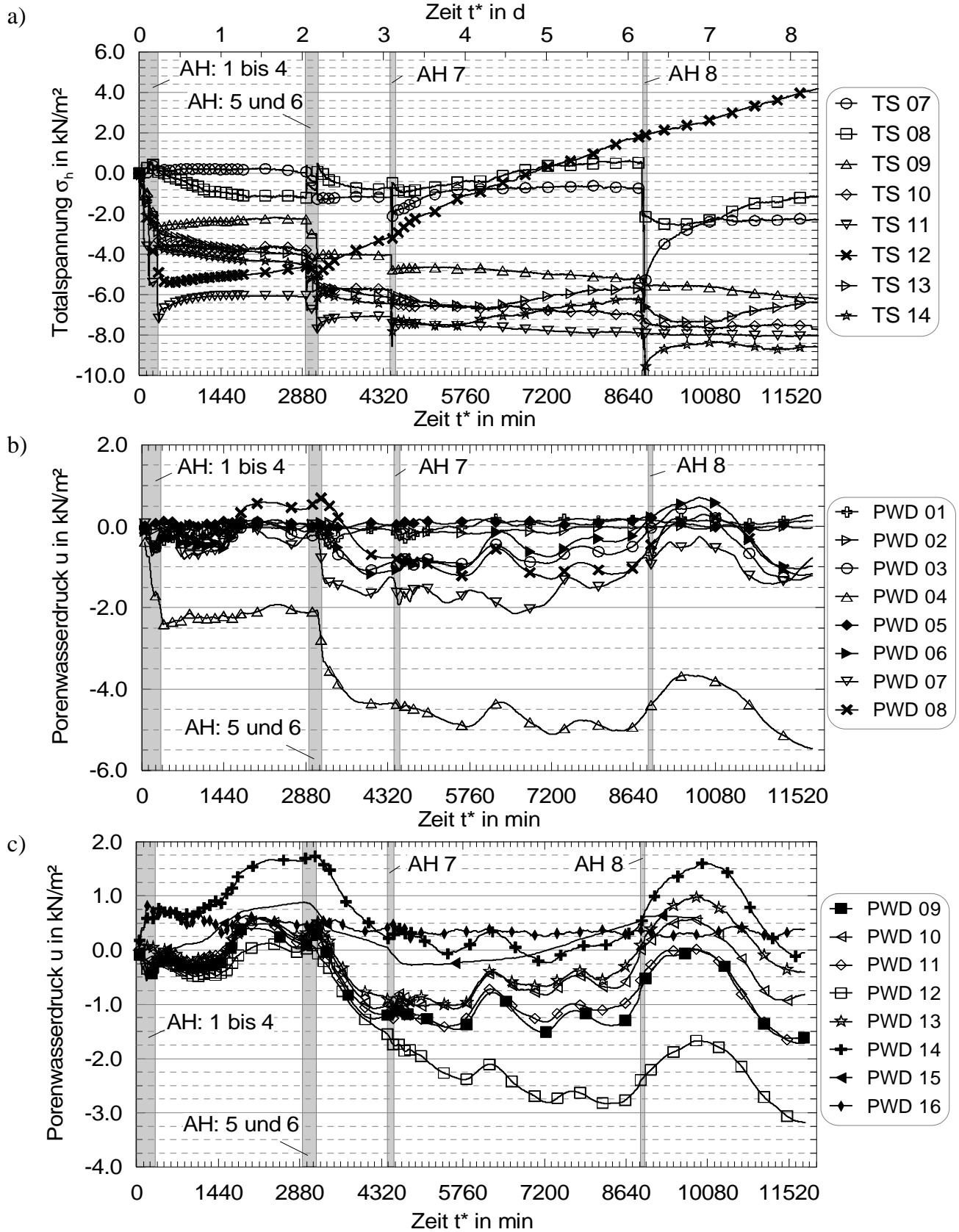


Bild A.22: Spannungsänderung während Aushub 4 (V-13)



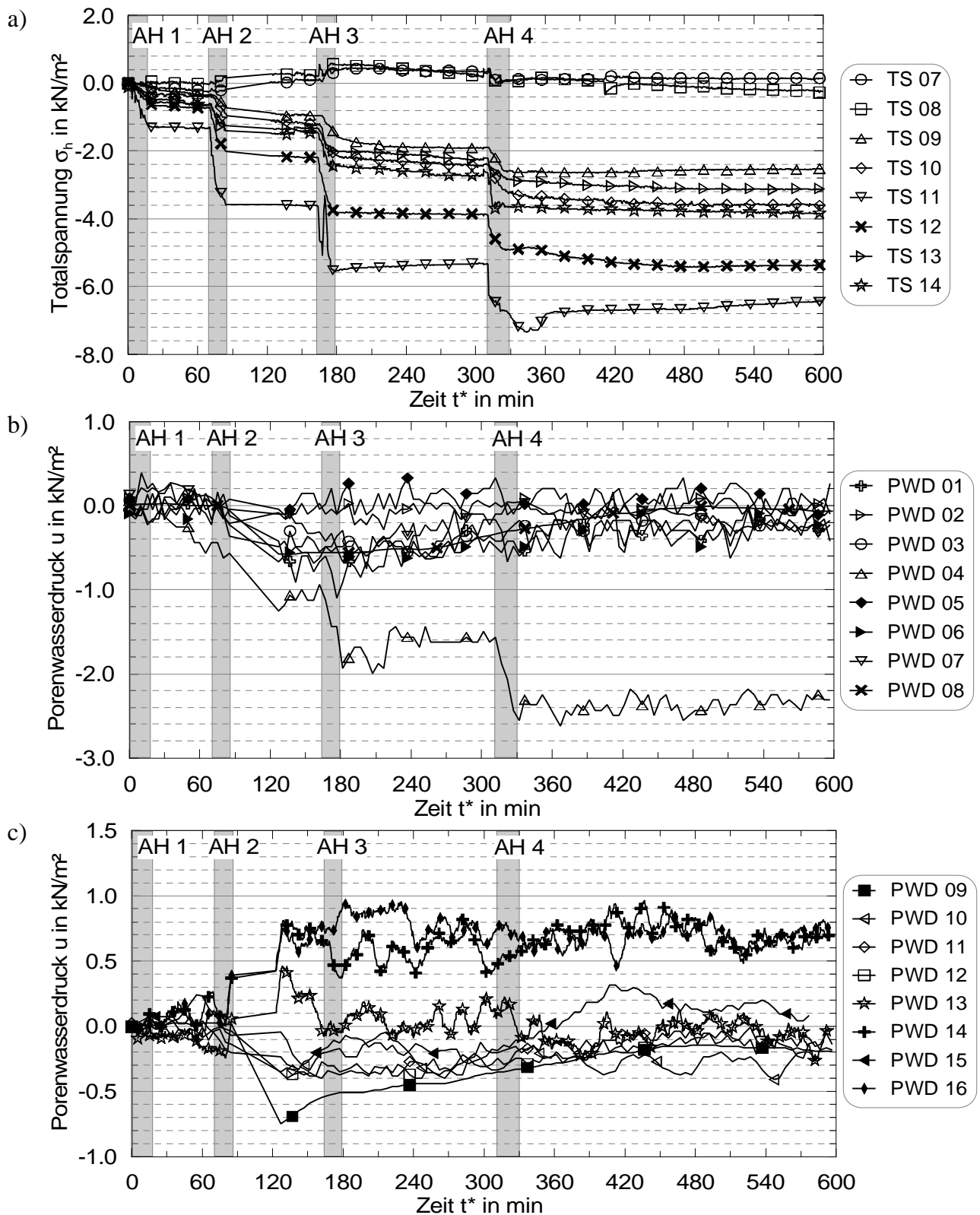


Bild A.24: Spannungsänderungen während der ersten 4 Aushubphasen bei V-14 – a) Totalspannungen, b) Porenwasserdruck der Sensoren PWD 01-08 und in c) bei PWD 09-16

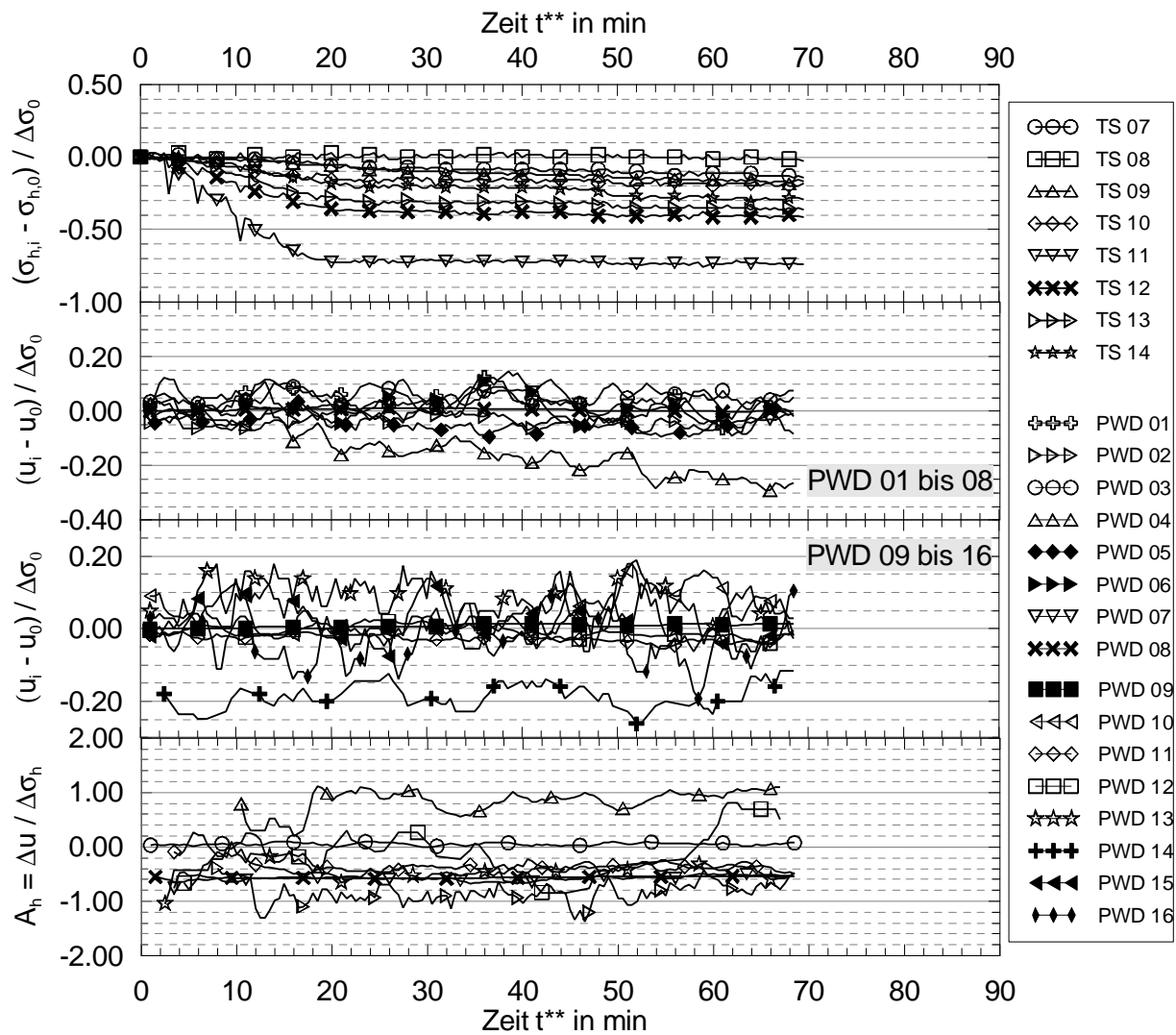


Bild A.25: Spannungsänderung während Aushub 1 (V-14)

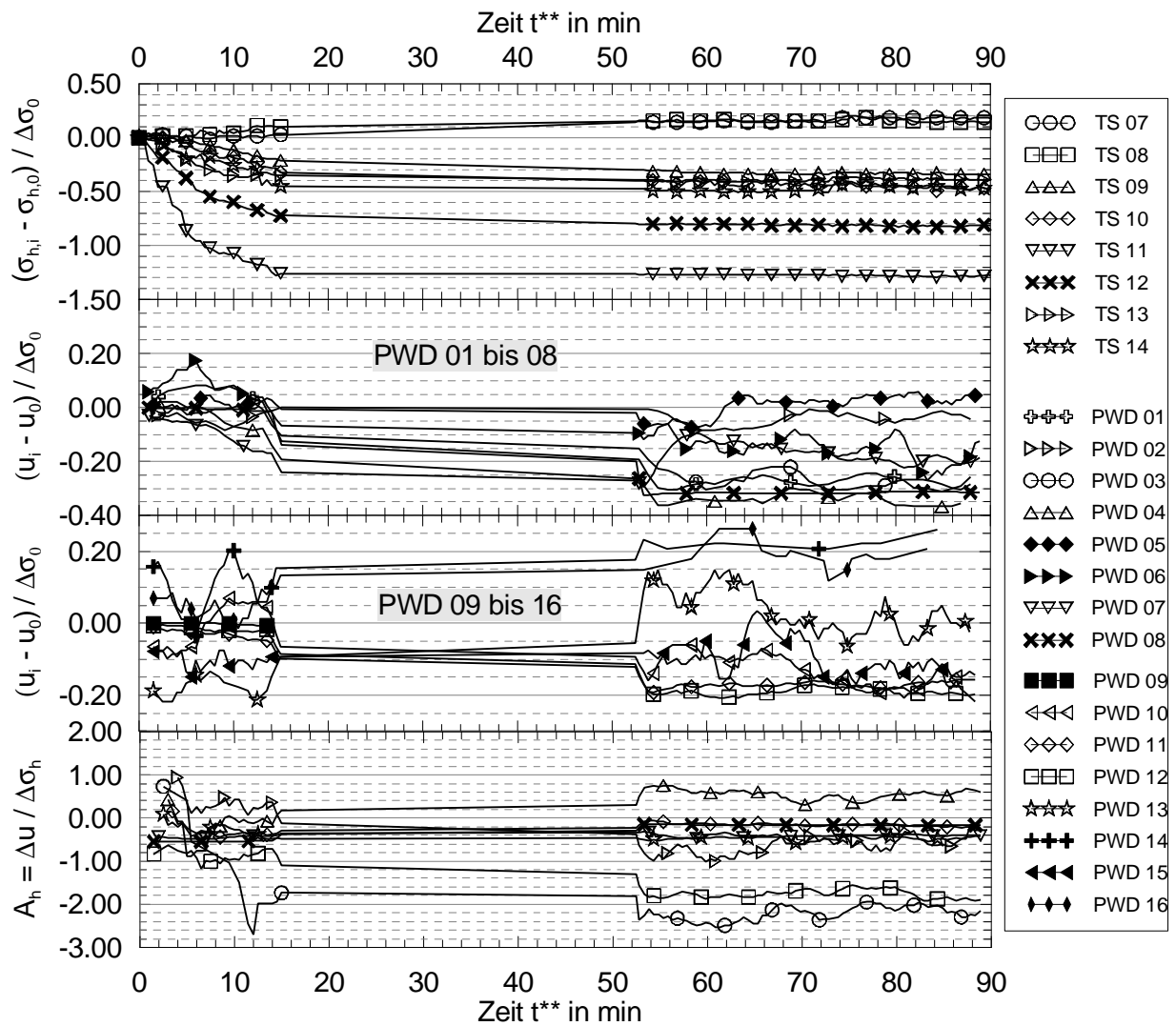


Bild A.26: Spannungsänderung während Aushub 2 (V-14)

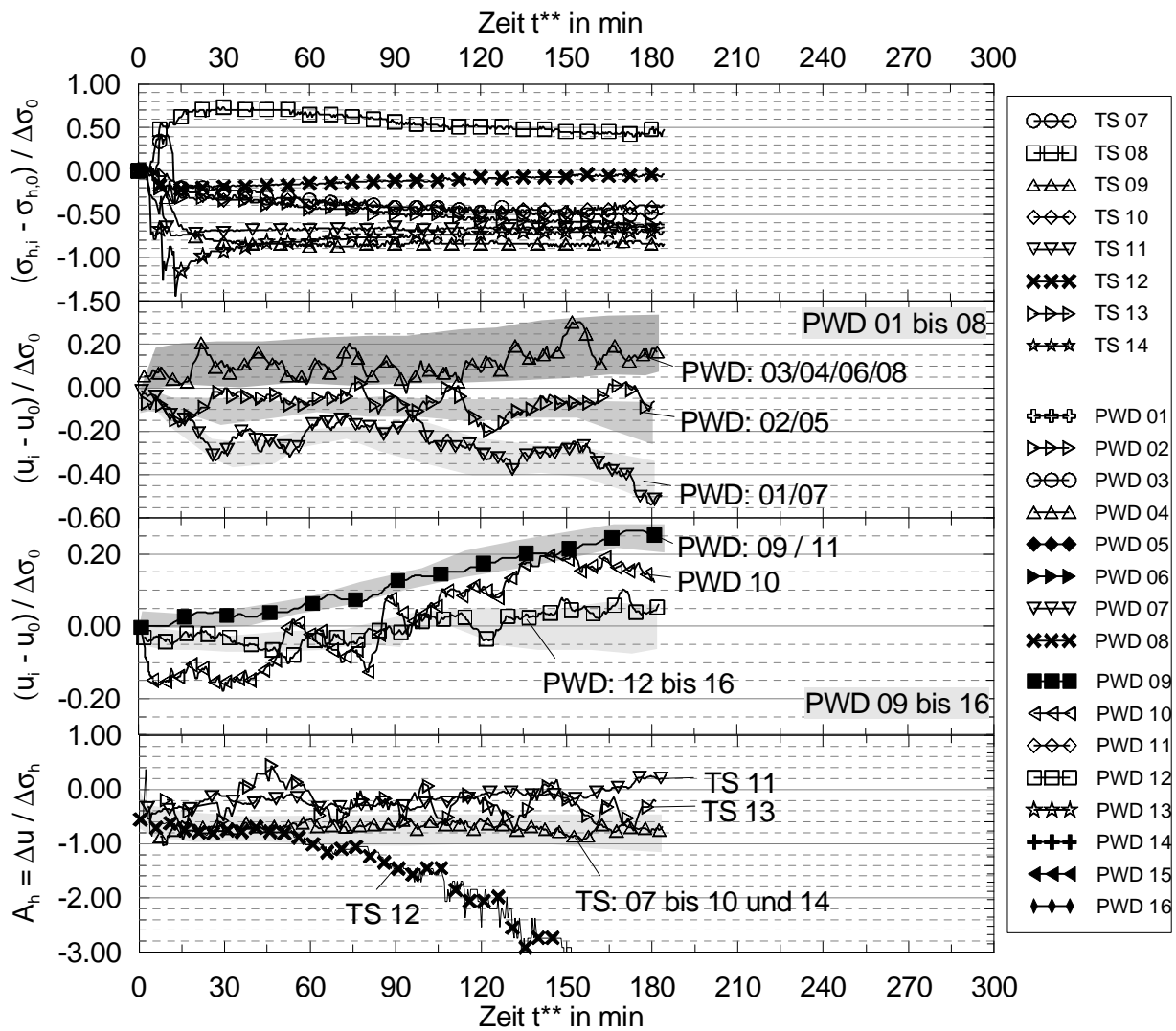


Bild A.27: Spannungsänderung während Aushub 5 (V-14)

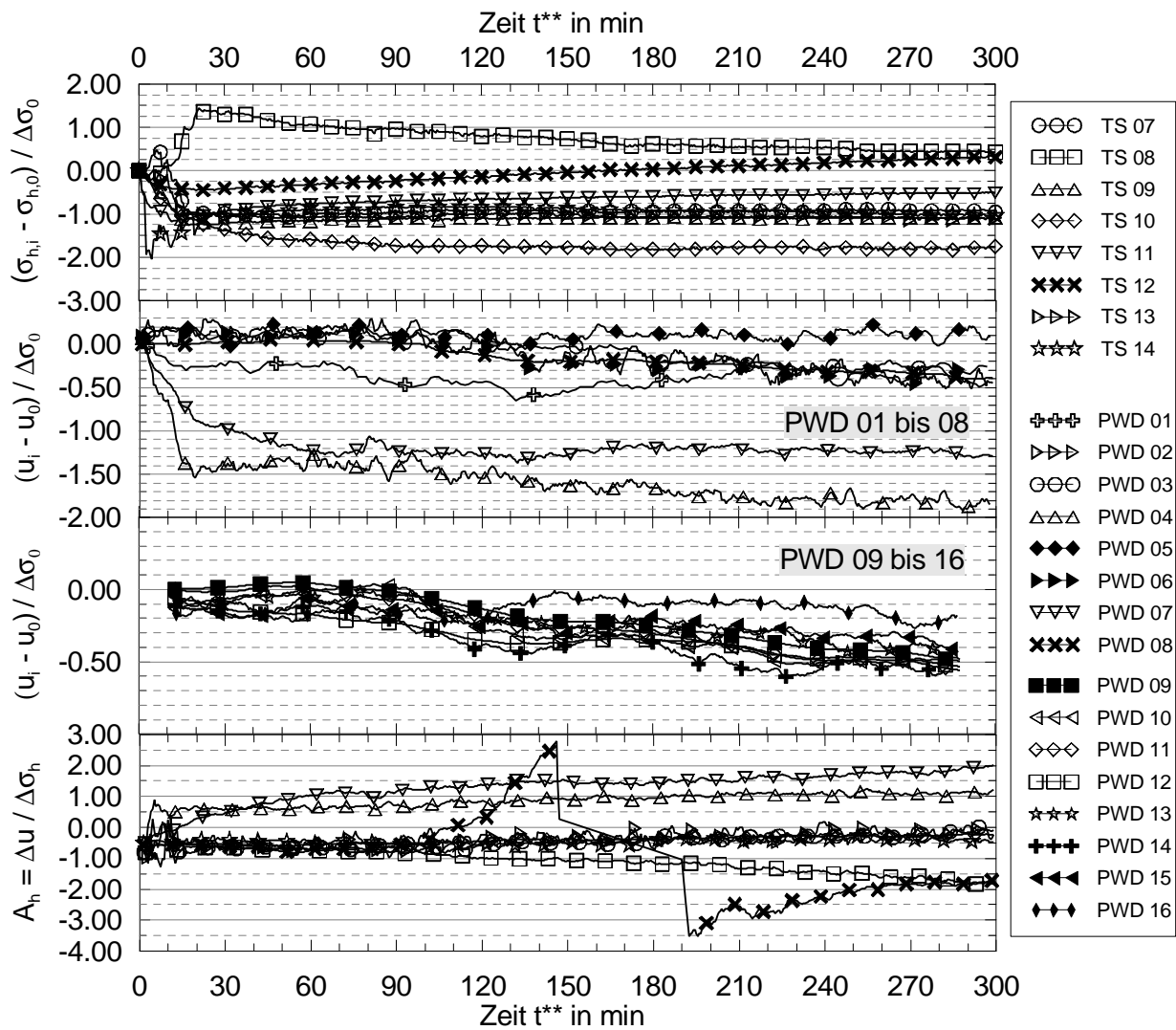


Bild A.28: Spannungsänderung während Aushub 6 (V-14)

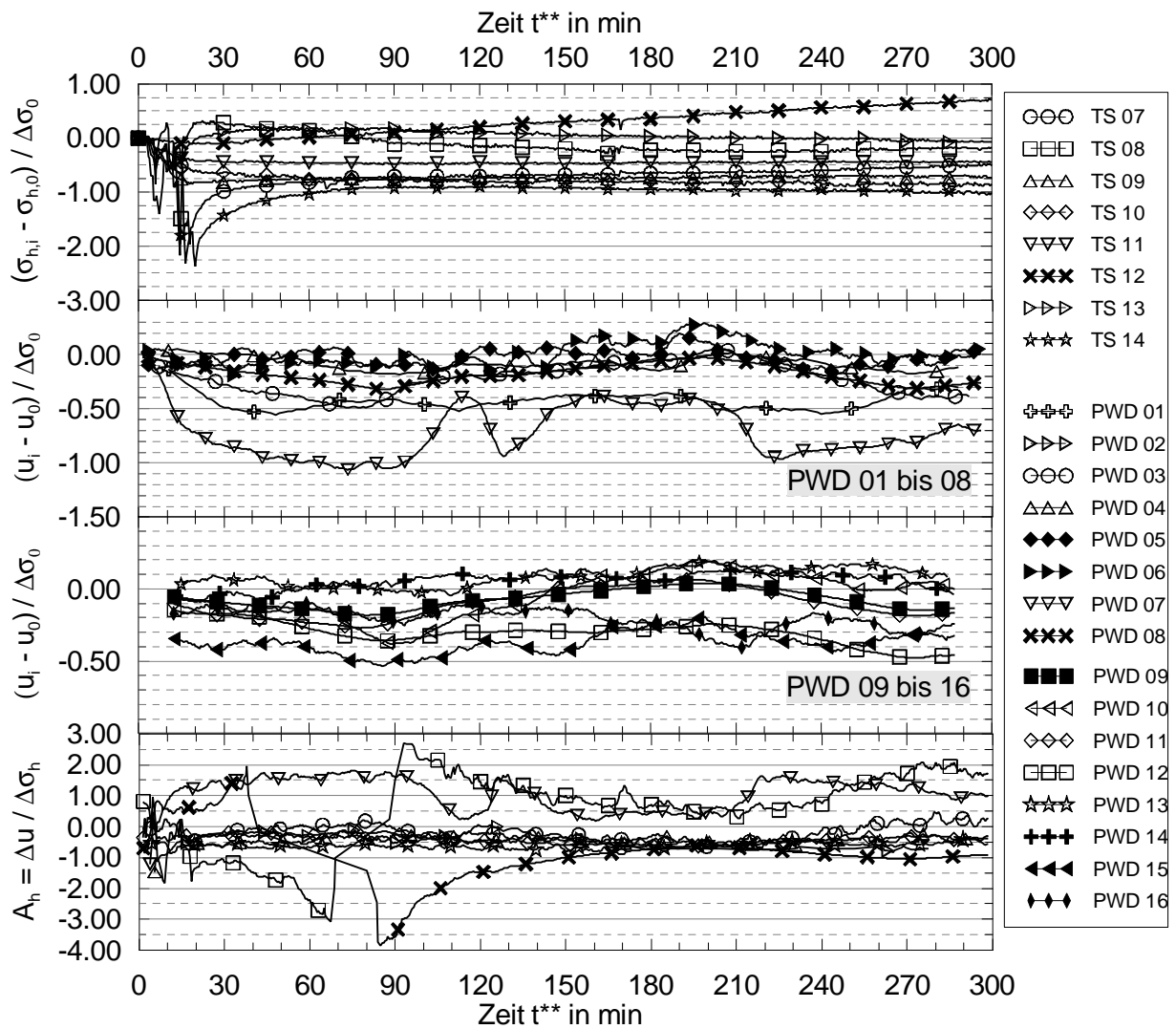


Bild A.29: Spannungsänderung während Aushub 7 (V-14)

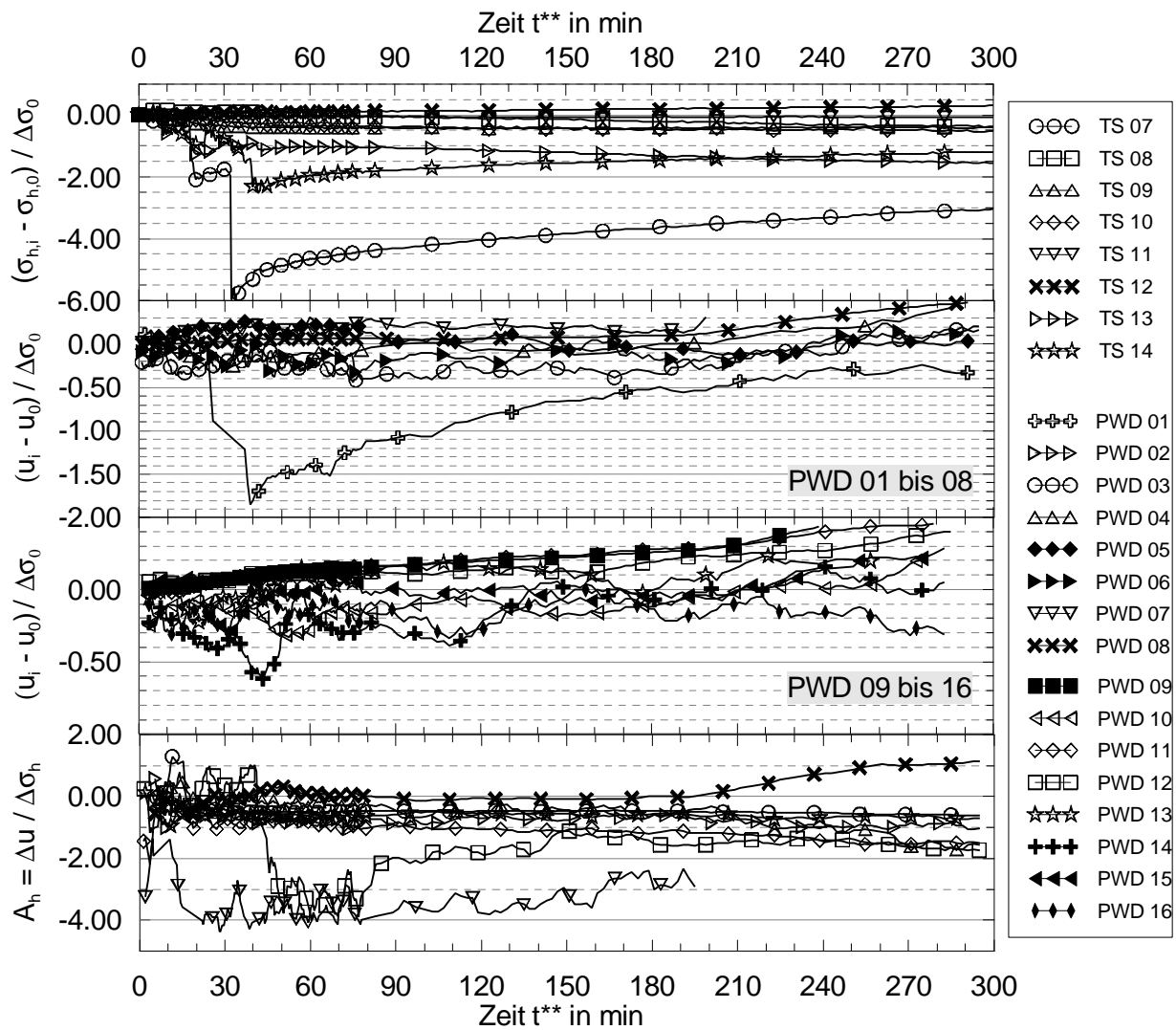


Bild A.30: Spannungsänderung während Aushub 8 (V-14)

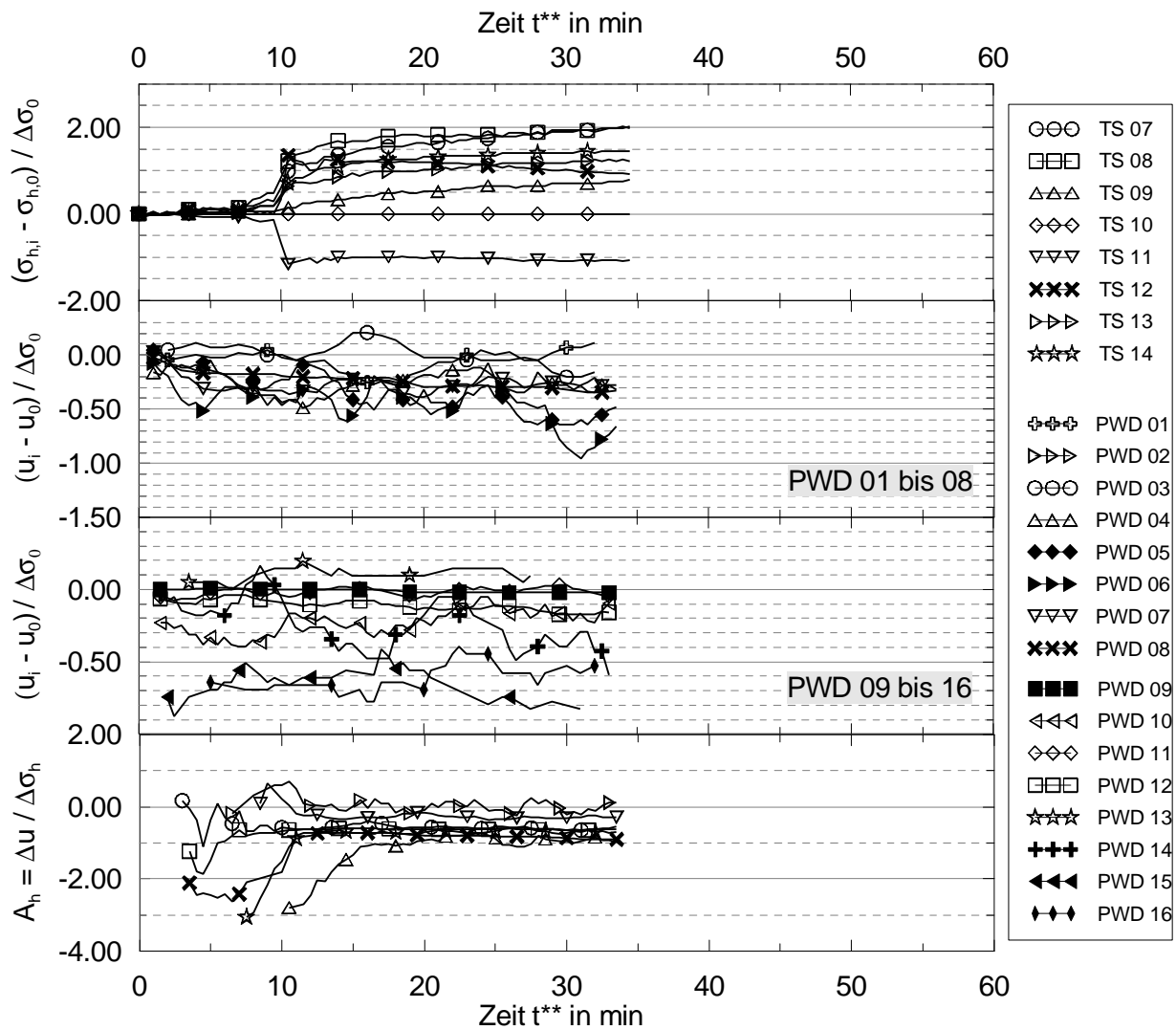


Bild A.31: Spannungsänderung während Belastungsphase 1 (V-14)

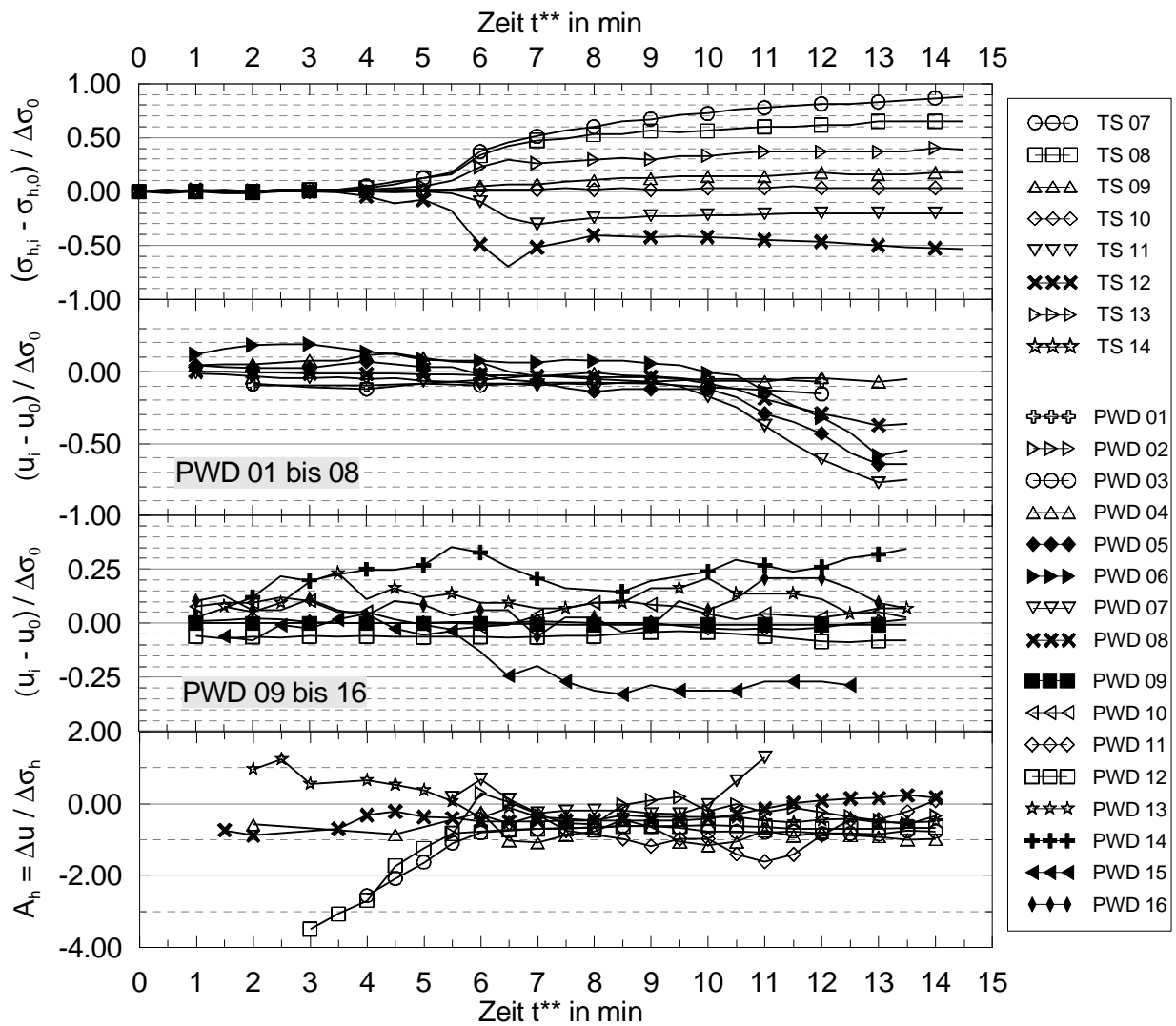


Bild A.32: Spannungsänderung während Belastungsphase 2 (V-14)

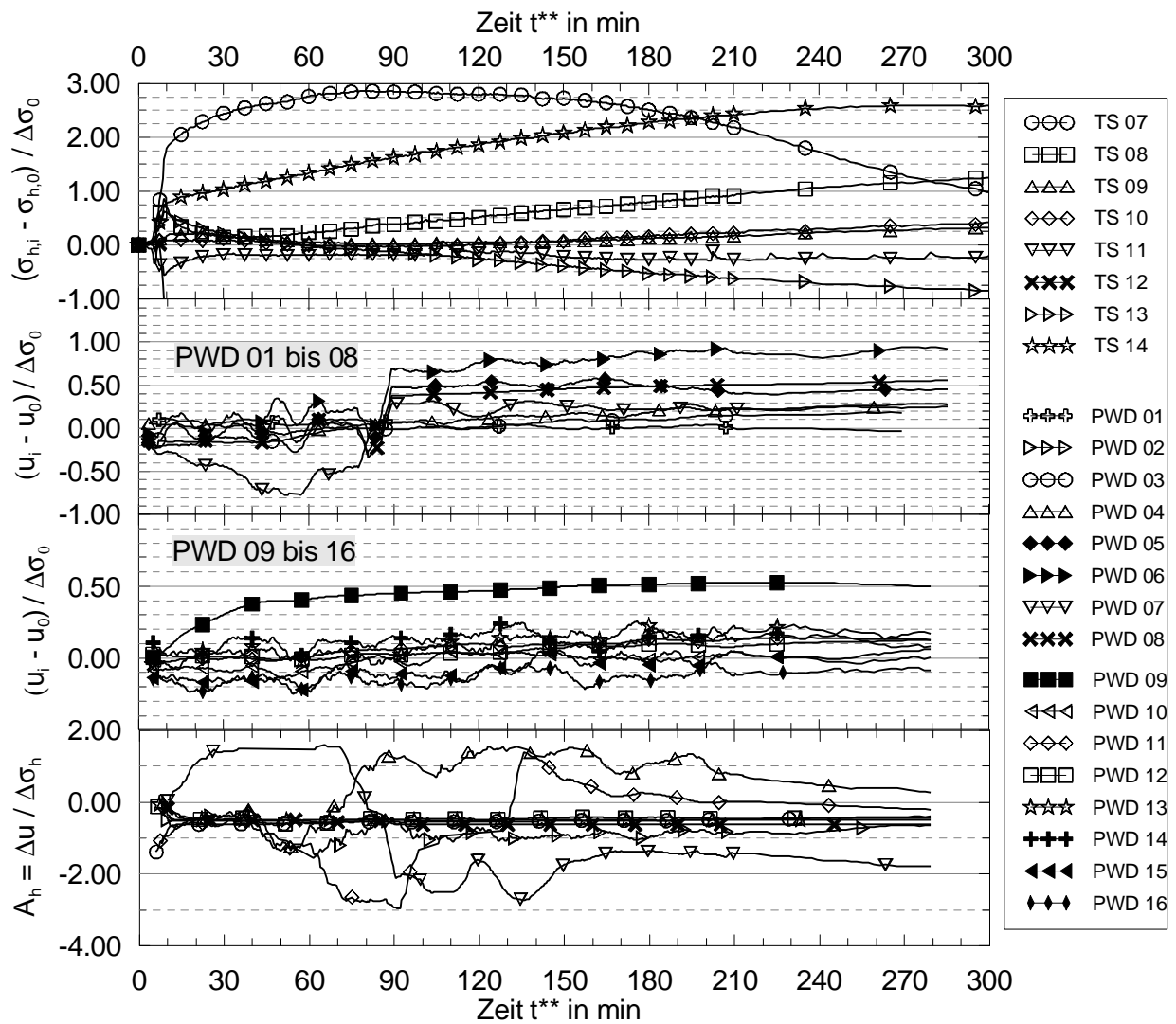


Bild A.33: Spannungsänderung während Belastungsphase 3 (V-14)

A.4.3 Spannungsverformungsverhalten

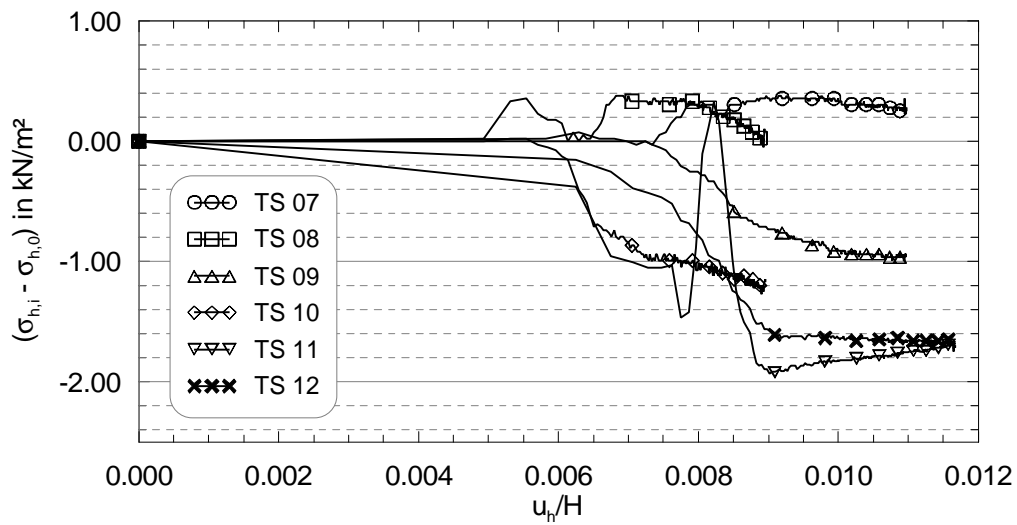


Bild A.34: Spannungsverformungsverhalten während Aushub 3 bei V-14

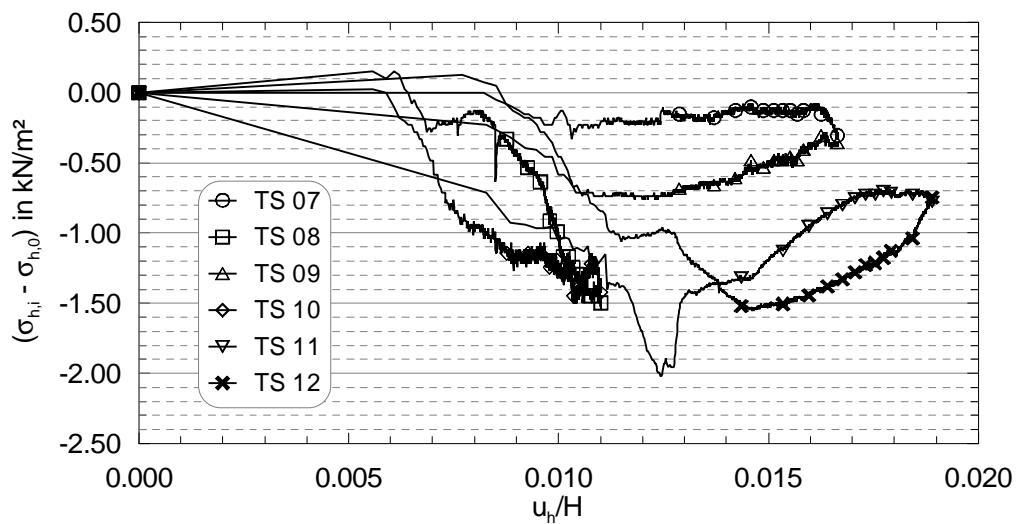


Bild A.35: Spannungsverformungsverhalten während Aushub 4 bei V-14

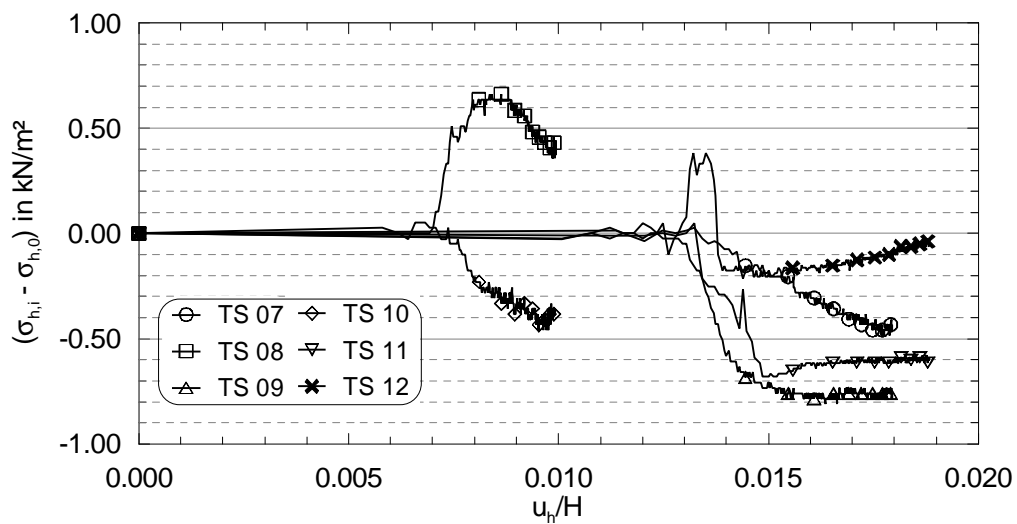


Bild A.36: Spannungsverformungsverhalten während Aushub 5 bei V-14

B Numerische Paramterstudie

B.1 Ergänzende Ergebnisse zum idealisierten Modell A

Tabelle B.1: Variation der Berechnungszeit (Modell A)

Nummer	Bezeichnung	Zeitdauer t in Tage [d]		Wasser- druck
		Konstruktion	Konsolidation	
M-A_46	undränniert	0	-	GWF
M-A_41	gekoppelt t = 1	1	-	GWF
M-A_42	gekoppelt t = 2	2	-	GWF
M-A_43	gekoppelt t = 3 (REF)	3	-	GWF
M-A_19	gekoppelt t = 3 (PL)	1	-	PL
M-A_44	gekoppelt t = 5	5	-	GWF
M-A_45	gekoppelt t = 10	10	-	GWF
M-A_36	gekoppelt t = 1 + 4	1	4	GWF
M-A_38	gekoppelt t = 0 + 3	0	3	GWF
M-A_47	gekoppelt t = 1 + ∞	1	∞	GWF
M-A_39	dränniert	0	-	GWF
M-A_68	dränniert	0	-	GWF
GWF: Wasserdruck über Grundwasserströmungsberechnung; PL: Wasserdruck über Grundwasserspiegel				

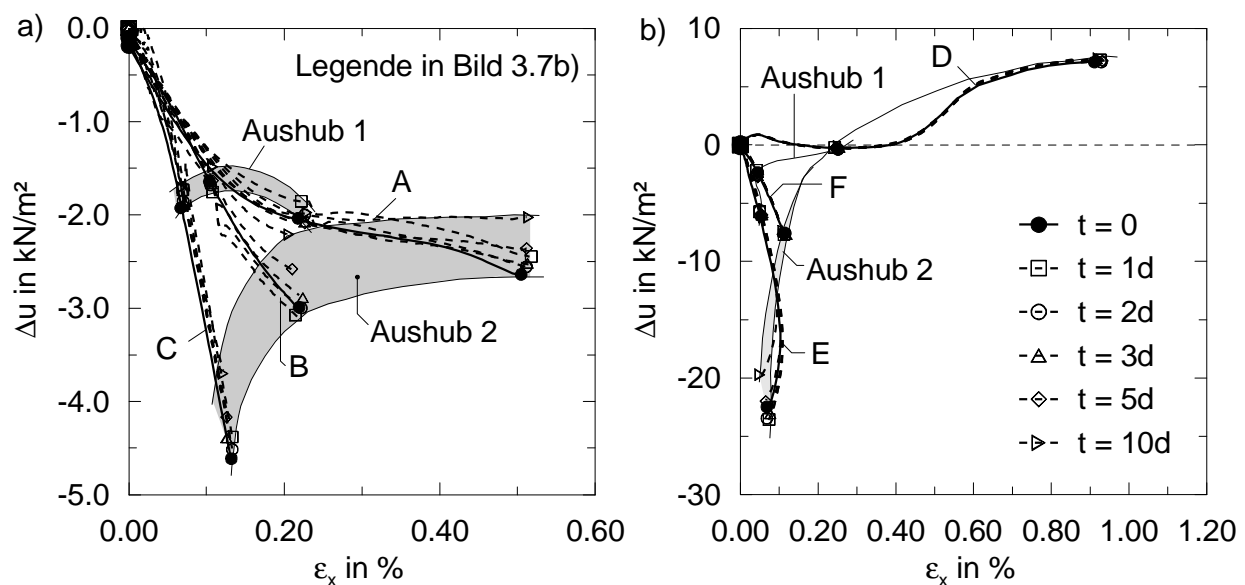
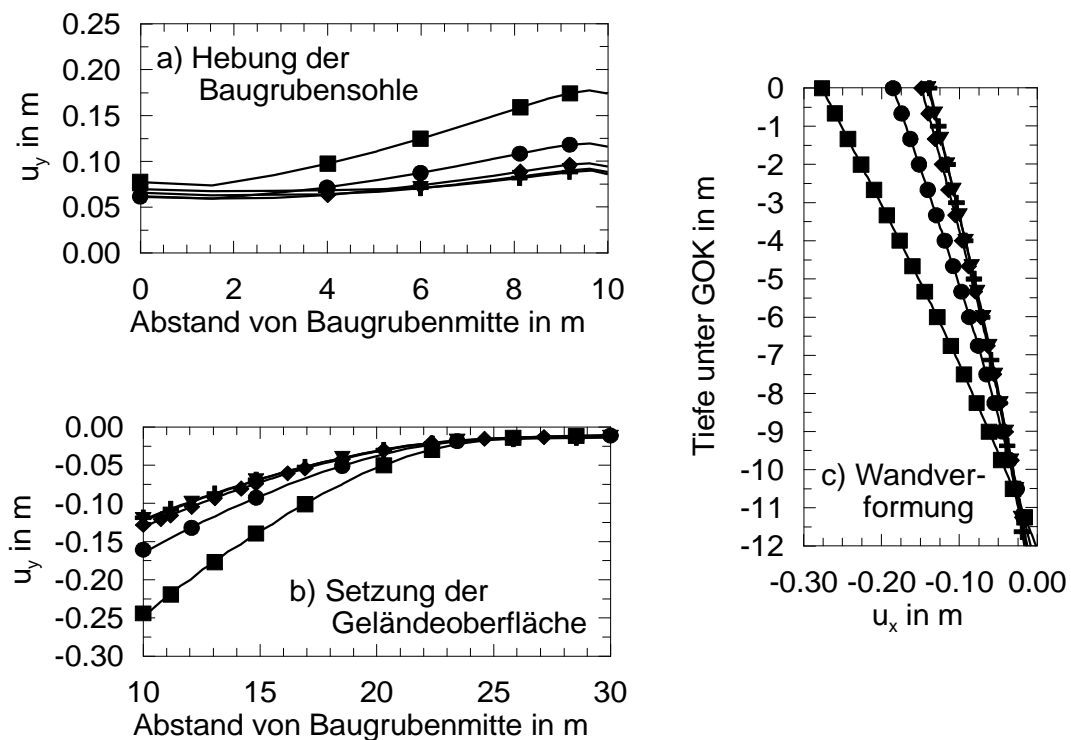


Bild B.1: Einfluss der Zeit auf die Porenwasserdruckänderung in Abhängigkeit horizontaler Dehnungen (Modell A)

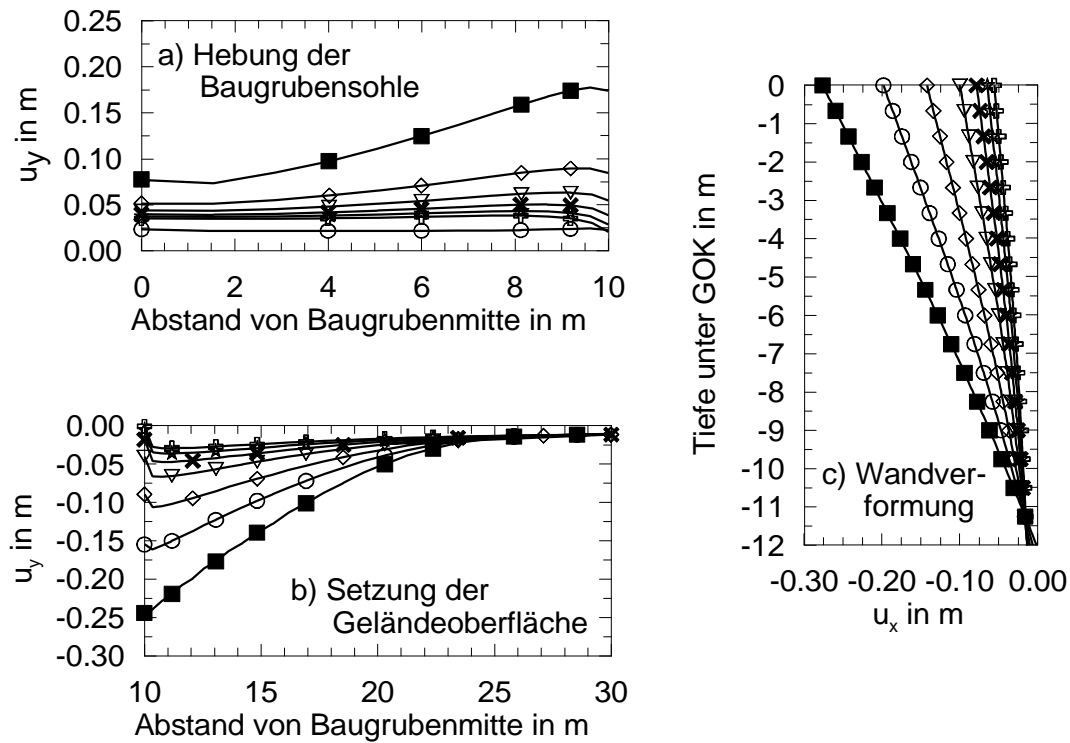
Tabelle B.2: Variation der Scherfestigkeit (Modell A)

Nummer		Scherfestigkeit	
		j' in °	c' in kN/m ²
M-A_58	Reibungswinkel	20,0	0,01
M-A_59		22,5	0,01
M-A_43 REF		25,0	0,01
M-A_60		27,5	0,01
M-A_61		30,0	0,01
M-A_62	Kohäsion	20,0	1,00
M-A_63		20,0	2,50
M-A_64		20,0	5,00
M-A_65		20,0	7,50
M-A_66		20,0	10,00
M-A_67		20,0	12,50

**LEGENDE:**

- ◆ $\varphi' = 25,0^\circ$; $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi' = 20,0^\circ$; $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi' = 22,5^\circ$; $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- ▼ $\varphi' = 27,5^\circ$; $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- ✚ $\varphi' = 30,0^\circ$; $c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$

Bild B.2: Einfluss des Reibungswinkels φ' auf die Verformungen nach AH2 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell A)

**LEGENDE:**

- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 0,01 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 7,50 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 10,0 \text{ kN/m}^2$
- $\phi' = 20,0^\circ; c' = 12,5 \text{ kN/m}^2$

Bild B.3: Einfluss der Kohäsion c' auf die Verformungen nach AH 2 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell A)

Tabelle B.3: Variation der Steifigkeit (Modell A)

Nummer		Steifigkeit in kN/m^2		
		$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	$E_{oed,ref}$
M-A_50	$E_{50,ref}$	2000,0	12.000,0	3000,0
M-A_51		2500,0	12.000,0	3000,0
M-A_43 REF		3000,0	12.000,0	3000,0
M-A_52		3500,0	12.000,0	3000,0
M-A_49		4000,0	12.000,0	3000,0
M-A_55	$E_{ur,ref}$	3000,0	9000,0	3000,0
M-A_53		3000,0	15000,0	3000,0
M-A_64		3000,0	18000,0	3000,0
M-A_65	$E_{oed,ref}$	3000,0	12.000,0	2000,0
M-A_66		3000,0	12.000,0	3000,0

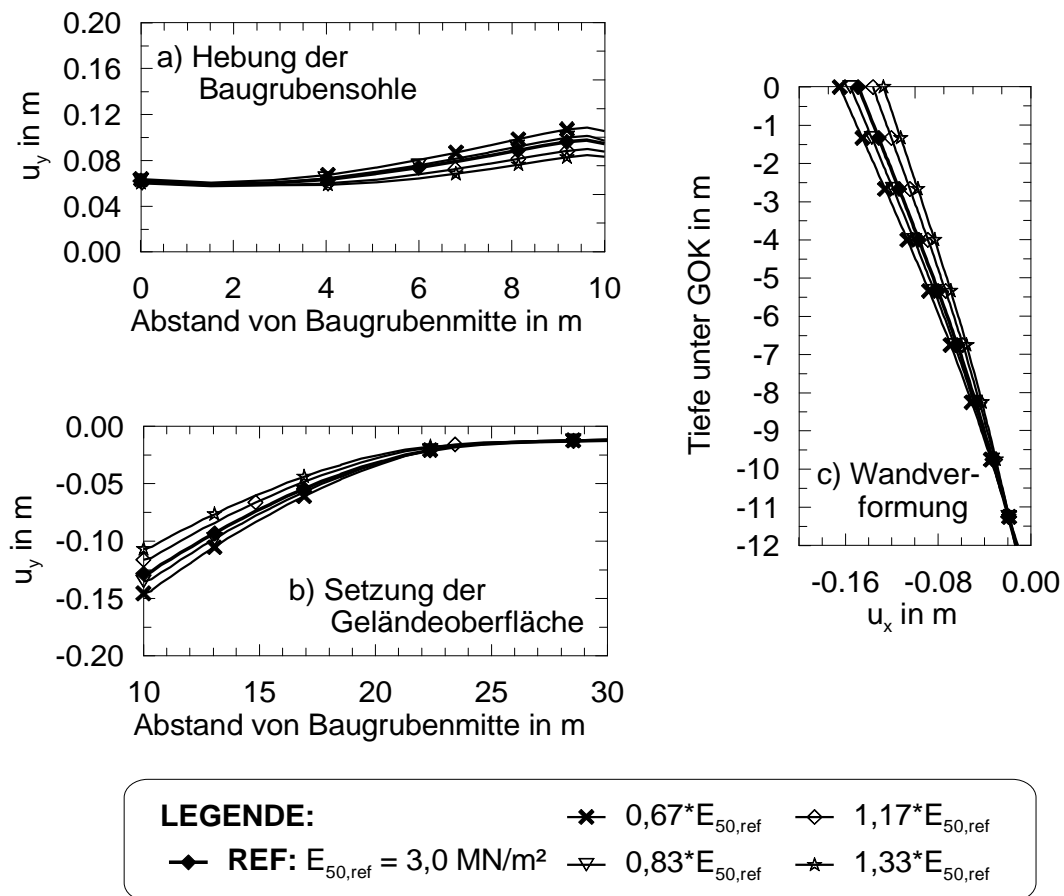


Bild B.4: Einfluss von $E_{50,ref}$ auf die Verformungen nach AH 2 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell A)

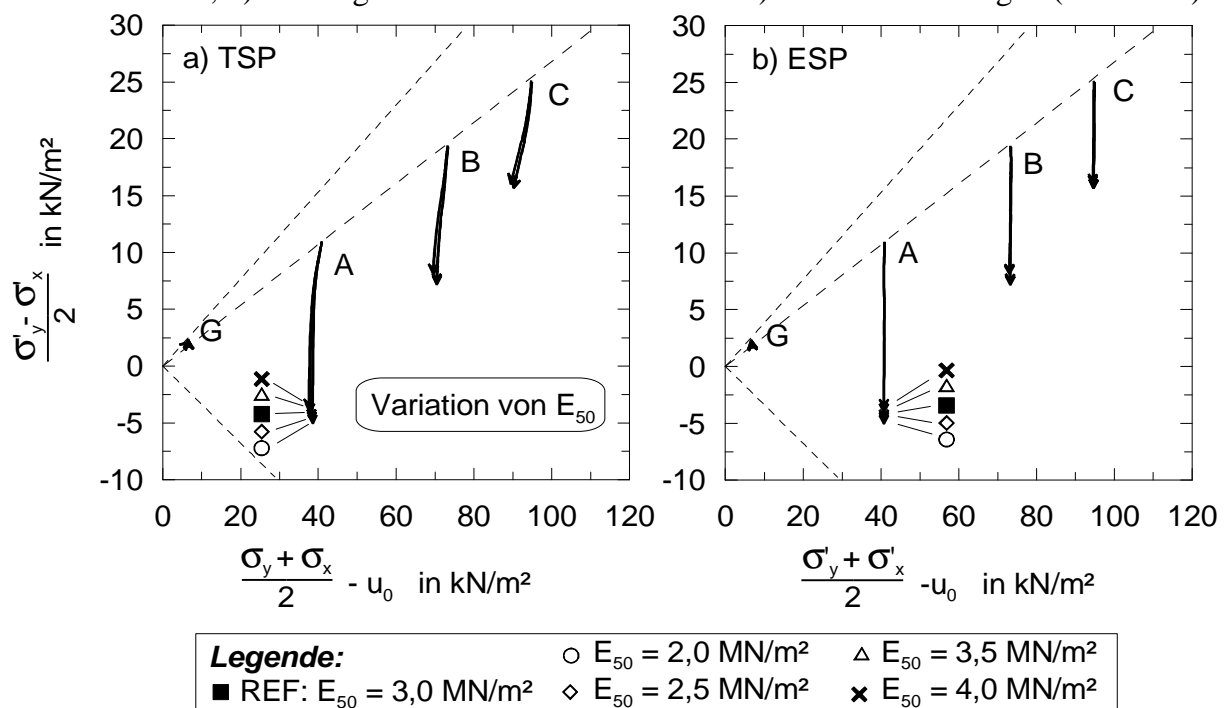


Bild B.5: Einfluss von $E_{50,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

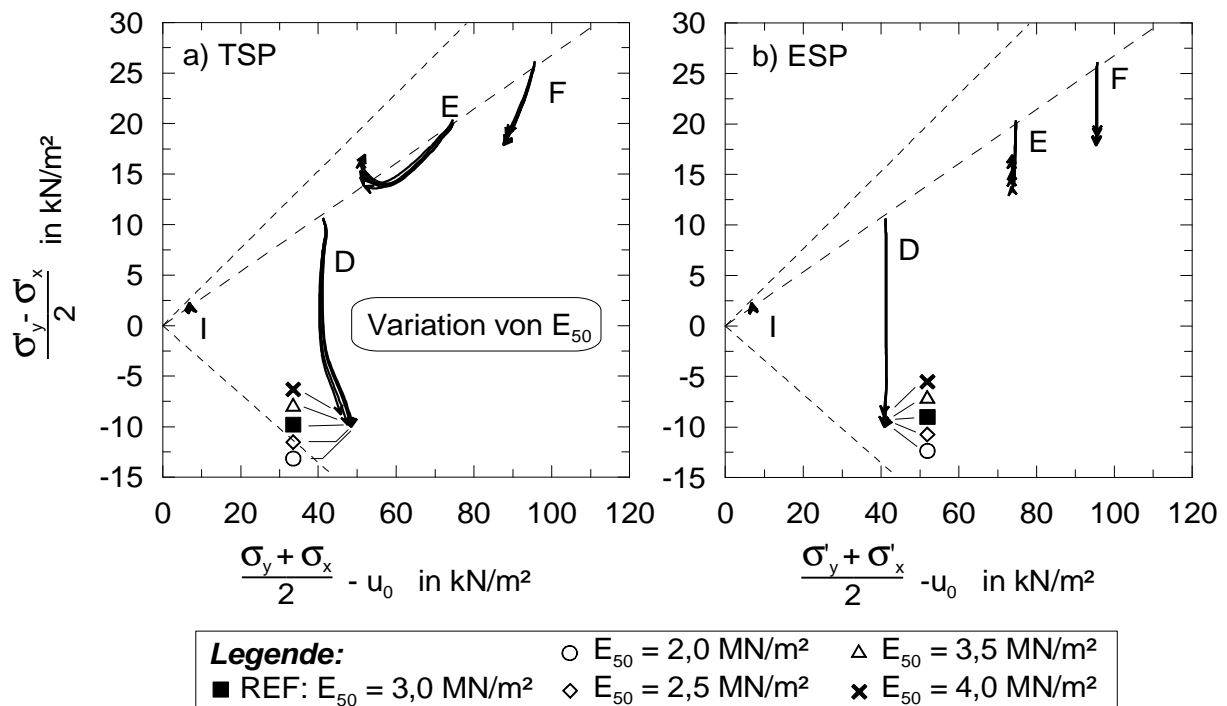


Bild B.6: Einfluss von $E_{50,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

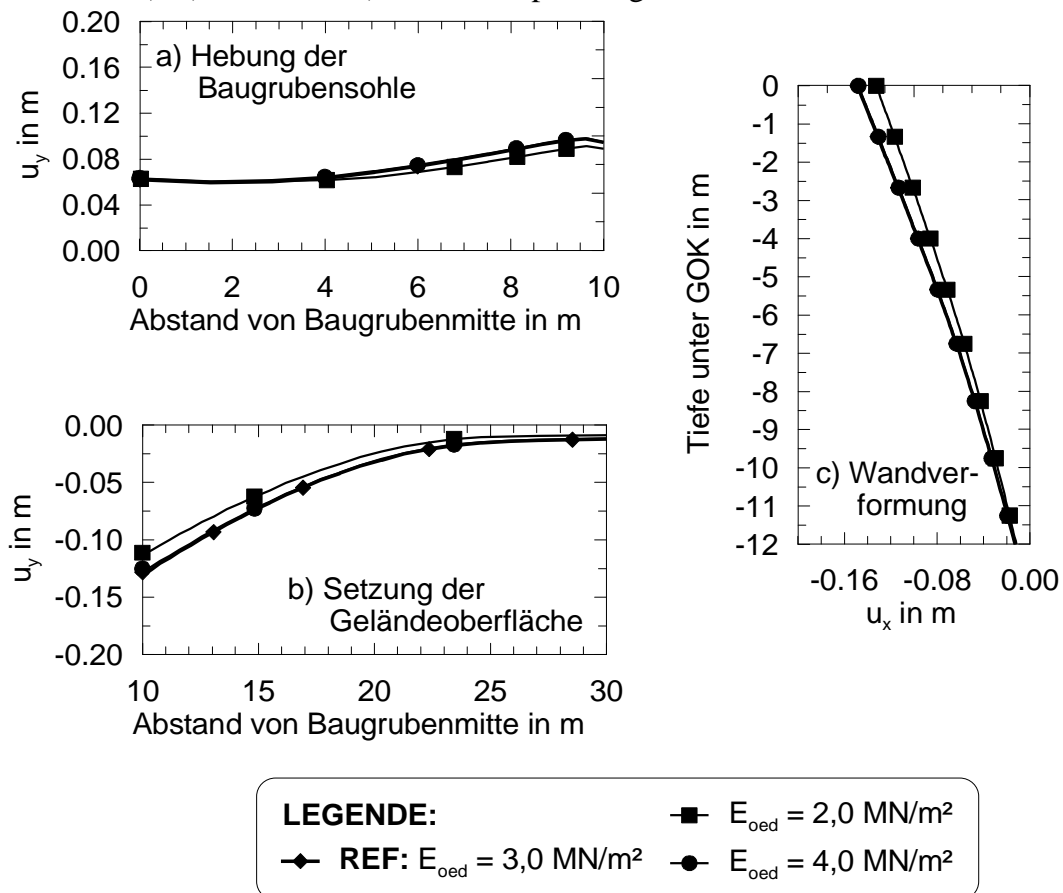


Bild B.7: Einfluss von $E_{oed,ref}$ auf die Verformungen nach AH 2 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell A)

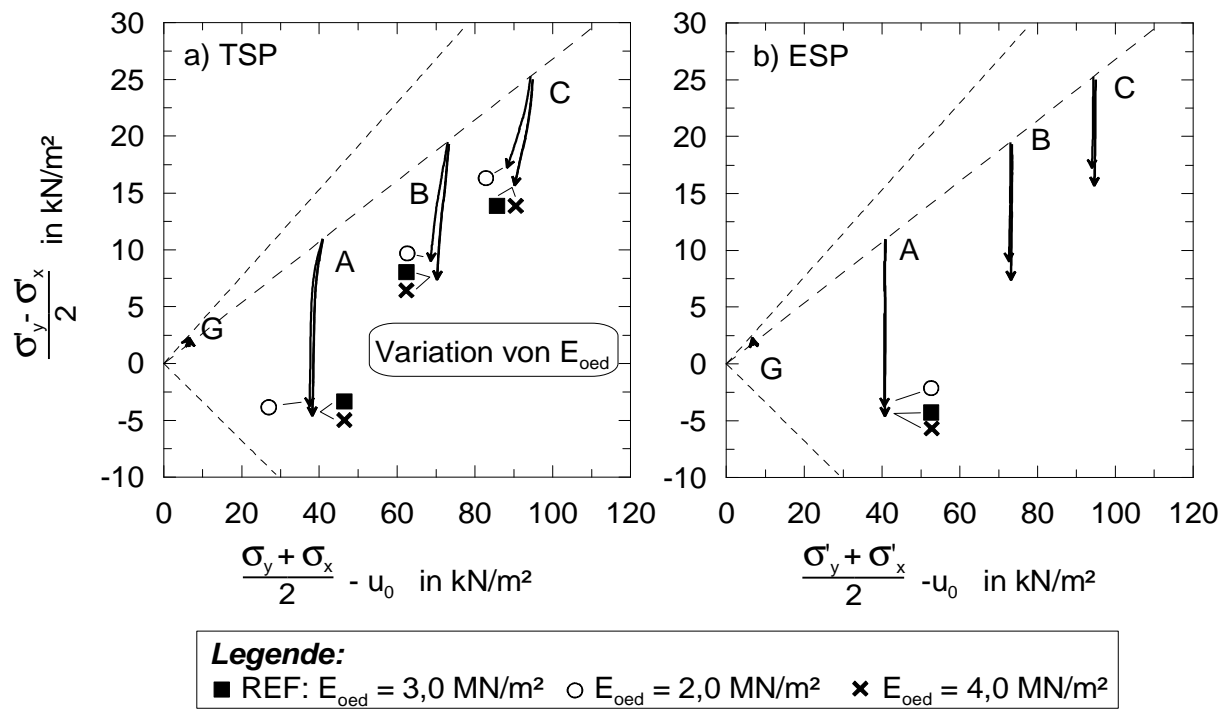


Bild B.8: Einfluss von $E_{oed,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

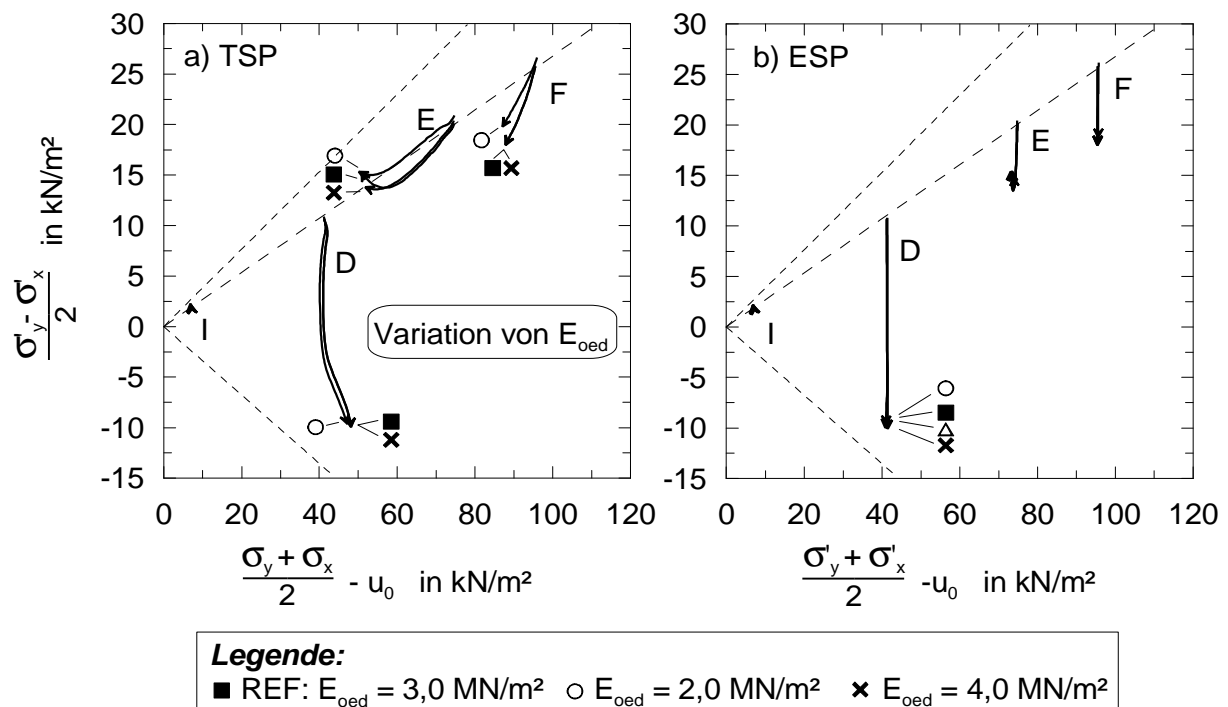


Bild B.9: Einfluss von $E_{oed,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

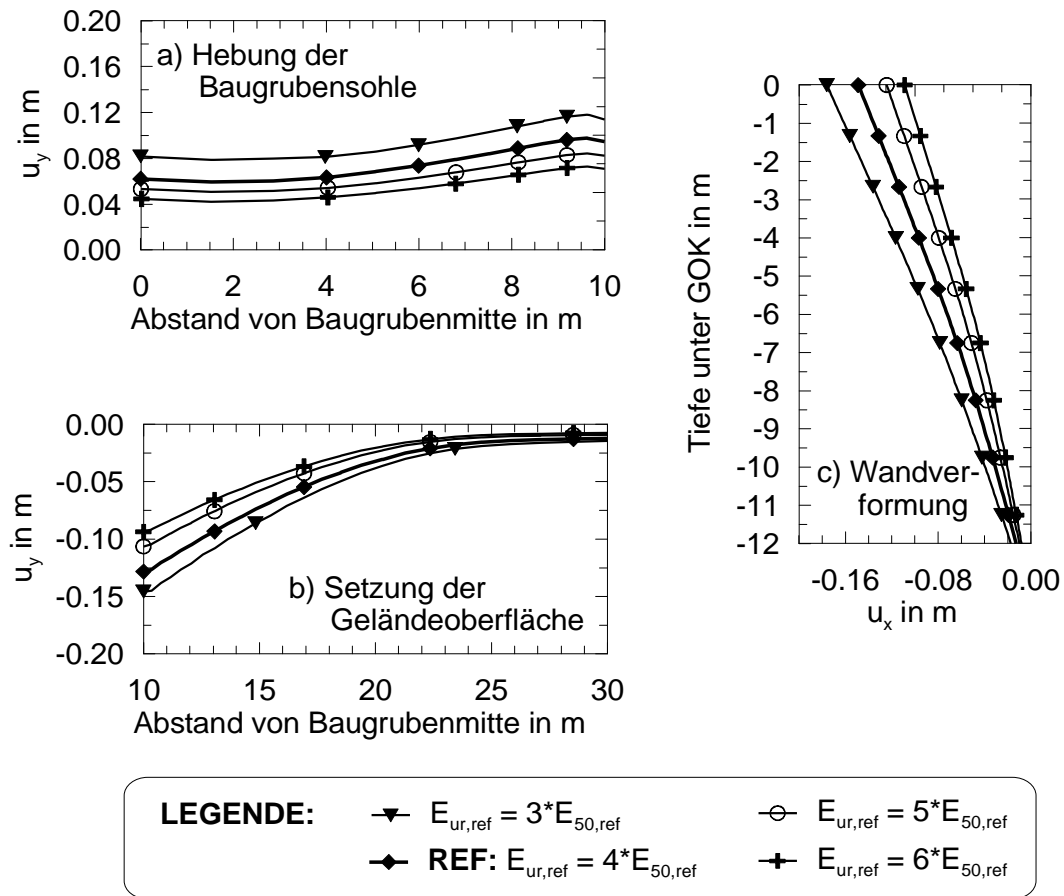


Bild B.10: Einfluss von $E_{ur,ref}$ auf die Verformungen nach AH 2 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell A)

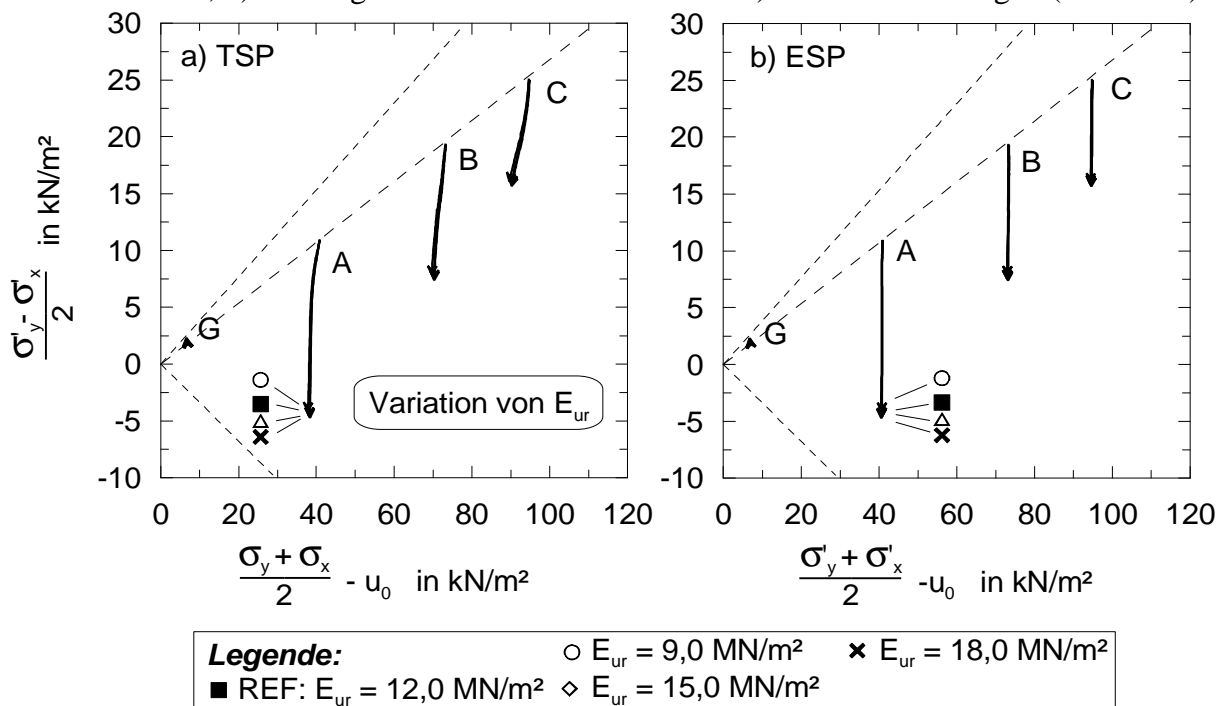


Bild B.11: Einfluss von $E_{ur,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

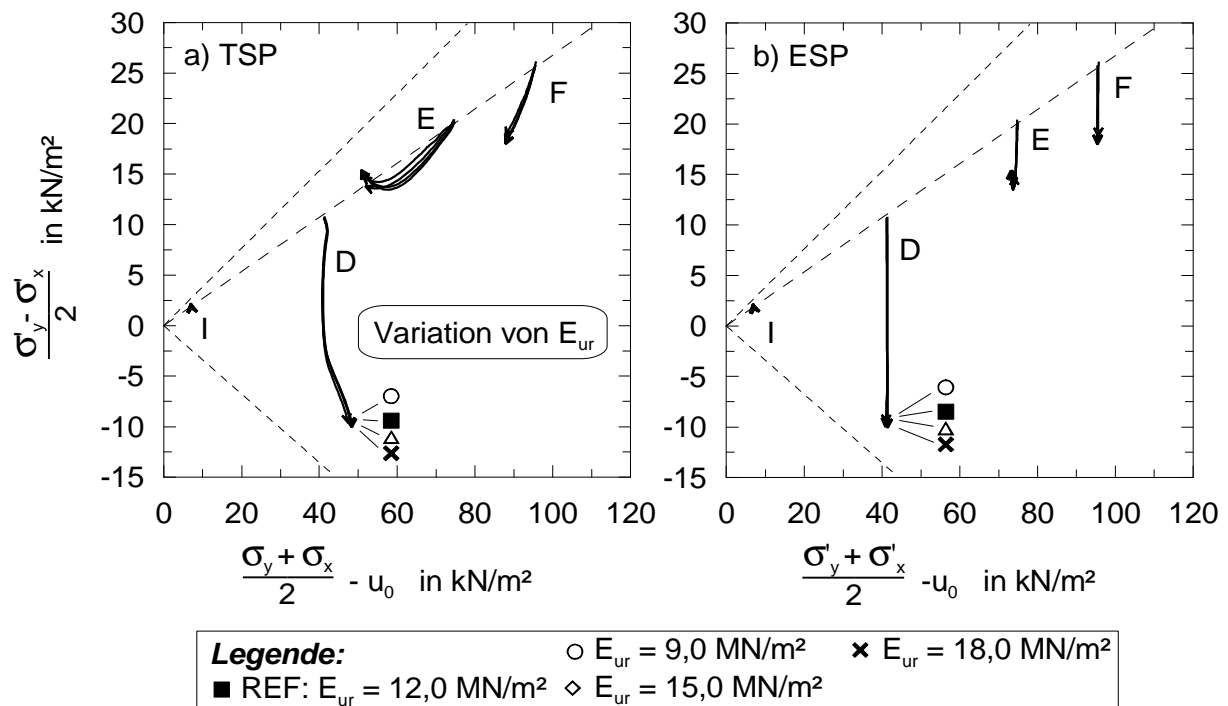


Bild B.12: Einfluss von $E_{ur,ref}$ auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A)

- a) totale Spannungsverläufe (TSP) und
b) effektive Spannungsverläufe (ESP)

Tabelle B.4: Variation der Biegesteifigkeit der Verbauwand (Modell A)

Nummer	EI in kNm^2/m	
M-A_31	115.000,0	$0,5 EI_{ref}$
M-A_43 REF	231.950,0	EI_{ref}
M-A_28e	460.000,0	$2 EI_{ref}$
M-A_29	1.150.000,0	$5 EI_{ref}$
M-A_30	2.300.000,0	$10 EI_{ref}$

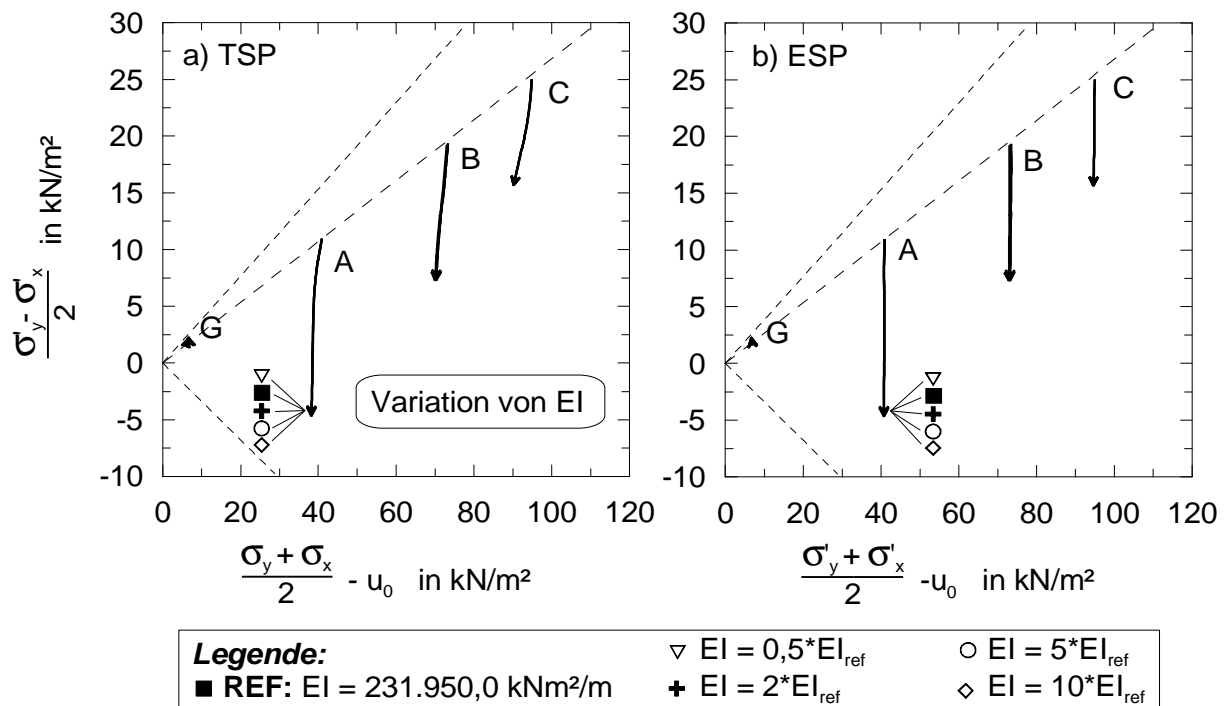


Bild B.13: Einfluss der Biegesteifigkeit EI der Verbauwand auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (Modell A), a) totale Spannungsverläufe und b) effektive Spannungsverläufe

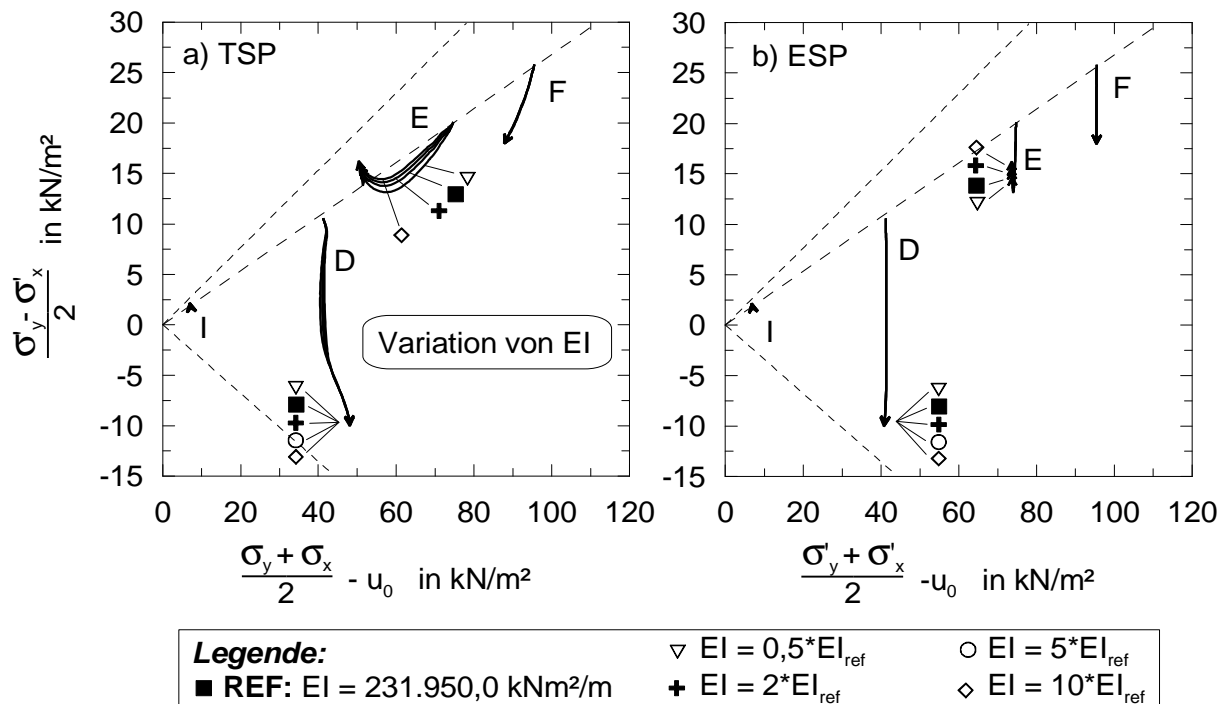
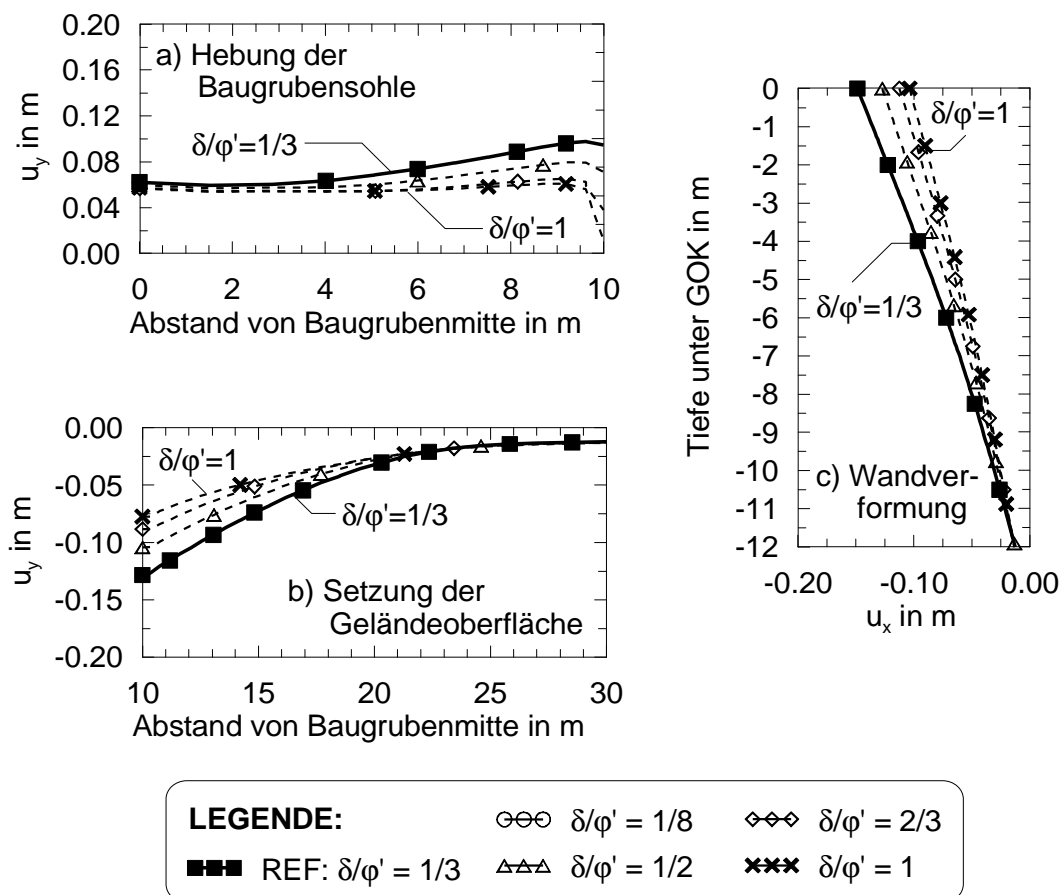


Bild B.14: Einfluss der Biegesteifigkeit EI der Verbauwand auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (Modell A), a) totale Spannungsverläufe und b) effektive Spannungsverläufe

Tabelle B.5: Variation der Interface-Element Eigenschaften (Modell A)

Nummer		Interface	
		d/j'	R_{inter}
M-A_23a	d/j'	1/8	1,0
M-A_43 REF		1/3	1,0
M-A_20		1/2	1,0
M-A_21		2/3	1,0
M-A_22		1/1	1,0
M-A_24	R_{inter}	-	1/3
M-A_25		-	2/3
M-A_26		-	1,0

**Bild B.15:** Einfluss von d/j' auf die Verformungen nach AH 2

- a) Hebung der Baugrubensohle,
- b) Setzung der Geländeoberfläche und
- c) Wandverformungen (Modell A)

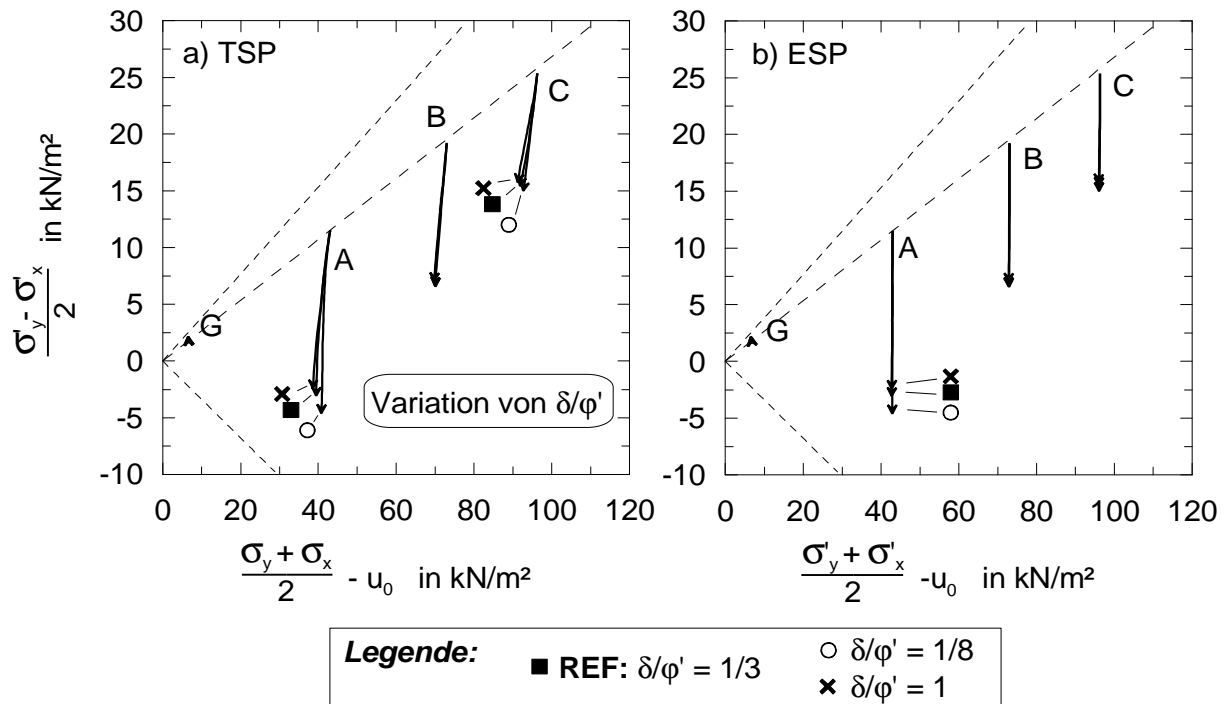


Bild B.16: Einfluss von d/j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B, C und G (M-A)

- a) totale Spannungsverläufe und
- b) effektive Spannungsverläufe

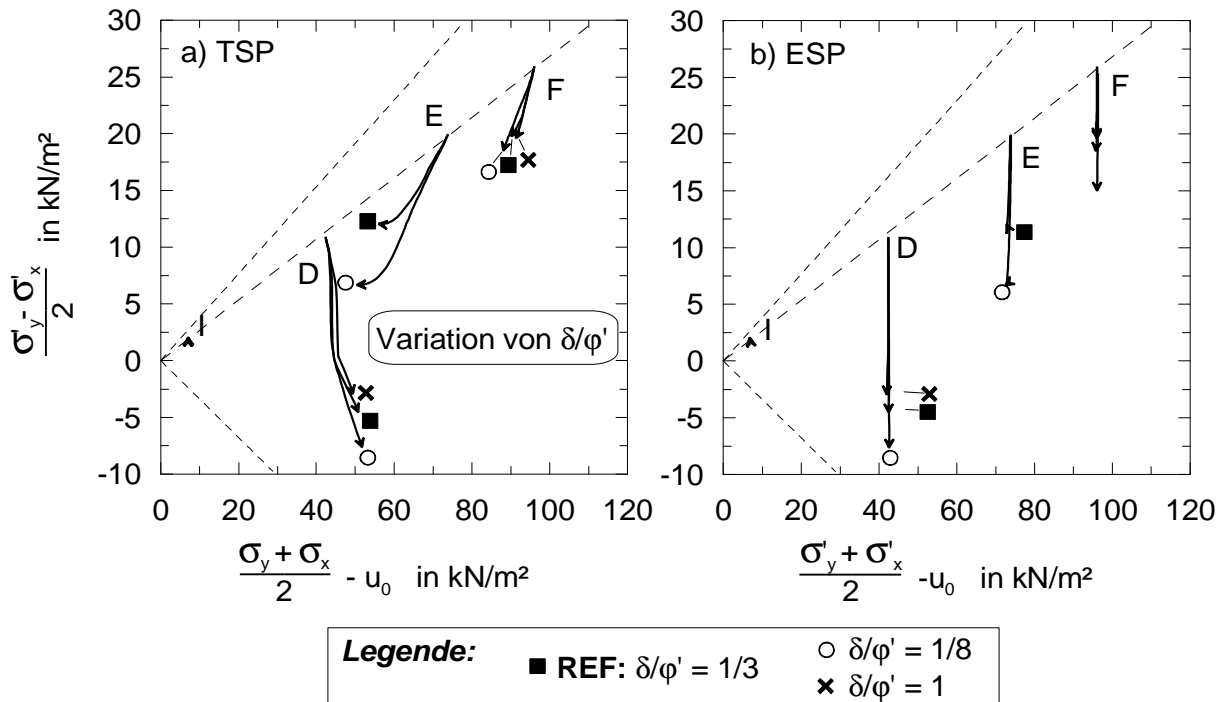
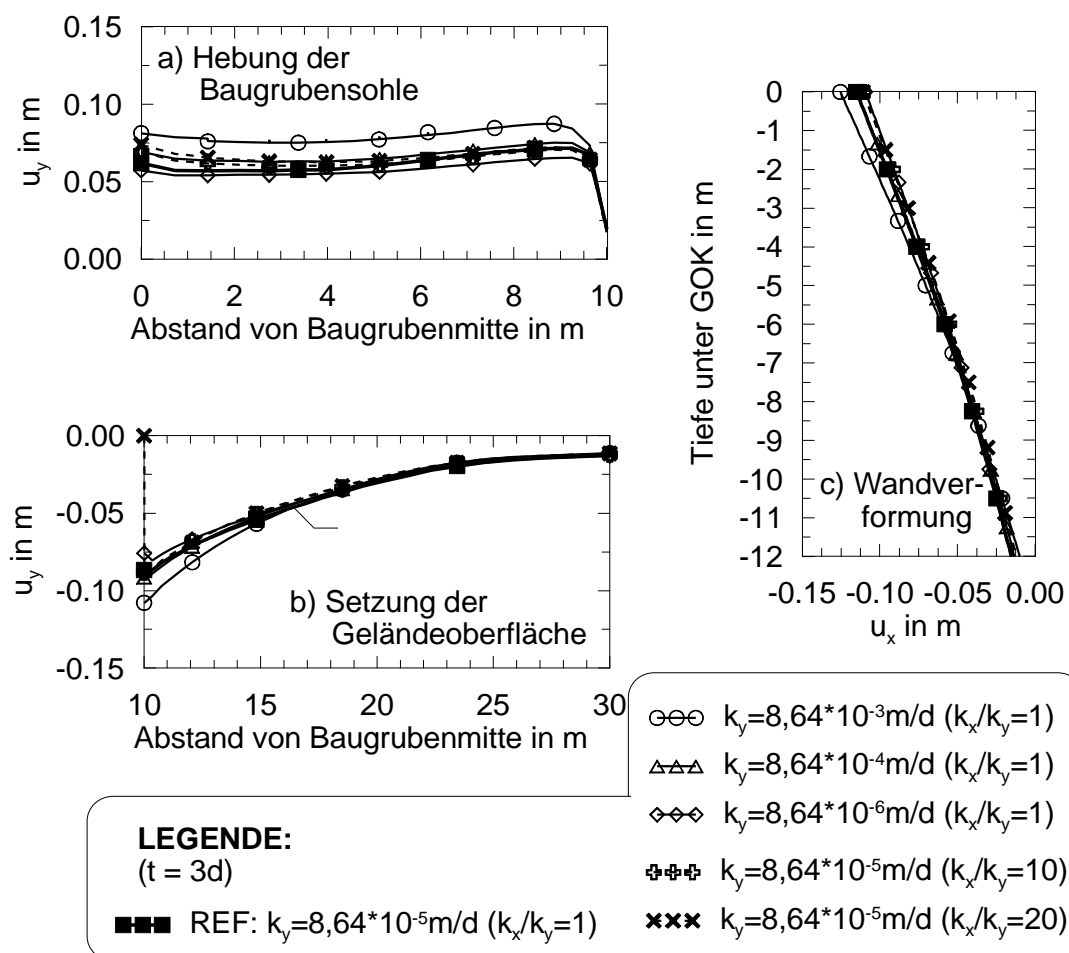


Bild B.17: Einfluss von d/j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E, F und I (M-A)

- a) totale Spannungsverläufe und
- b) effektive Spannungsverläufe

Tabelle B.6: Variation der Durchlässigkeit (Modell A)

Nummer		k in m/d	
		k_y	k_x
M-A_09	isotrop	8,64E-06	8,64E-06
M-A_43 REF		8,64E-05	8,64E-05
M-A_07		8,64E-04	8,64E-04
M-A_08		8,64E-03	8,64E-03
M-A_12	anisotrop	8,64E-05	8,64E-04
M-A_13		8,64E-05	1,73E-03

**Bild B.18:** Einfluss der Durchlässigkeit k auf die Verformungen nach AH 2

- a) Hebung der Baugrubensohle,
- b) Setzung der Geländeoberfläche und
- c) Wandverformungen (Modell A)

B.2 Ergänzende Ergebnisse zum idealisierten Modell B

Tabelle B.7: Variation der Berechnungszeit (Modell B)

Nummer	Bezeichnung	Zeitdauer t in Tage [d]		Wasser- druck
		Konstruktion	Konsolidation	
M-B_25	undrännert	0	-	GWF
M-B_01	gekoppelt t = 3 (REF)	3	-	GWF
M-B_26	drännert	0	-	GWF

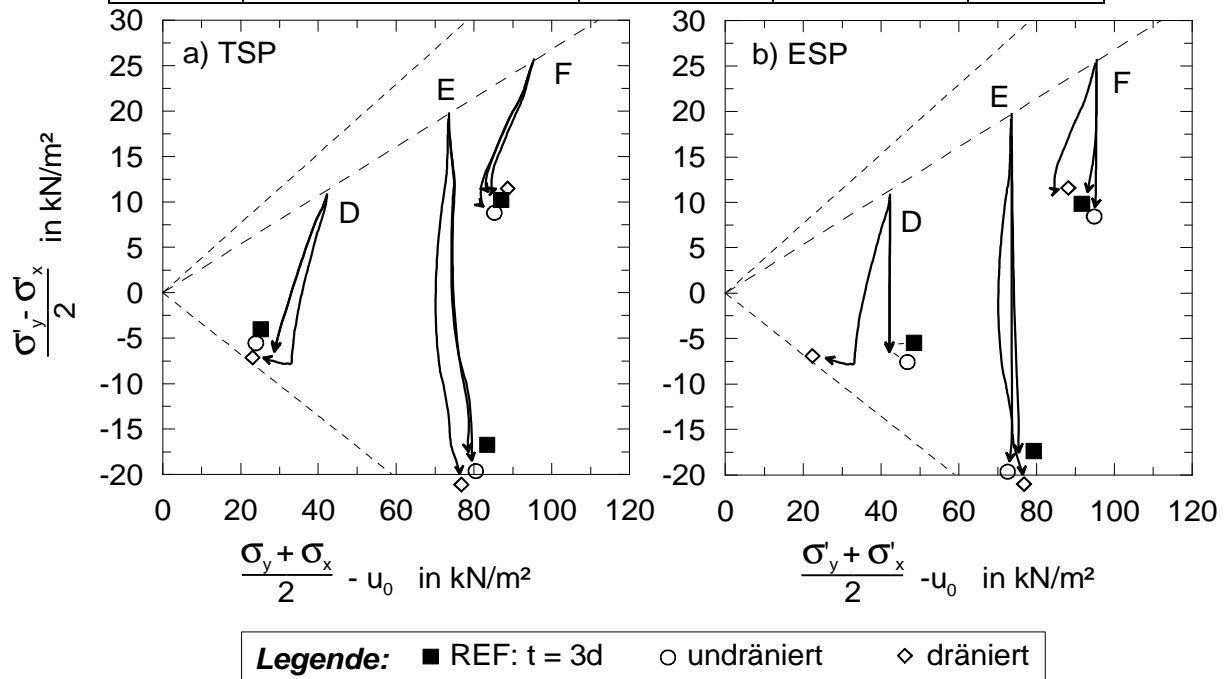


Bild B.19: Einfluss der Zeit und der Berechnungsart auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E und F, a) totale und b) effektive Spannungsverläufe (Modell B)

Tabelle B.8: Variation der Scherfestigkeit (Modell B)

Nummer		Scherfestigkeit	
		j' in °	c' in kN/m ²
M-B_02	Reibungswinkel	20,0	0,01
M-B_03		22,5	0,01
M-B_01 REF		25,0	0,01
M-B_04		27,5	0,01
M-B_05		30,0	0,01
M-B_06	Kohäsion	20,0	2,50
M-B_07		20,0	5,00
M-B_08		20,0	7,50
M-B_09		20,0	10,00

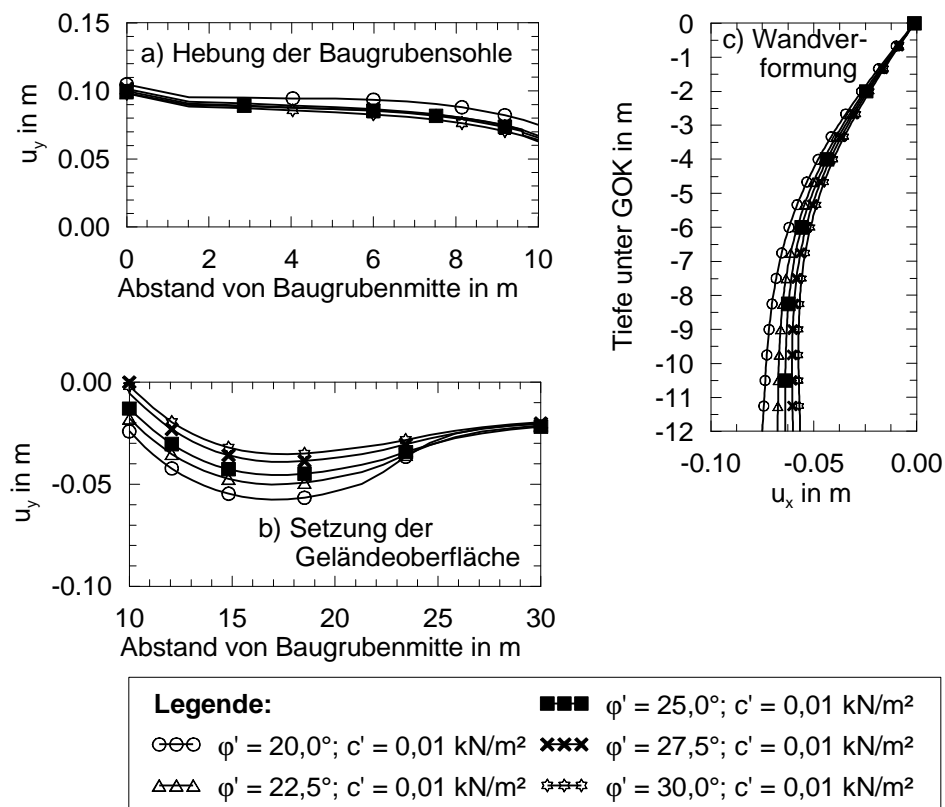


Bild B.20: Einfluss des Reibungswinkels ϕ' auf die Verformungen nach AH4 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell B)

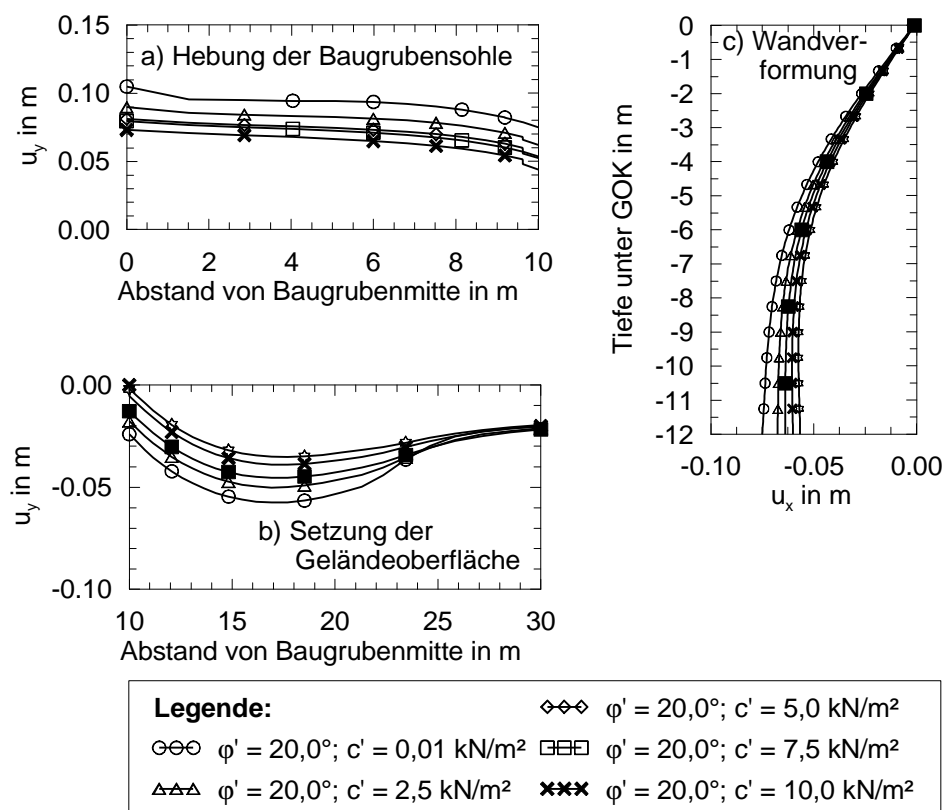


Bild B.21: Einfluss der Kohäsion auf die Verformungen nach AH4 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell B)

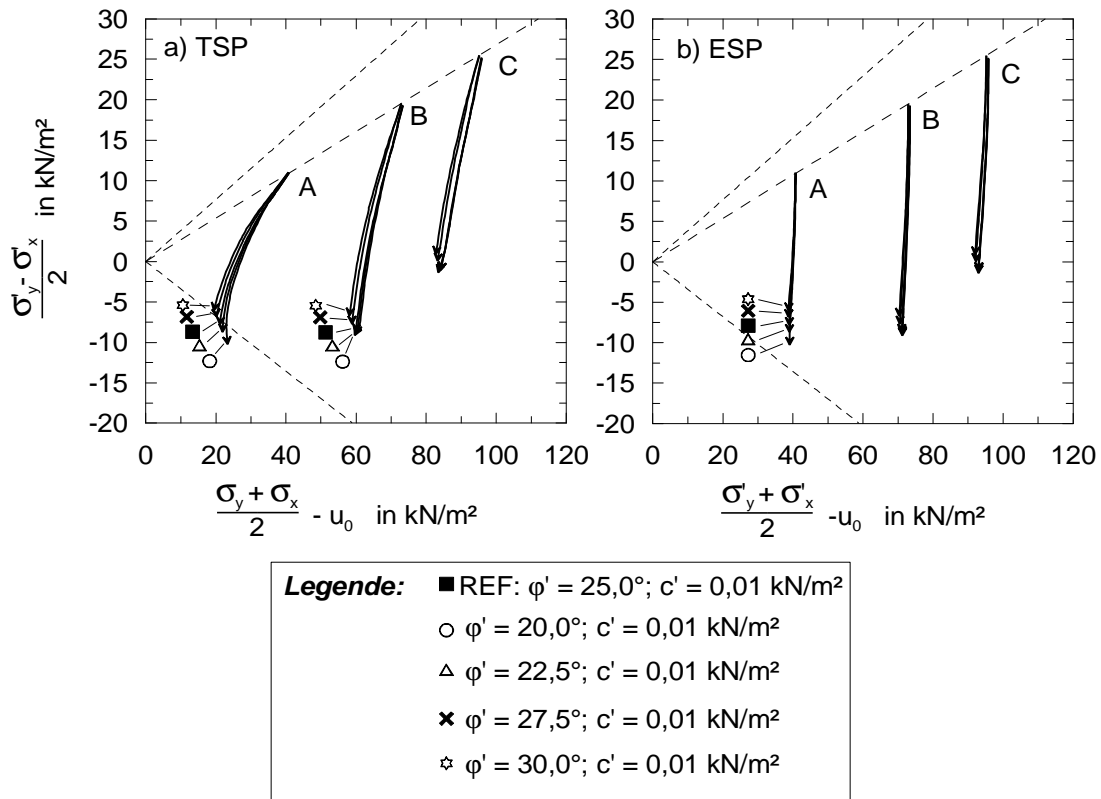


Bild B.22: Einfluss Reibungswinkels j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B und C (Modell B), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

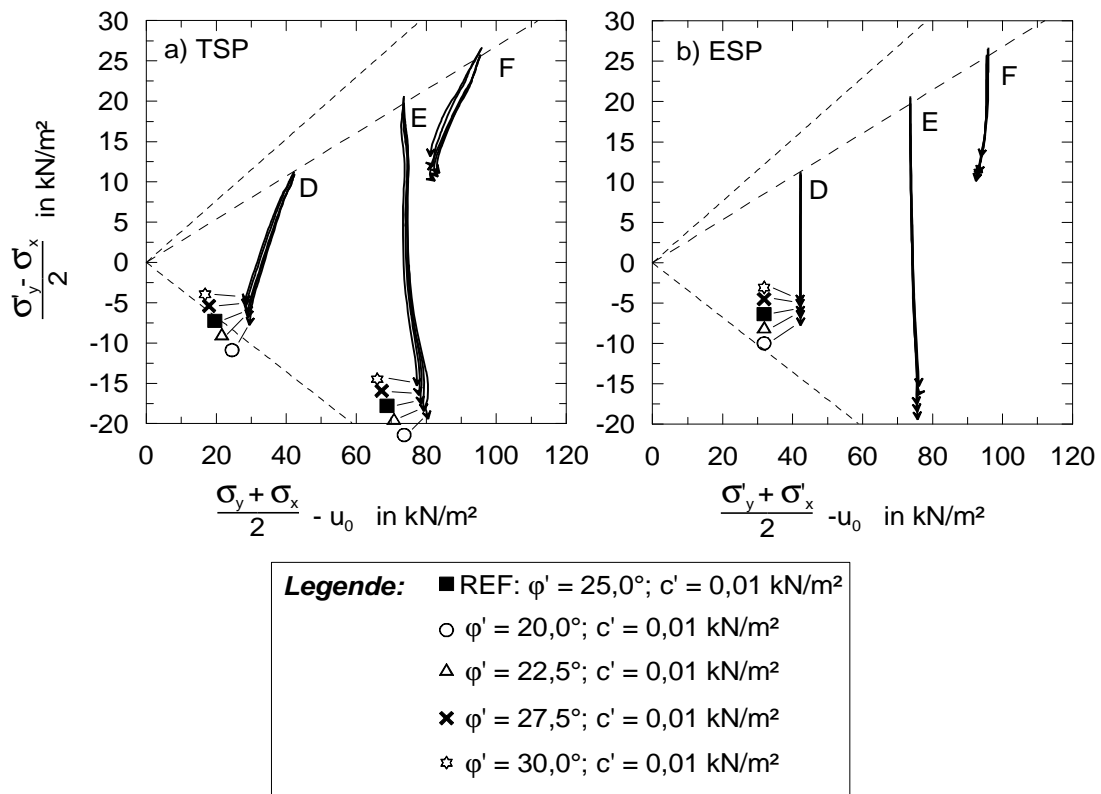


Bild B.23: Einfluss Reibungswinkels j' auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E und F (Modell B), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

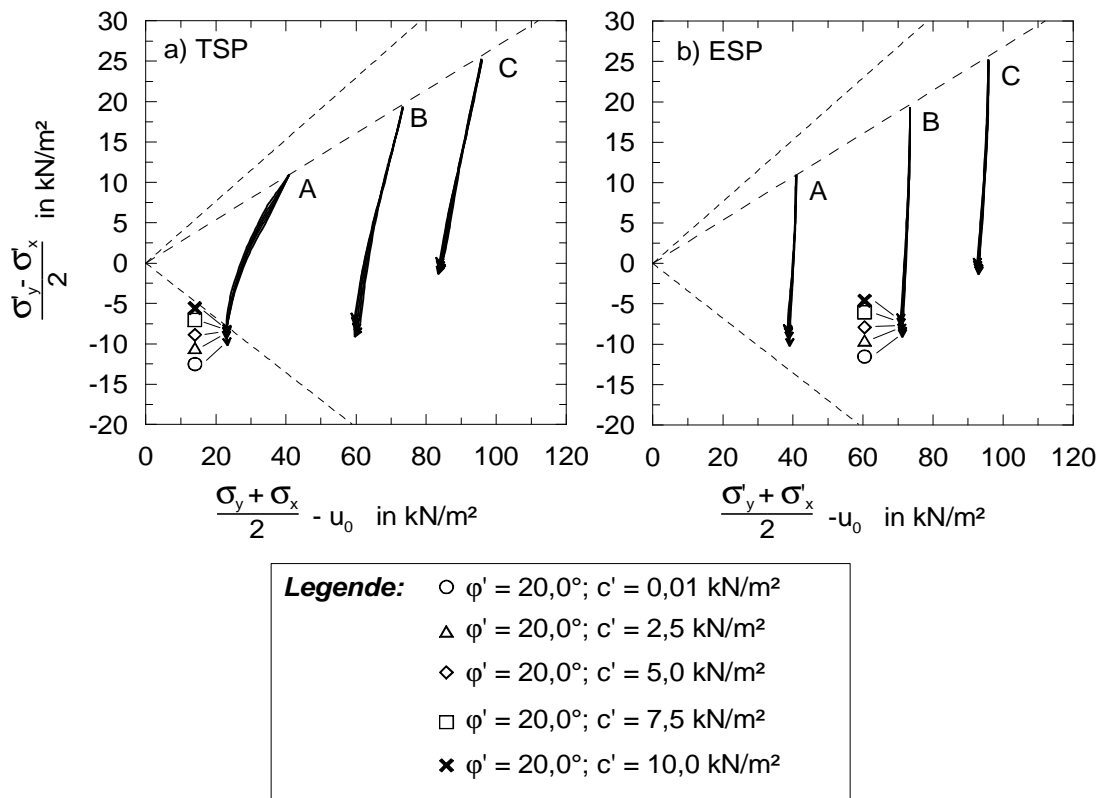


Bild B.24: Einfluss der Kohäsion auf die Spannungsverläufe für die Punkte A, B und C (Modell B), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

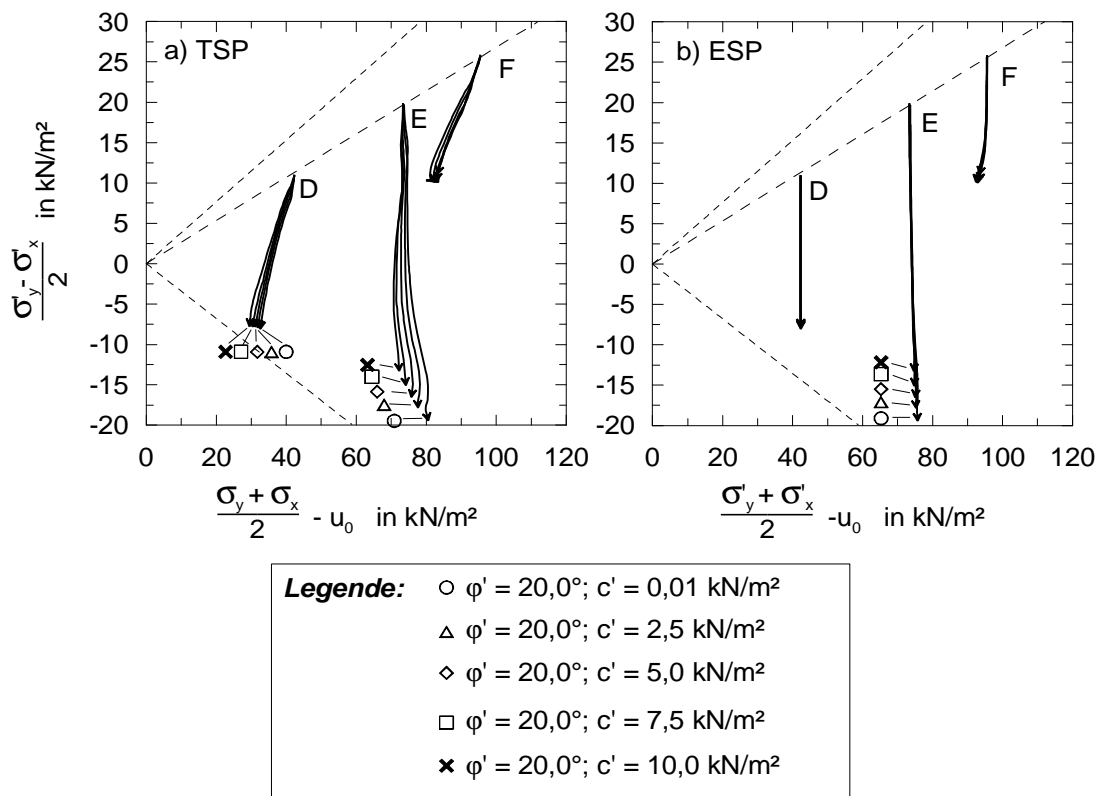


Bild B.25: Einfluss der Kohäsion auf die Spannungsverläufe für die Punkte D, E und F (Modell B), a) totale und b) effektive Spannungsverläufe

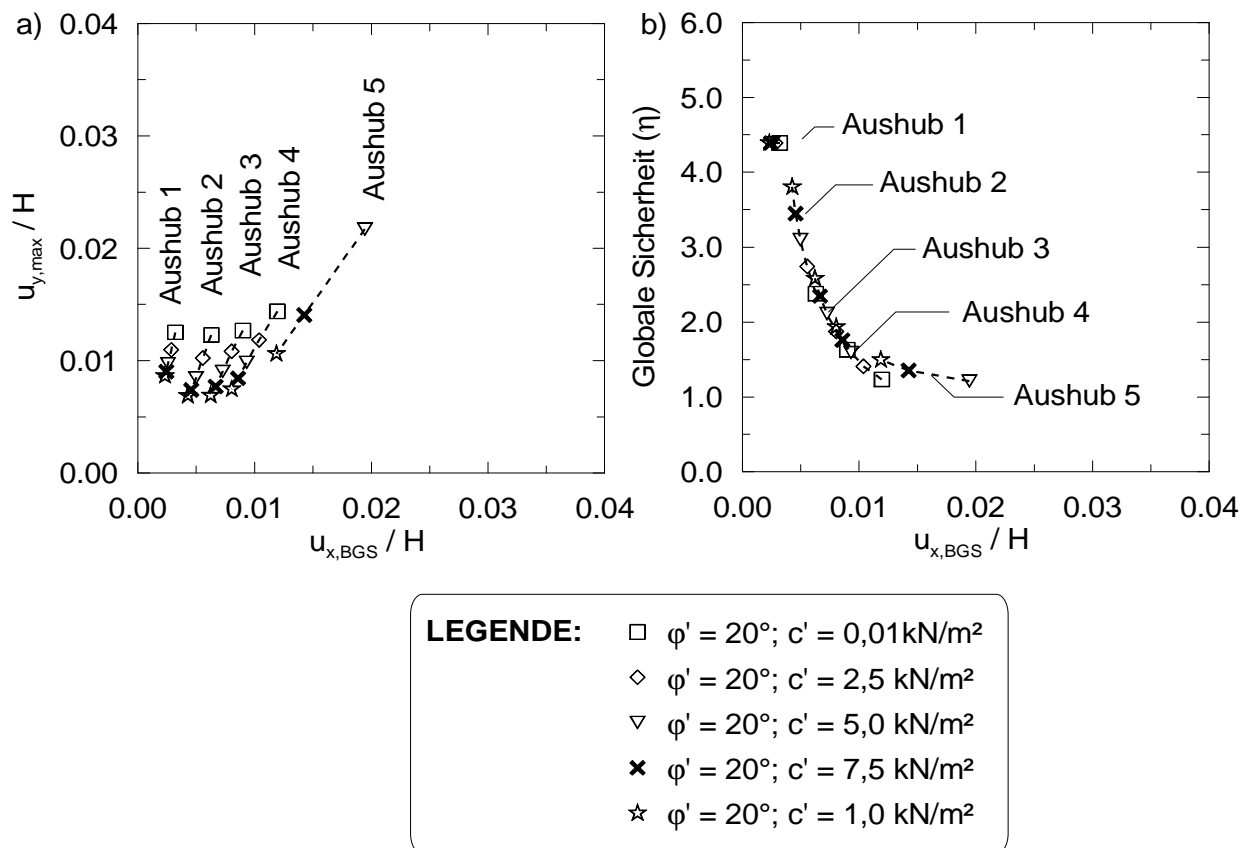


Bild B.26: Einfluss der Kohäsion auf
a) normierte Verformungen und
b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell B)

Tabelle B.9: Variation der Steifigkeit (Modell B)

Nummer		Steifigkeit in kN/m^2		
		$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	$E_{oed,ref}$
M-B_17	$E_{50,ref}$	2000,0	12.000,0	3000,0
M-B_18		2500,0	12.000,0	3000,0
M-B_01 REF		3000,0	12.000,0	3000,0
M-B_16		4000,0	12.000,0	3000,0
M-B_21	$E_{ur,ref}$	3000,0	9000,0	3000,0
M-B_19		3000,0	15000,0	3000,0
M-B_20		3000,0	18000,0	3000,0
M-B_23	$E_{oed,ref}$	3000,0	12.000,0	2000,0
M-B_22		3000,0	12.000,0	3000,0

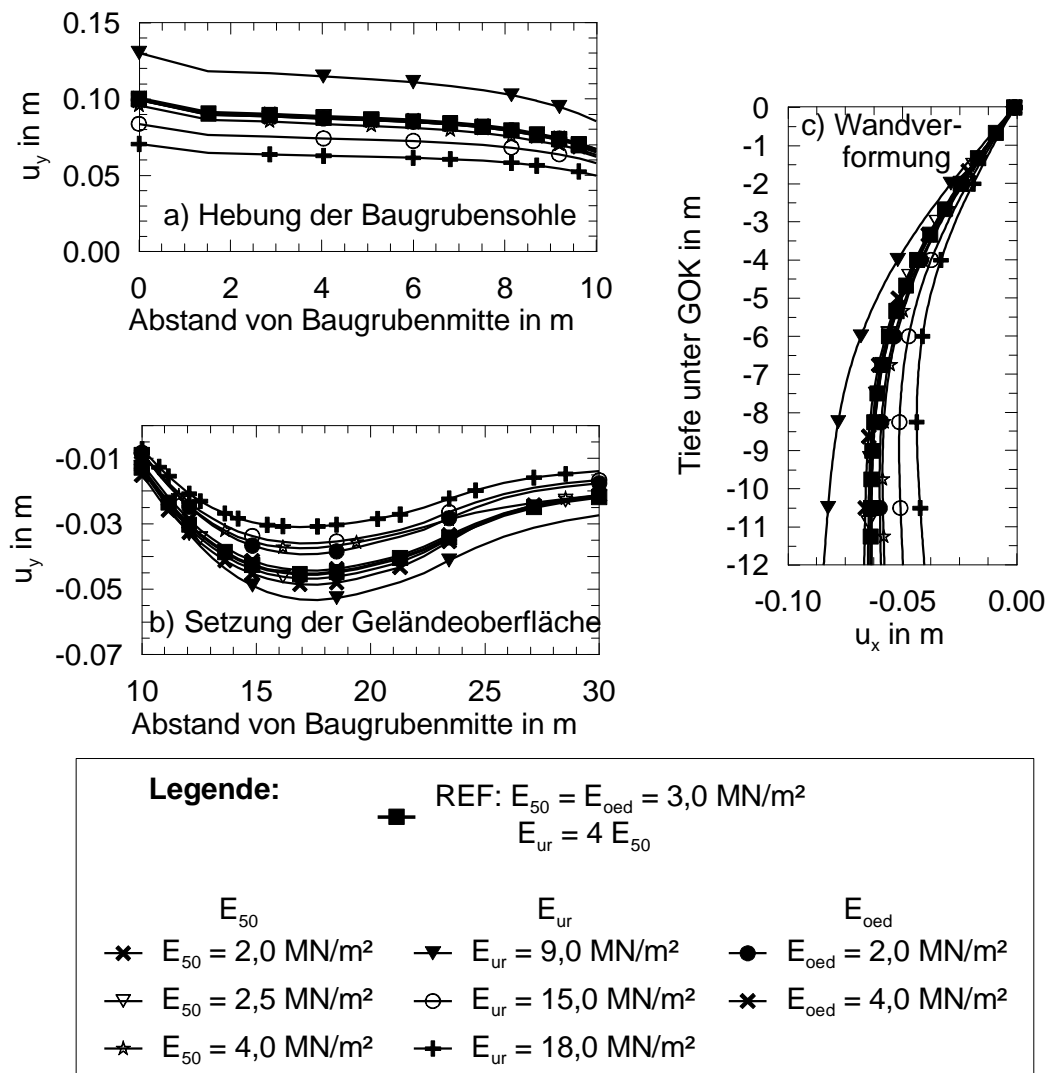


Bild B.27: Einfluss der Steifigkeit auf die Verformungen nach AH4 a) Hebung der Baugrubensohle, b) Setzung der Geländeoberfläche und c) Wandverformungen (Modell B)

Tabelle B.10: Auswirkung des Stoffgesetzes (Modell B)

Nummer		Steifigkeit in kN/m ²		
		j'	C_c	C_s
M-B_01 REF	HSM	25,0°	-	-
M-B_13	SSM	25,0	0,150	0,0356
M-B_14		25,0	0,110	0,0200
M-B_15		25,0	0,185	0,0370
M-B_23	MCM	25,0	-	-
M-B_22		25,0	-	-

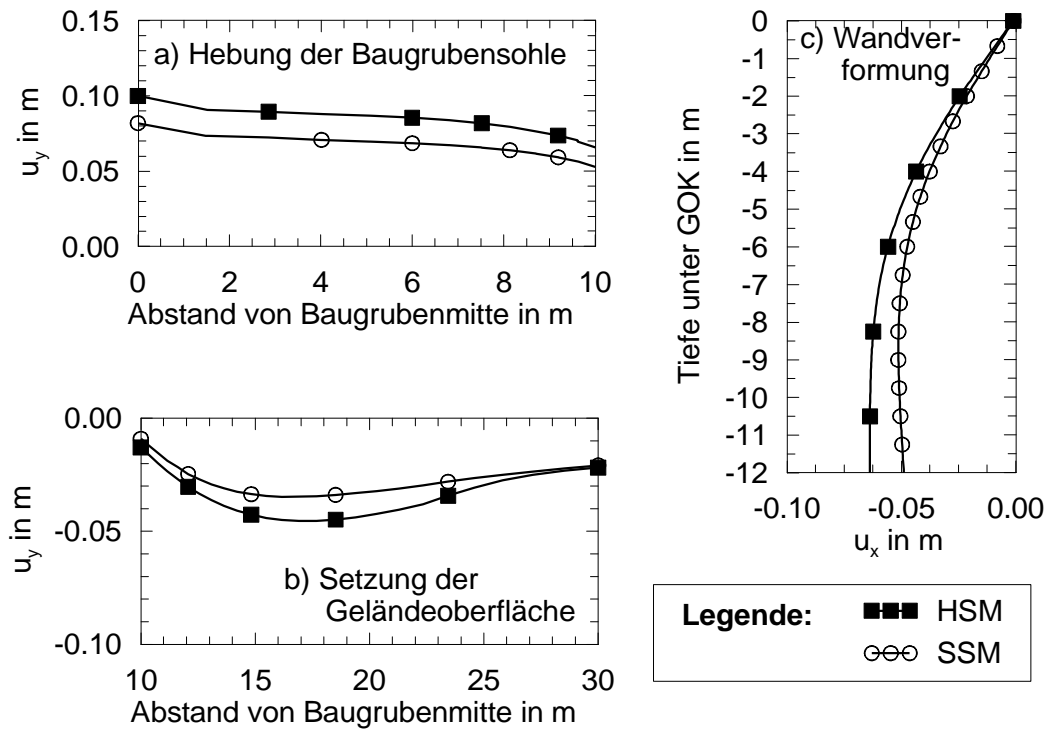


Bild B.28: Auswirkung der Stoffgesetze HSM und SSM auf die Verformungen nach AH4

- a) Hebung der Baugrubensohle,
- b) Setzung der Geländeoberfläche und
- c) Wandverformungen (Modell B)

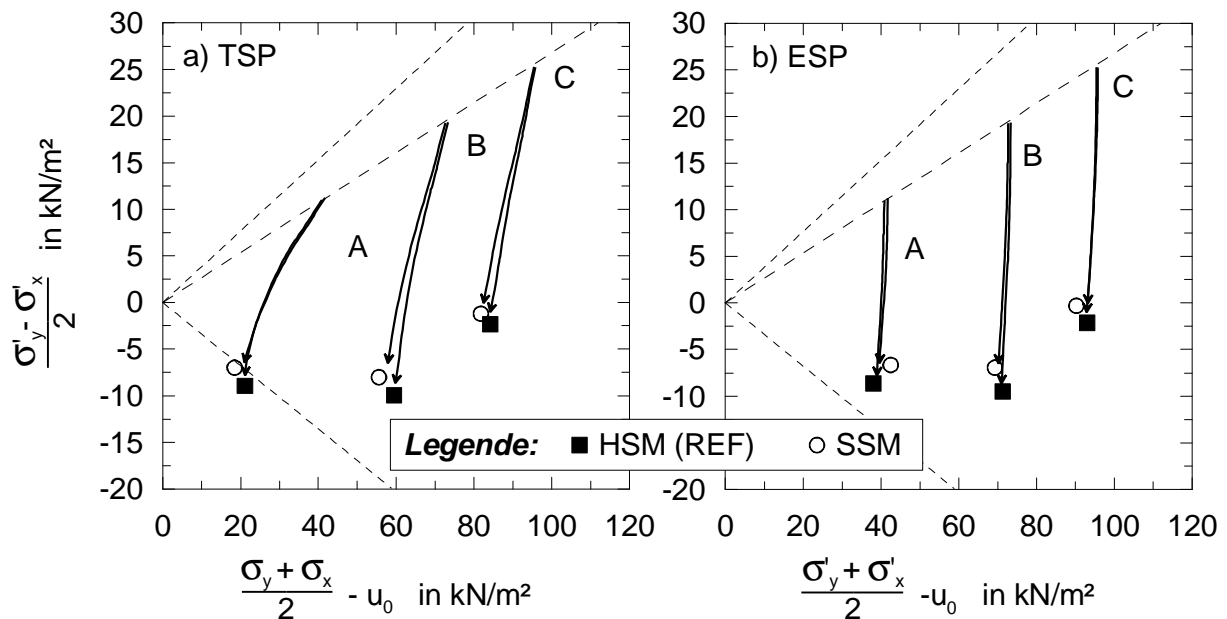


Bild B.29: Vergleich der Stoffgesetze HSM und SSM für die Punkte A, B und C (Modell B),

- a) totale Spannungsverläufe und
- b) effektive Spannungsverläufe

Tabelle B.11: Plastische Wandeigenschaften (Modell B)

Nummer	Rand- bedingungen	M_{Plast} in kNm/m
M-B_01 REF	t = 3d	8
M-B_26	dräniert	8
M-B_27	t = 3d	500,0
M-B_28	t = 3d	450,0
M-B_29	dräniert	450,0
M-B_30	t = 3d ($j' = 20^\circ$; $c' = 10 \text{ kN/m}^2$)	400,0

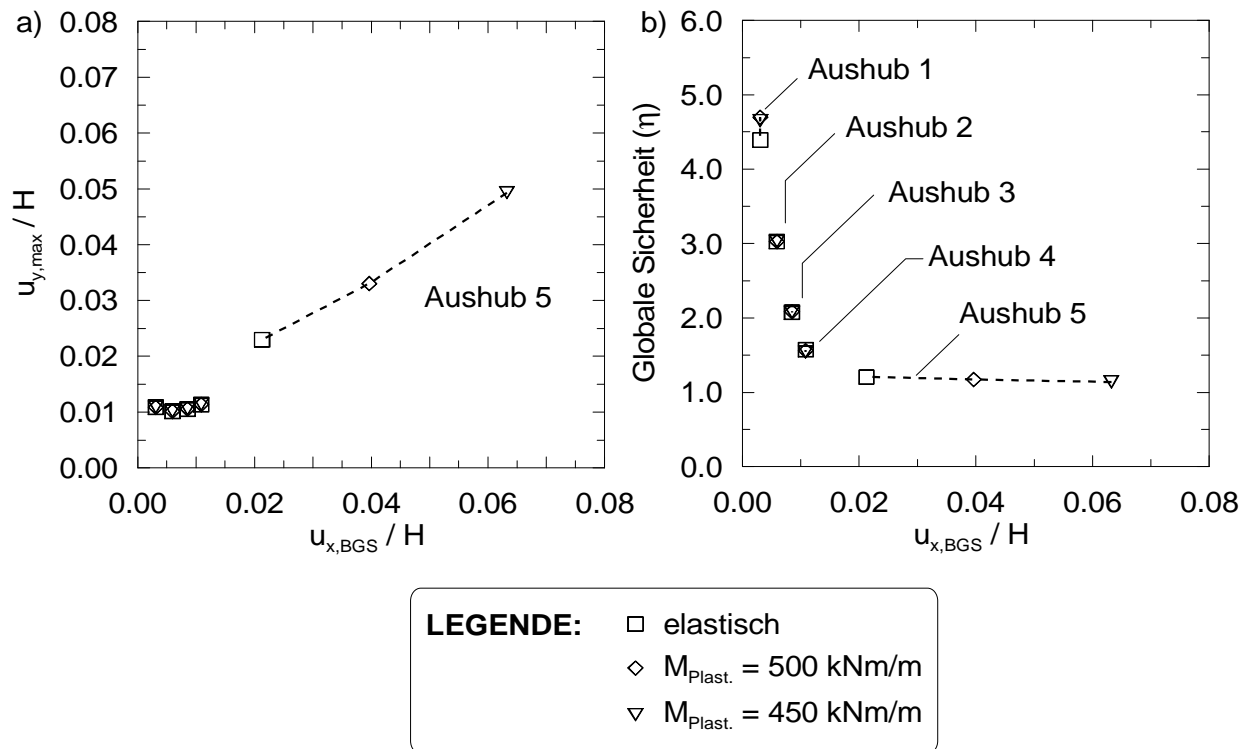


Bild B.30: Einfluss der plastischen Wandeigenschaften auf

a) normierte Verformungen und

b) Globale Sicherheit in Bezug auf normierte Kopfverformung (Modell B)

C Spannungsverformungsverhalten weicher Böden bei spannungspfadartiger Beanspruchung

C.1 Eindimensionaler Kompressionsversuch

Tabelle C.1: Auswertung eindimensionaler Kompressionsversuche nach DIN 18135

e_i	Axiale Dehnung	$e_i = \frac{\Delta h}{h_0}$ mit Δh – axiale Verformung h_0 – Ausgangshöhe der Probe	(C.1)
e_0	Anfangsporenzahl	$e_0 = \frac{r_s}{r_d} - 1$	(C.2)
r_d	Trockendichte	$r_d = \frac{m_d}{V} = \frac{r}{1+w}$	
e	Porenzahl	$e = e_0 - e(1 + e_0)$	(C.3)
E_s	Steifemodul	$E_s = -\frac{\Delta s}{\Delta e}(1 - e) = -\frac{\Delta s}{\Delta e}(1 + e)$	(C.4)
C_c	Kompressionsbeiwert (Erstbelastung)	$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log s} = -\frac{e_i - e_{i-1}}{\log \frac{s_i}{s_{i-1}}}$	(C.5)
C_s	Schwellbeiwert (Entlastung)	$C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log s} = -\frac{e_i - e_{i-1}}{\log \frac{s_i}{s_{i-1}}}$	(C.6)
C_r	Rekompressionsbeiwert (Wiederbelastung)	$C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log s} = -\frac{e_i - e_{i-1}}{\log \frac{s_i}{s_{i-1}}}$	(C.7)
c_v	Konsolidationsbeiwert	$c_v = \frac{k \cdot E_s}{g_w} = \frac{h^2}{4} \cdot \frac{T_v}{t_v}$ mit h – Probenhöhe (Dränageweg) T_v – nach DIN 18135 t_v – Konsolidationszeit	(C.8)

Tabelle C.2: Einbauwerte für eindimensionalen Kompressionsversuch an Kaolin

	Platz 10	Platz 11	Platz 12	Platz 13	Platz 14	Platz 15
w_0 in %	39,32	40,76	40,28	40,04	35,81	48,61
r in g/cm ³	1,79	1,75	1,75	1,76	1,64	1,80
r_d in g/cm ³	1,29	1,24	1,25	1,25	1,21	1,21
e_0	1,11	1,18	1,17	1,16	1,24	1,24

Tabelle C.3: Einbauwerte für eindimensionalen Kompressionsversuch an See- und Beckenton (Projekt II: BS-2.6)

	Platz 10	Platz 11	Platz 12	Platz 13	Platz 14
w_0 in %	19,84	19,84	19,84	19,84	19,84
r in g/cm ³	2,05	2,06	2,09	2,07	2,15
r_d in g/cm ³	1,80	1,84	1,88	1,86	1,93
e_0	0,59	0,57	0,56	0,57	0,51

Tabelle C.4: Einbauwerte für eindimensionalen Kompressionsversuch an See- und Beckenton (Projekt III: SH-1.6)

	Platz 10	Platz 11	Platz 12	Platz 13	Platz 14
w_0 in %	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0
r in g/cm ³	1,84	1,93	1,96	2,01	2,00
r_d in g/cm ³	1,39	1,45	1,47	1,51	1,51
e_0	0,96	0,91	0,82	0,73	0,74

Tabelle C.5: Einbauwerte für eindimensionalen Kompressionsversuch an See- und Beckenton (Projekt III: SH-1.9H)

	Platz 10	Platz 11	Platz 12	Platz 13	Platz 14
w_0 in %	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
r in g/cm ³	1,92	1,85	1,92	1,92	1,90
r_d in g/cm ³	1,47	1,42	1,48	1,48	1,46
e_0	0,84	0,91	0,84	0,84	0,85

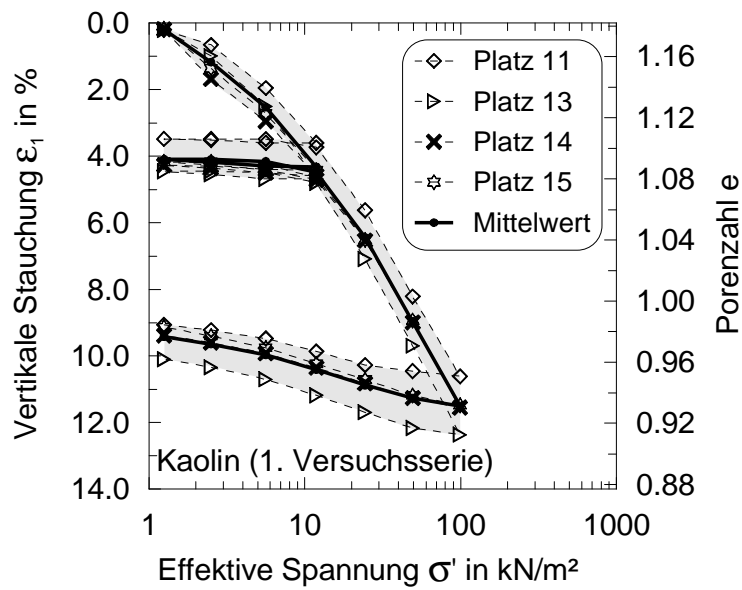


Bild C.1: Spannungsstauchungsdiagramm für Kaolin (1. Versuchsserie)

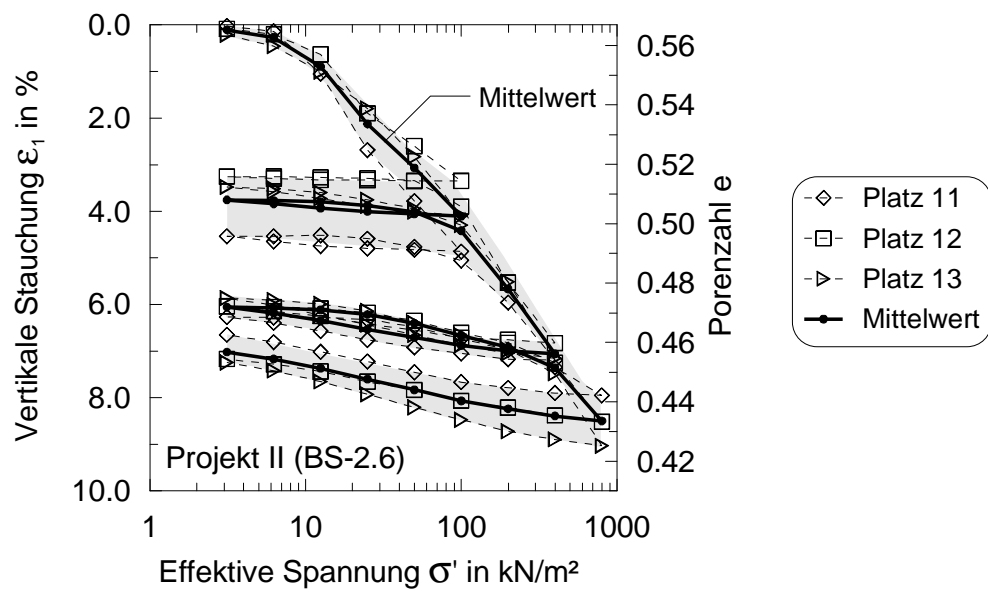


Bild C.2: Spannungsstauchungsdiagramm für See- und Beckenton von Projekt II (BS-2.6)

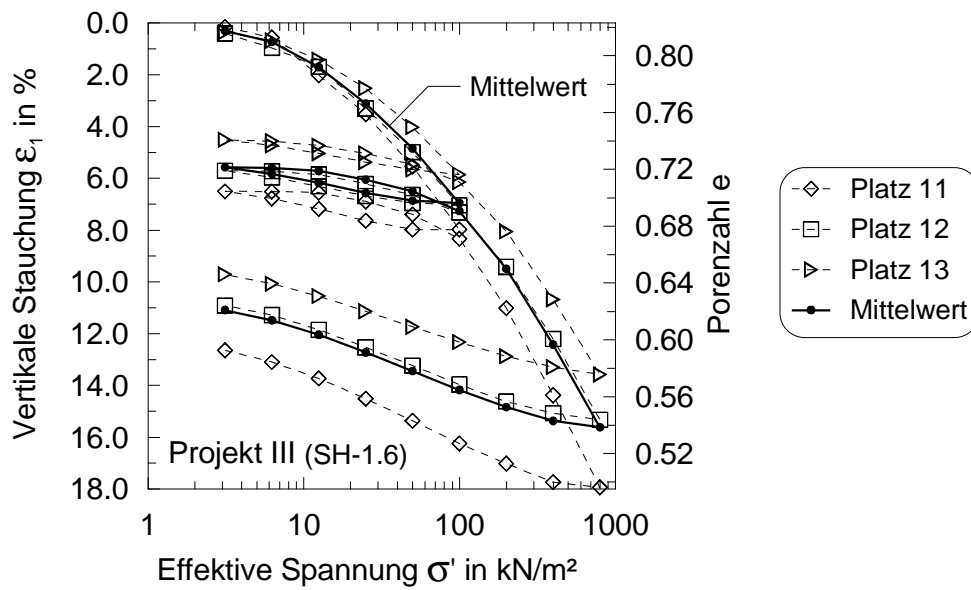


Bild C.3: Spannungsstauchungsdiagramm für See- und Beckenton von Projekt III (SH-1.6)

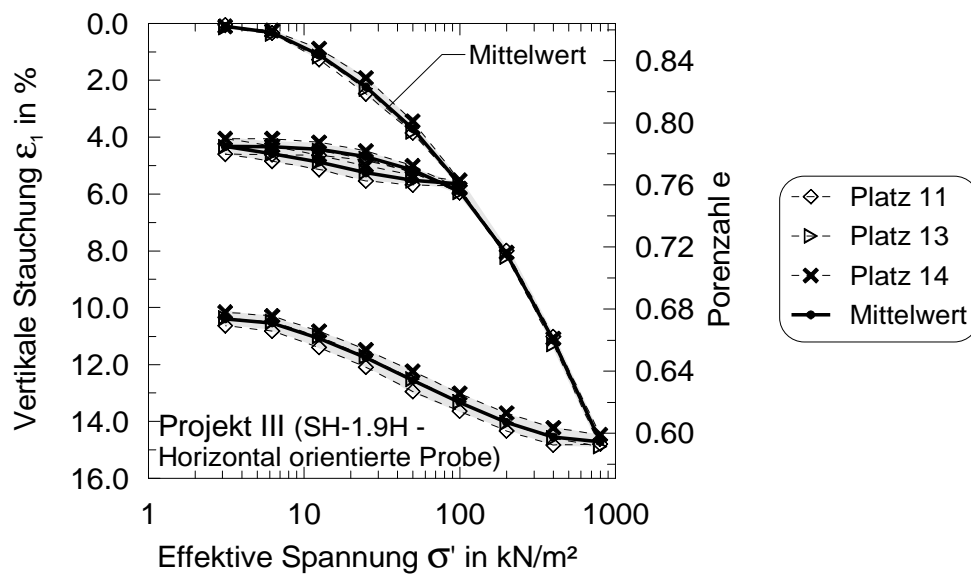


Bild C.4: Spannungsstauchungsdiagramm für See- und Beckenton von Projekt III (SH-1.9H - horizontal orientierte Proben)

C.2 Versuchsstände, Auswertung und Besonderheiten bei der Durchführung von Triaxialversuchen an weichen Böden

C.2.1 Versuchseinrichtung und Auswertung

Tabelle C.6: Spannungsgrößen bei weggesteuerten Triaxialversuchen

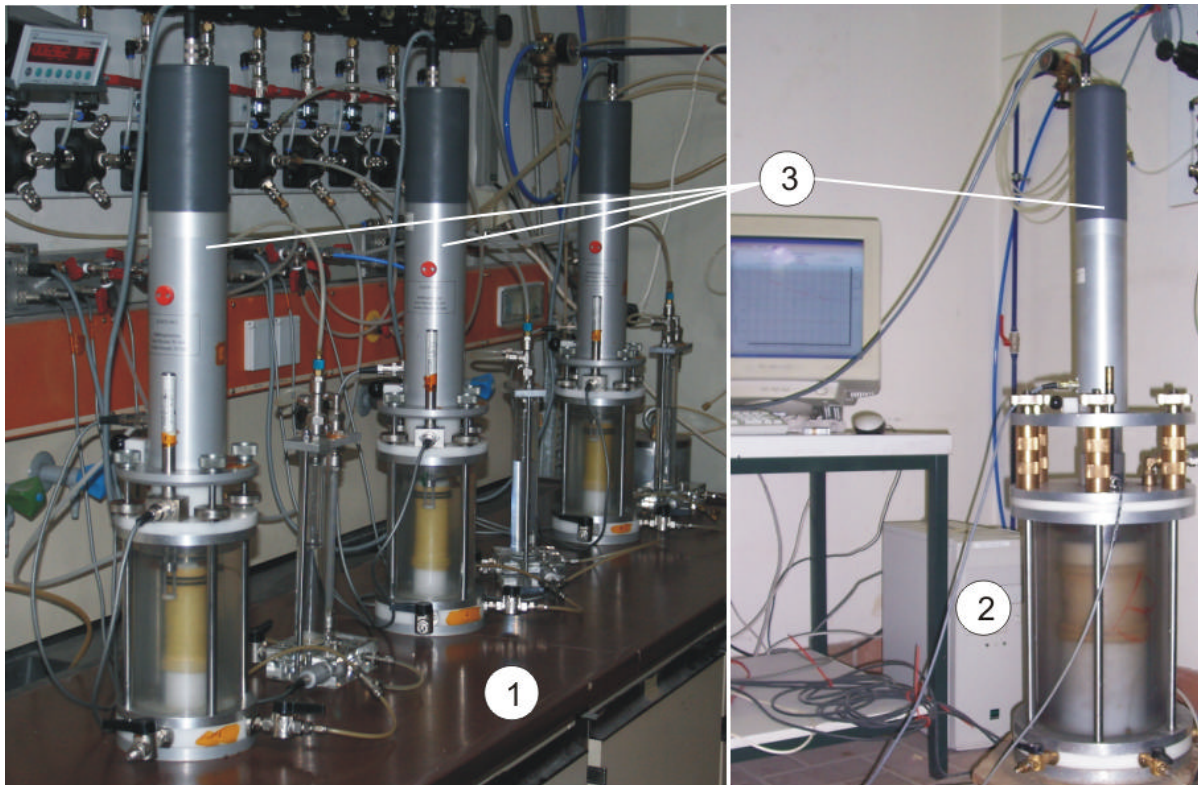
s_z	Zellendruck		
s_s	Sättigungsdruck (Backpressure)	$s_s = \frac{s_{s,o} + s_{s,u}}{2} = u$	(C.9)
		mit: $s_{s,o}$ – oben (Kopf); $s_{s,u}$ – unten (Fuß)	
s_a	Axiale Totalspannung	$s_a = s_1 = \frac{P_0}{A_i} - s_s$	(C.10)
		mit: P_0 – Stempelkraft; A_i – Probenquerschnittsfläche	
s_r	Radiale Totalspannung	$s_r = s_3 = s_z - s_s$	(C.11)
s'_a	Axiale Effektivspannung	$s'_a = s_a - \Delta u$	(C.12)
s'_r	Radiale Effektivspannung	$s'_r = s_r - \Delta u$	(C.13)
u	Porenwasserdruck	$u = s_s = u_0 + \Delta u$	(C.14)
u_0	Stationärer Porenwasserdruck	$u_0 = s_{s,c}$	(C.15)
		mit $s_{s,c}$ – Sättigungsdruck nach Konsolidation	
Δu	Porenwasserüberdruck	$\Delta u = u - u_0 = \left(\frac{s_{s,o,i} + s_{s,u,i}}{2} \right) - s_{s,c}$	(C.16)

Tabelle C.7: Verformungsgrößen bei weggesteuerten Triaxialversuchen

e_a	Axialdehnung	$e_a = e_1 = \frac{\Delta h}{h_{0,C}} = \frac{h_{0,C} - h_i}{h_{0,C}}$	(C.17)
		mit: $h_{0,C}$ – Probenhöhe nach Konsolidation h_i – aktuelle Probenhöhe (Stauchungen: positiv; Dehnungen: negativ)	
e_r	Radialdehnung bei volumenkonstanter Verformung	$e_r = e_3 = -\frac{e_a}{2}$	(C.18)

Fortsetzung Tabelle C.7

$e_{r,m}$	Radialdehnung, gemessen	$e_r = e_3 = \frac{\Delta D}{D_{0,C}} = \frac{D_{0,C} - D_i}{D_{0,C}}$ mit: $D_{0,C}$ – Durchmesser nach Konsolidation D_i – aktueller Durchmesser (Stauchungen: positiv; Dehnungen: negativ)	(C.19)
e_v	Volumendehnung	$e_v = e_a + 2 \cdot e_r$	(C.20)
e_s	Scherdehnung	$e_s = \frac{2}{3} \cdot (e_a - e_r)$	(C.21)
n	Querdehnungszahl	$n = \frac{\Delta e_a - \Delta e_v}{2 \cdot \Delta e_a} = - \frac{\Delta e_r}{\Delta e_a}$	(C.22)
A_i	Querschnittsfläche bei homogener Verformung	$A_i = \frac{V_{0,C}}{\Delta h_i} = \frac{V_{0,C}}{h_{0,C} \cdot (1 - e_a)}$ mit: $V_{0,C}$ – Volumen nach Konsolidation	(C.23)
$A_{i,m}$	Querschnittsfläche bei Radialdehnungsmessung	$A_i = D_p^2 \cdot p / 4$	(C.24)



- 1 - Triaxialzellen für Probenabmessungen: $D = 36$ bis 50 mm; $h_0 = 50$ bis 100 mm
 2 - Triaxialzelle für Probenabmessungen: $D = 100$ mm; $h_0 = 100$ bis 200 mm
 3 - Schrittmotor

Bild C.5: Triaxialzellen für weggesteuerte Standardversuche

Tabelle C.8: Auswertung der Versuchsergebnisse

B-Wert nach Skempton	$B = \frac{\Delta u}{\Delta s_r}$	(C.25)
Erdruhedruckbeiwert	$K_0 = \frac{s'_r}{s'_a}$	(C.26)
Deviatorspannung	$q = \frac{s_a - s_r}{2} = \frac{s'_a - s'_r}{2}$	(C.27)
Mittlere totale Hauptspannung	$p = \frac{s_a + s_r}{2}$	(C.28)
Mittlere effektive Hauptspannung	$p' = \frac{s'_a + s'_r}{2}$	(C.29)
Porenwasserdruckbeiwert	$A = \frac{\Delta u}{(s_a - s_r)}$	(C.30)
Sekantenmodul	$E_{50} = \frac{0,5 \cdot (s_a - s_r)_f}{e_{a,E_{50}}}$ mit: $e_{a,E_{50}}$ – Axialdehnung bei 50 % der Bruchspannung	(C.31)
Entlastungs-/Wiederbelastungsmodul	$E_{ur} = \frac{\Delta (s_a - s_r)_{ur}}{\Delta e_{a,ur}}$ mit: $\Delta (s_a - s_r)_{ur}$ – Differenz der Deviatorspannung während Ent- und Wiederbelastung $e_{a,ur}$ – Axialdehnungsdifferenz bei Ent-/Wiederb.	(C.32)
Hyperbelansatz zur Bestimmung von E_i	$(s_a - s_r) = \frac{e_a}{a + b \cdot e_a}$	(C.33)
Anfangstangentenmodul	$E_i = \frac{1}{a}$	(C.34)
Ultimative Bruchspannung	$(s_a - s_r)_{ult} = \frac{1}{b}$	(C.35)
Bruchverhältnis	$R_f = \frac{(s_a - s_r)_f}{(s_a - s_r)_{ult}}$	(C.36)
Steifigkeitsparameter n und K	$E = K \cdot p_{ref} \cdot \left(\frac{s'_r}{p_{ref}} \right)^n$	(C.37)

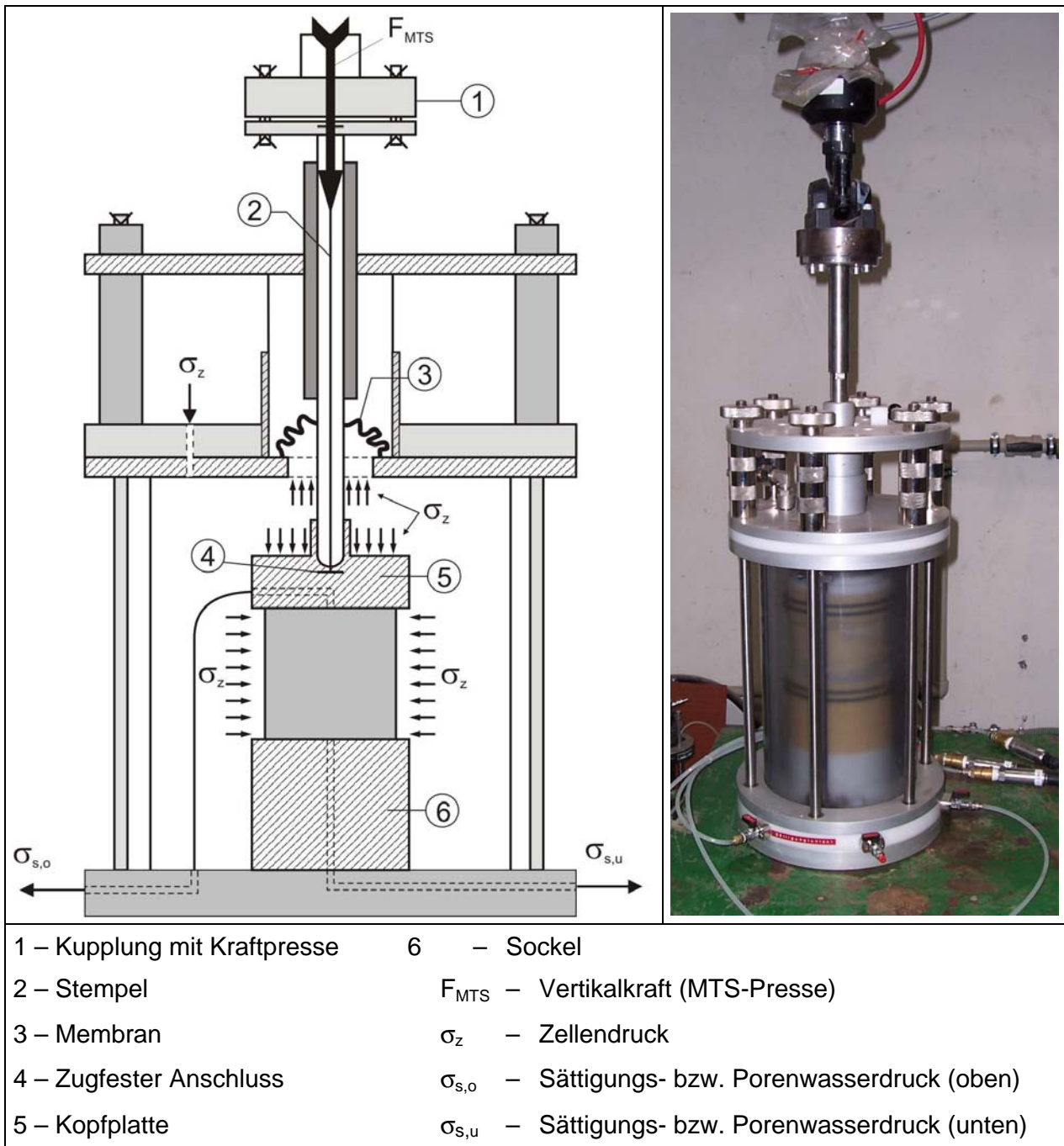


Bild C.6: Triaxialzelle mit zugfestem Anschluss des Stempels an die Kopfplatte für kraftgesteuerte Spannungspfadversuche

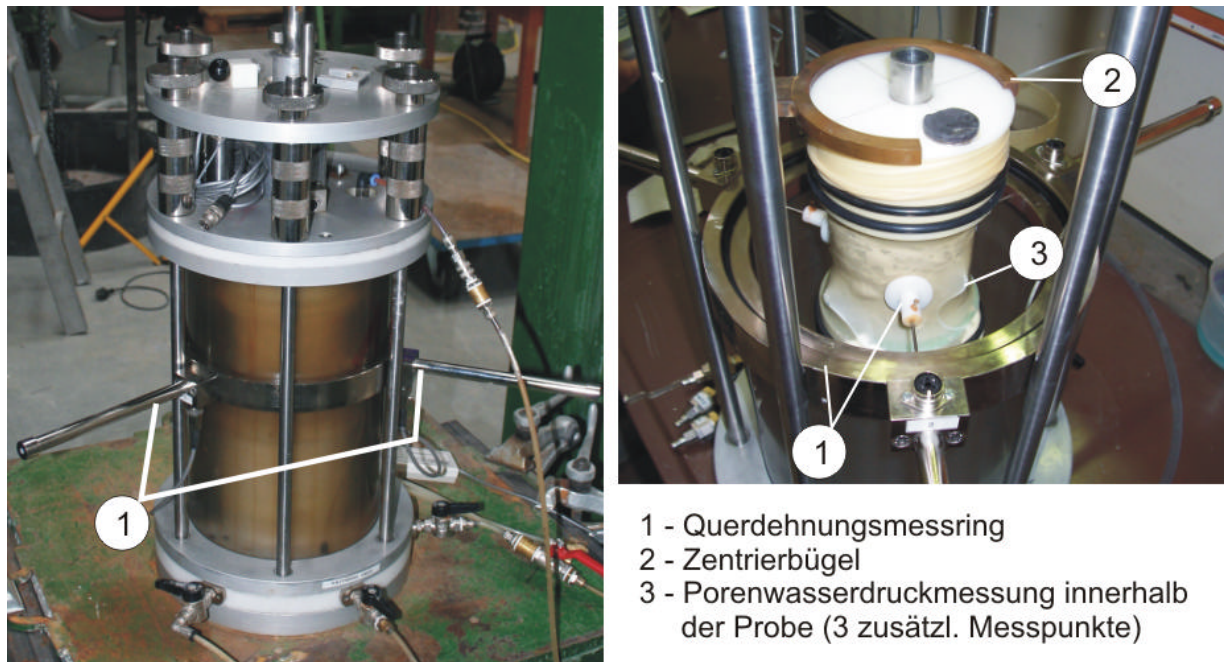


Bild C.7: Triaxialzelle mit Querdehnungsmessung und zusätzlicher Porenwasserdruckmessung innerhalb der Probe

Tabelle C.9: Spannungs- und Kraftgrößen bei den spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen

F_{MTS}	Vertikallast (MTS-Pressen)	positiv: Zug; negativ: Druck	
$F_{MTS,C}$	Input für Controller MTS-Pressen	$F_{MTS,C} = F_{MTS} \cdot (-1) + F_G$	(C.38)
F_G	Eigengewicht des Pressenadapters	(0,089 kN)	
s_a	Axiale Spannung	$s_a = (s_{a,MTS} + s_{a,Z}) - s_s$	(C.39)
$s_{a,MTS}$	Vertikalspannung aus Pressenkraft	$s_{a,MTS} = \frac{F_{MTS}}{A_p}$	(C.40)
$s_{a,Z}$	Vertikalspannung aus Zellendruck	$s_{a,Z} = s_z \cdot \frac{A_p - A_M}{A_p}$	(C.41)
A_p	Querschnittsfläche der Probe	$A_p = D_p^2 \cdot \pi/4$	(C.42)
A_M	Querschnittsfläche der Kolbenmembran	$A_M = D_M^2 \cdot \pi/4$	(C.43)

C.2.2 Einfluss der Membrandehnsteifigkeit

Zur Korrektur der Radialspannungen bei Triaxialversuchen sind in Bild C.8 Kurven für verschiedene Gummimembrane aufgetragen. Aufgrund der zunehmenden Beanspruchung der zylindrischen Probe mit steigender axialer Stauchung und der daraus resultierenden radialen Dehnung wurden bei den durchgeführten Versuchen die Radialspannungen nach Gl. (C.35) berücksichtigt.

$$\Delta\sigma_r = \text{Referenz nach Head (1986)} \times \frac{38 \text{ mm}}{D \text{ in mm}} \cdot \frac{t \text{ in mm}}{0,2 \text{ mm}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{C.44})$$

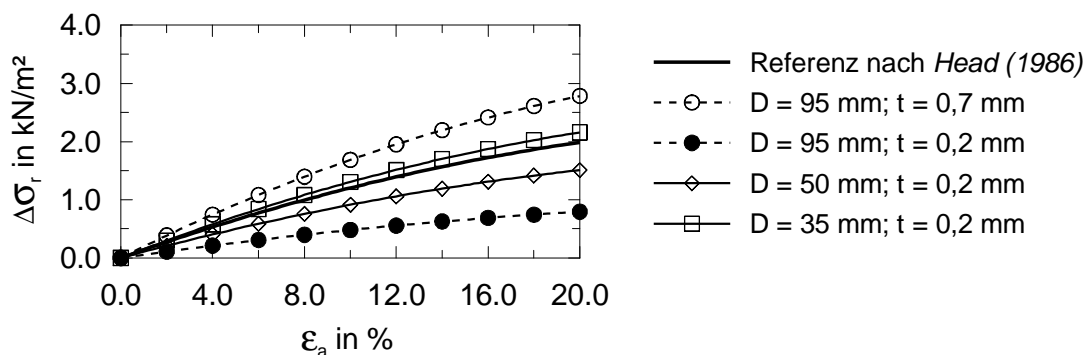


Bild C.8: Korrektur der Radialspannung in Abhängigkeit der Dehnsteifigkeit der Gummimembran

Bei den Extensionsversuchen ist ebenfalls eine Korrektur der axialen Kraft aufgrund der Dehnsteifigkeit der Gummimembran erforderlich. In Bild C.9 sind hierzu die erforderlichen Korrekturkräfte $\Delta F_{\text{Membran}}$ in Abhängigkeit der Verschiebung Δs mit Bezug auf den unverformten Ausgangszustand aufgetragen.

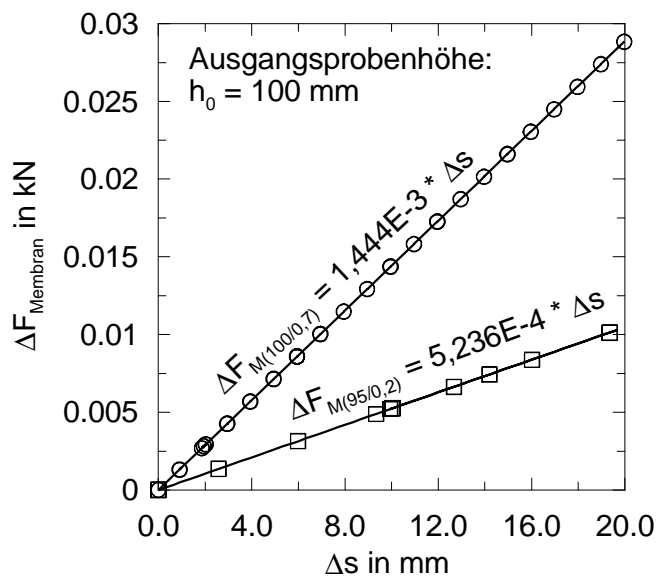


Bild C.9:

Korrektur der axialen Kraft in Abhängigkeit der Dehnsteifigkeit der Membran

C.2.3 Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit bei undrÄnierten Triaxialversuchen

Der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit auf das undrÄnierte Materialverhalten wurde bereits vielfach in der Literatur beschrieben. Eine AbhÄngigkeit der undrÄnierten Scherfestigkeit c_u von der Verformungsgeschwindigkeit wurde bereits in *Leinenkugel (1976)* mit dem sogenannten logarithmischen Zähigkeitsgesetz beschrieben. Dieses wurde dort auch auf die effektive Scherfestigkeit in Form des Winkels der Gesamtscherfestigkeit j'_s übertragen. In *Gudehus (1981)* hingegen wird dieser Ansatz zur Diskussion gestellt. Als Hypothese wird der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit in erster Linie der Porenwasserdruckentwicklung zugeschrieben. Die daraus resultierenden effektiven Spannungspfade führen zu unterschiedlichen Bruchspannungen, ergeben unabhängig davon aber eine einheitliche effektive Scherfestigkeit. Dieser Aspekt wurde aufgegriffen und der Einfluss mit undrÄnierten Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten nach Tabelle C.10 untersucht.

Bei undrÄnierten Standardversuchen wurde die Abschergeschwindigkeit nach *DIN 1837 Teil 2 (1990)* in AbhÄngigkeit der Plastizitätszahl und der VolumenÄnderung mit der Zeit bei drÄnierter Konsolidationsbeanspruchung ermittelt. Die gleichmäÙige Verteilung des Porenwasserdrucks innerhalb der Probe muss dabei mit der Wahl der Verformungsgeschwindigkeit gewährleistet sein. Für das Kaolin ergab sich aufgrund der Plastizitätszahl $I_p = 17,8 \%$ die Verformungsgeschwindigkeit $v_1 = 0,050 \text{ mm/min}$, die bei den undrÄnierten Triaxialversuchen dieser Arbeit als Referenzgeschwindigkeit festgelegt wurde.

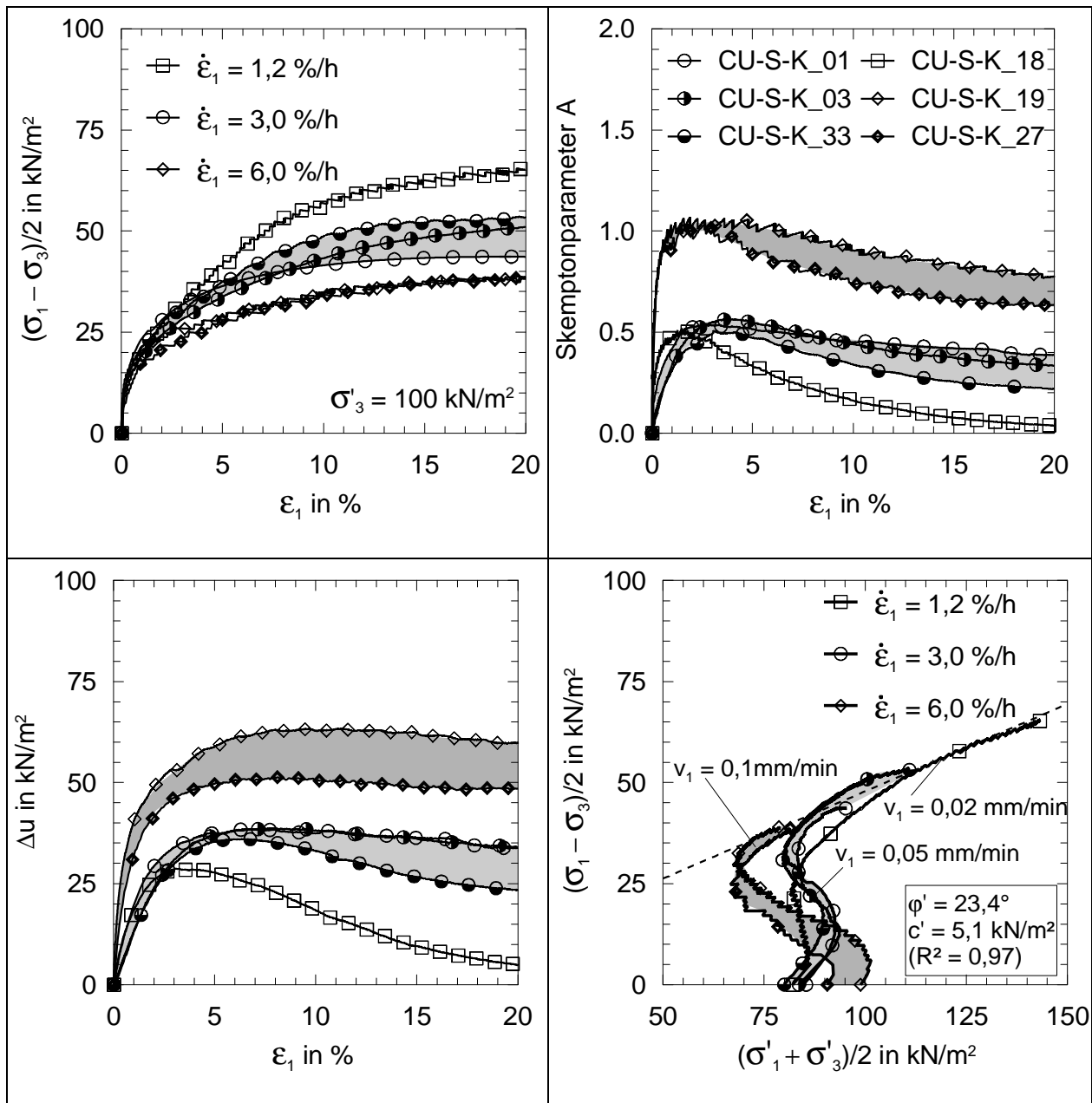
Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Tabelle C.11 zusammengestellt und bestätigen die zuvor beschriebene Unabhängigkeit der effektiven Scherfestigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit. Die Neigung der effektiven Spannungspfade dreht sich mit zunehmender Geschwindigkeit entgegen dem Uhrzeigersinn. Die effektiven Spannungen im Bruchzustand weisen dagegen mit $R^2=0,97$ nur eine geringe Streuung zur Bruchgeraden auf, die auf versuchsbedingte Ungenauigkeiten zurückzuführen sind.

Tabelle C.10: Abmessungen und Zustandsgrößen der undrÄnierten Triaxialversuche mit Kaolin

Versuch	I_p %	v_1 in mm/min	$\dot{\epsilon}_1$ in %/h	s'_3 in kN/m ²	E_i in kN/m ²	E_{50} in kN/m ²	E_i / E_{50}
CIU-S-K_01	17,8	0,050	3,0	85,0	7533,5	5411,3	1,39
CIU-S-K_03	17,8	0,050	3,0	84,0	3831,4	2238,8	1,71
CIU-S-K_33	17,8	0,050	3,0	80,0	4784,7	2809,2	1,70
CIU-S-K_18	17,8	0,020	1,2	82,0	4237,3	2098,9	2,02
CIU-S-K_19	17,8	0,100	6,0	99,0	4651,2	4157,4	1,12
CIU-S-K_27	17,8	0,100	6,0	91,0	3731,3	2453,3	1,52

Eine Auswirkung der Verformungsgeschwindigkeit wurde allerdings bei der Steifigkeit festgestellt. Der größte Einfluss ist bei der Sekantensteifigkeit E_{50} aufgetreten, der trotz größerer Streuungen eine Zunahme der Steifigkeit mit der Belastungsgeschwindigkeit beschreibt. Aufgrund der größeren Streuungen, sollten hierzu weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Tabelle C.11: Einfluss der Verformungsrate bei undrÄnirten Triaxialversuchen (Kaolin)



C.1.4 Porenwasserdruckentwicklung innerhalb der Probe

Im Allgemeinen wird der Porenwasserdruck bei undrÄnirten Triaxialversuchen über die SÄtigungsleitungen am Probenkopf und -fuß gemessen. Sofern die Belastungsrate nicht zu groß

gewählt ist, sollte eine gleichmäßige Verteilung des Porenwasserdrucks innerhalb der Probe eine legitime Annahme für die Auswertung darstellen.

Aus gegebenem Anlass wurde die Triaxialzelle derart modifiziert, dass eine zusätzliche Messung des Porenwasserdrucks innerhalb der Probe an drei Stellen in Höhe der Viertelpunkte durchgeführt werden konnte. Die Ergebnisse hierzu sind in Bild C.10 dargestellt. Ein Einfluss auf die effektive Scherfestigkeit und die Steifigkeit konnte nicht festgestellt werden. Der Porenwasserdruck erreicht innerhalb der Probe dennoch größere Werte, die bereits nach geringerer axialer Stauchung aufgetreten sind. Im Bereich der Scherzone in Probenmitte mit maximaler Beanspruchung sind diese Unterschiede gegenüber der externen Porenwasserdruckmessung vernachlässigbar gering.

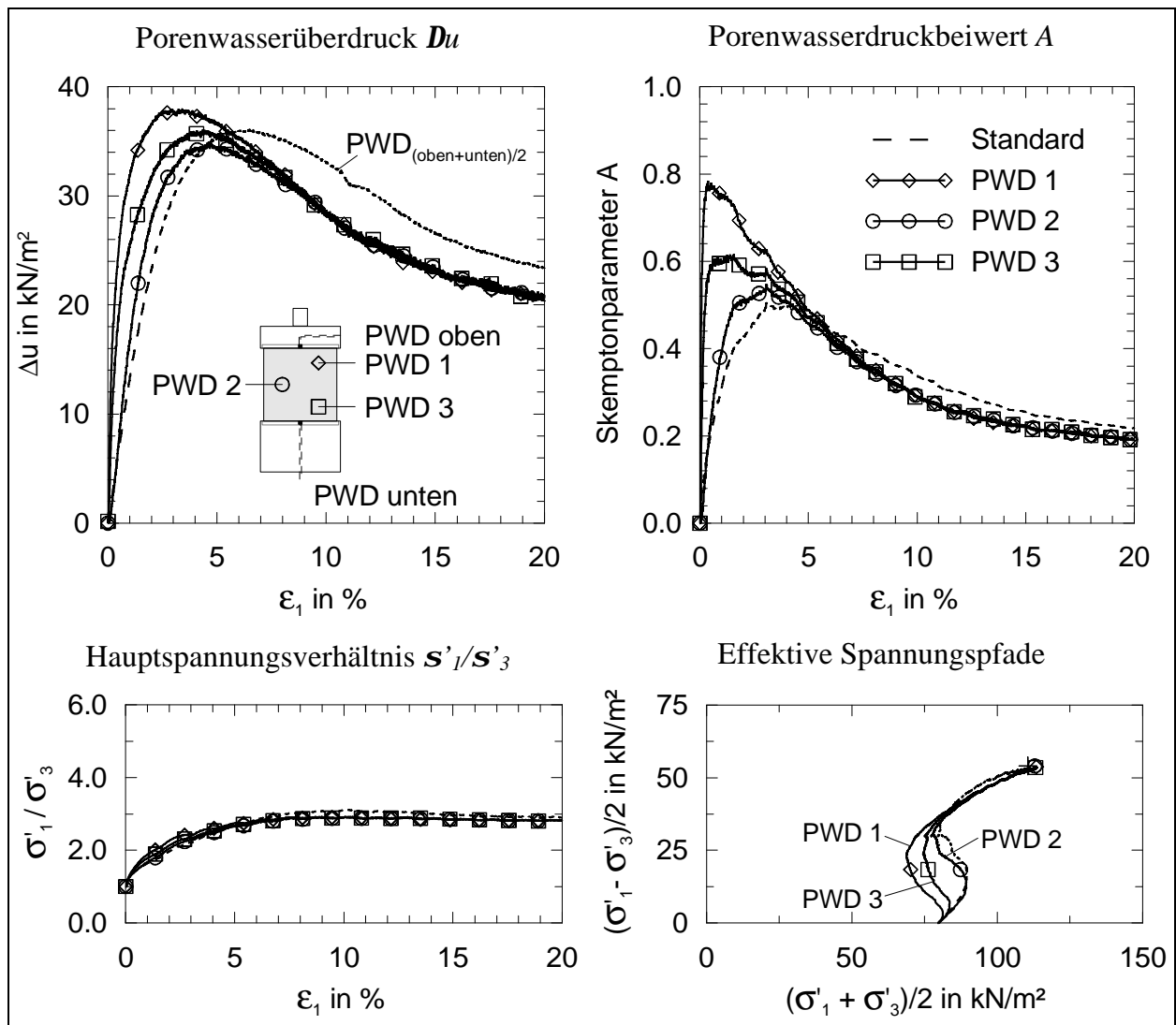


Bild C.10: Porenwasserdruckverteilung innerhalb der Probe und deren Auswirkung
(CIU-S-K-33)

C.3 Dränierte Triaxialversuche (CID-Versuche)

Tabelle C.12: Abmessungen und Zustandsgrößen der dränierten Triaxialversuche mit Kaolin

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CID-s-K_01	4,74	5,00	1,91	42,2	1,02	1,12	31,8
CID-s-K_02	4,81	5,00	1,90	44,3	1,06	1,14	29,6
CID-s-K_03	4,71	5,00	1,92	42,0	1,00	1,14	27,4
CID-s-K_04	4,89	5,00	1,84	39,4	1,05	1,01	29,4
CID-s-K_05	4,84	5,00	1,84	39,0	1,05	1,01	28,5
CID-s-K_06	4,72	5,00	1,96	38,7	0,92	1,14	26,6
CID-s-K_07	4,73	5,00	1,90	43,6	1,05	1,12	-
CID-s-K_08	4,68	5,00	1,91	43,6	1,04	1,13	-
CID-s-K_09	4,85	5,00	1,90	43,6	1,05	1,13	-

Tabelle C.13: Abmessungen und Zustandsgrößen der dränierten Triaxialversuche mit Seeton

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CID-s-BS_01	7,20	3,50	2,11	24,7	0,60	1,11	20,2
CID-s-BS_02	7,20	3,50	2,13	24,7	0,59	1,14	19,0
CID-s-BS_03	7,20	3,50	2,09	24,7	0,61	1,09	18,3
CID-s-BS_04	7,35	3,50	1,98	28,2	0,75	1,02	21,7
CID-s-BS_05	7,25	3,50	2,03	28,2	0,71	1,07	19,7
CID-s-BS_06	7,30	3,50	2,01	28,2	0,73	1,05	19,6
CID-s-SH_01	7,25	3,50	1,94	33,9	0,87	1,05	26,0
CID-s-SH_02	7,30	3,50	1,93	33,9	0,88	1,05	24,6
CID-s-SH_03	7,35	3,50	1,91	33,9	0,90	1,03	22,9
CID-s-SH_04	7,20	3,50	2,00	32,0	0,79	1,10	24,5
CID-s-SH_05	7,20	3,50	2,00	32,0	0,79	1,10	23,3
CID-s-SH_06	7,20	3,50	1,99	32,0	0,80	1,09	21,8

Tabelle C.14: Steifigkeitsparameter (Erstbelastung) für Kaolin aus CID-Versuchen

Versuch	GZ: $(s_1 - s_3)_{max}$									GZ: Critical state				
	s_3	E_i	n	K	E_{50}	R_f	n	K	$e_{l,f}$	E_{50}	R_f	n	K	$e_{l,f}$
	kN/m ²	kN/m ²	-	-	kN/m ²	-	-	-	%	kN/m ²	-	-	-	%
CID-s-K_01	25	1119,3			640,3	0,71			19,9	553,0	0,55			10,9
CID-s-K_02	50	1536,1	0,84	33,0	926,0	0,65	0,79	18,1	19,9	891,3	0,59	0,90	18,3	13,5
CID-s-K_03	100	3610,1			1924,2	0,73			20,1	1924,2	0,73			20,0
CID-s-K_04	25	909,9			596,7	0,65			19,8	602,5	0,57			11,9
CID-s-K_05	50	1024,6	0,94	27,9	764,4	0,51	0,83	16,9	19,7	769,1	0,45	0,83	17,0	13,7
CID-s-K_06	100	3333,3			1885,9	0,73			20,0	1901,5	0,69			16,0
CID-s-K_07	25	1090,6			691,0	0,64			19,3	687,6	0,63			19,8
CID-s-K_08	50	1948,2	0,77	32,4	1138,8	0,68	0,72	18,7	19,5	1148,8	0,66	0,74	19,3	16,1
CID-s-K_09	100	3188,8			1869,8	0,71			20,1	1928,0	0,64			13,3

Tabelle C.15: Steifigkeitsparameter (Ent- und Wiederbelastung) für Kaolin aus CID-Versuchen

Versuch	s_3	E_{ur}	n	K	E_{ur}/E_i	E_{ur}/E_{50}
	kN/m ²	kN/m ²	-	-	-	-
CID-s-K_01	25	4318,2			3,86	6,74
CID-s-K_02	50	7096,2	0,78	125,4	4,62	7,66
CID-s-K_03	100	12724,1			3,52	6,61
CID-s-K_04	25	3935,6			4,33	6,60
CID-s-K_05	50	6107,1	0,65	96,8	5,96	7,99
CID-s-K_06	100	9721,5			2,92	5,15

Tabelle C.16: Steifigkeitsverhältnisse (Erstbelastung) für Kaolin aus CID-Versuchen

Versuch	s_3 kN/m ²	GZ: $(s_1 - s_3)_{max}$ E_i/E_{50} -	GZ: Critical state E_i/E_{50} -
CID-s-K_01	25	1,75	1,38
CID-s-K_02	50	1,66	1,66
CID-s-K_03	100	1,88	1,88
CID-s-K_04	25	1,53	1,53
CID-s-K_05	50	1,34	1,34
CID-s-K_06	100	1,77	1,77
CID-s-K_07	25	1,58	1,58
CID-s-K_08	50	1,71	1,71
CID-s-K_09	100	1,71	1,71

Tabelle C.17: Steifigkeitsparameter (Sekantenmodul E_{50}) für Seeton aus CID-Versuchen

Versuch	s_3 kN/m ²	GZ: $(s_1 - s_3)_{max}$					GZ: Critical state				
		E_{50} kN/m ²	R_f -	n -	K -	$e_{l,f}$ %	E_{50} kN/m ²	R_f -	n -	K -	$e_{l,f}$ %
CID-s-BS_01	100	5876,1	0,95			10,7	5874,6	0,91			20,0
CID-s-BS_02 ¹⁾	200	10686,6	0,84	0,99	58,8	8,4	10686,6	0,84	1,04	58,8	8,4
CID-s-BS_03	300	17451,8	0,97			15,7	18384,2	0,95			19,8
CID-s-BS_04	100	8473,6	0,96			11,4	8647,6	0,95			13,0
CID-s-BS_05	200	37877,3 ²⁾	0,98	0,45	84,7	10,9	37579,8	0,97	0,44	86,5	12,6
CID-s-BS_06	300	13816,1	0,87			19,8	13994,5	0,85			14,1
CID-s-SH_01	100	2553,9	0,84			14,1	2564,2	0,84			15,1
CID-s-SH_02	200	8510,1	0,89	1,26	27,9	19,4	8686,0	0,88	1,25	28,2	17,0
CID-s-SH_03	300	9552,0	0,87			19,7	9475,3	0,86			16,5
CID-s-SH_04	100	3401,5	0,93			11,6	3339,8	0,92			12,7
CID-s-SH_05	200	7878,0	0,90	1,14	34,5	14,2	8002,3	0,88	1,18	33,9	16,0
CID-s-SH_06	300	11721,5	0,89			14,1	12119,0	0,89			16,2

¹⁾ Versuch nur bis $e_l = 8,4\%$; ²⁾ Vorbelastung durch Stempelvorfahren

Tabelle C.18: Steifigkeitsverhältnisse (Erstbelastung) für Seeton aus CID-Versuchen

Versuch	\mathbf{s}_3 kN/m²	GZ: $(\mathbf{s}_I - \mathbf{s}_3)_{max}$ E_i/E_{50} -	GZ: Critical state E_i/E_{50} -
CID-s-BS_01	100	2,50	k.A.
CID-s-BS_02	200	-	k.A.
CID-s-BS_03	300	3,98	k.A.
CID-s-BS_04	100	2,20	2,15
CID-s-BS_05	200	1,75	1,76
CID-s-BS_06	300	2,00	1,97
CID-s-SH_01	100	2,14	2,14
CID-s-SH_02	200	1,73	1,70
CID-s-SH_03	300	1,90	1,92
CID-s-SH_04	100	3,13	3,19
CID-s-SH_05	200	2,13	2,10
CID-s-SH_06	300	2,21	2,14
k.A. – keine Angabe möglich			

Tabelle C.19: Verformungsparameter (Tangentenmodul und Ent- und Wiederbelastung) für Seeton aus CID-Versuchen

Versuch	S_3 [kN/m ²]	E_i kN/m ²	n -	K -	E_{ur} [kN/m ²]	n [-]	K [-]	E_{ur}/E_i [-]	E_{ur}/E_{50} [-]
CID-s-BS_01	100	14684,3			13766,7			0,94	2,34
CID-s-BS_02 ¹⁾	200	20533,9	1,31	125,7	-	1,07	137,7	-	-
CID-s-BS_03	300	69444,4			44686,0			0,64	2,56
CID-s-BS_04	100	18622,0			25593,7			1,37	3,02
CID-s-BS_05	200	66225,2 ²⁾	0,36	186,2	37944,4	0,67	251,3	0,57	²⁾
CID-s-BS_06	300	27624,3			53848,4			1,95	3,90
CID-s-SH_01	100	5476,5			17000,1			3,10	6,66
CID-s-SH_02	200	14727,5	1,13	57,9	23149,7	0,45	170,0	1,57	2,72
CID-s-SH_03	300	18148,8			27795,5			1,53	2,91
CID-s-SH_04	100	10638,3			16804,8			1,58	4,94
CID-s-SH_05	200	16778,5	0,79	103,7	21531,4	0,56	161,7	1,28	2,73
CID-s-SH_06	300	25906,7			32067,6			1,24	2,74

¹⁾ Versuch nur bis $e_l = 8,4\%$; ²⁾ Vorbelastung durch Stempelverfahren

Tabelle C.20: CID-s-K_01-02-03 (Kaolin)

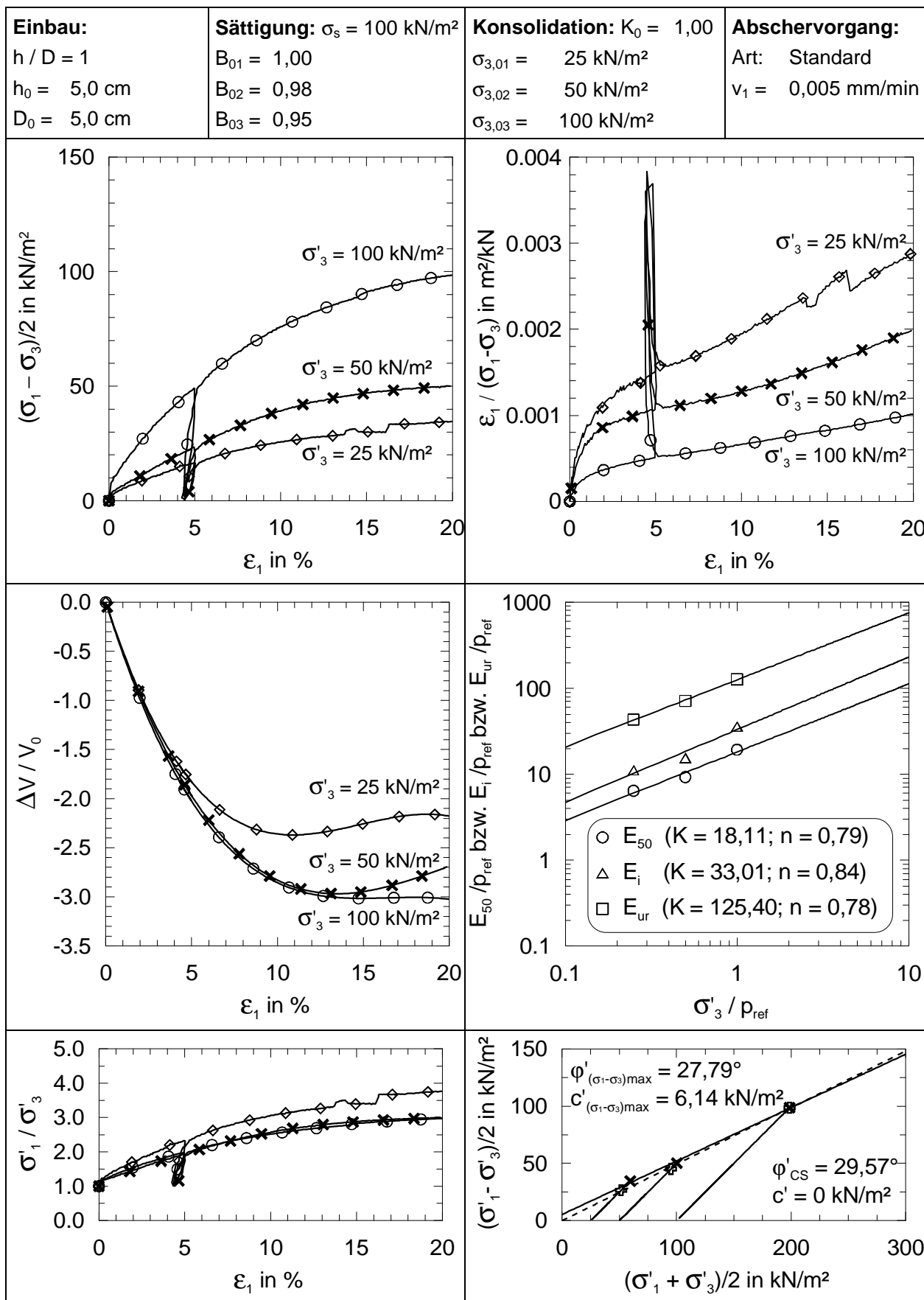


Tabelle C.21: CID-s-K_04-05-06 (Kaolin)

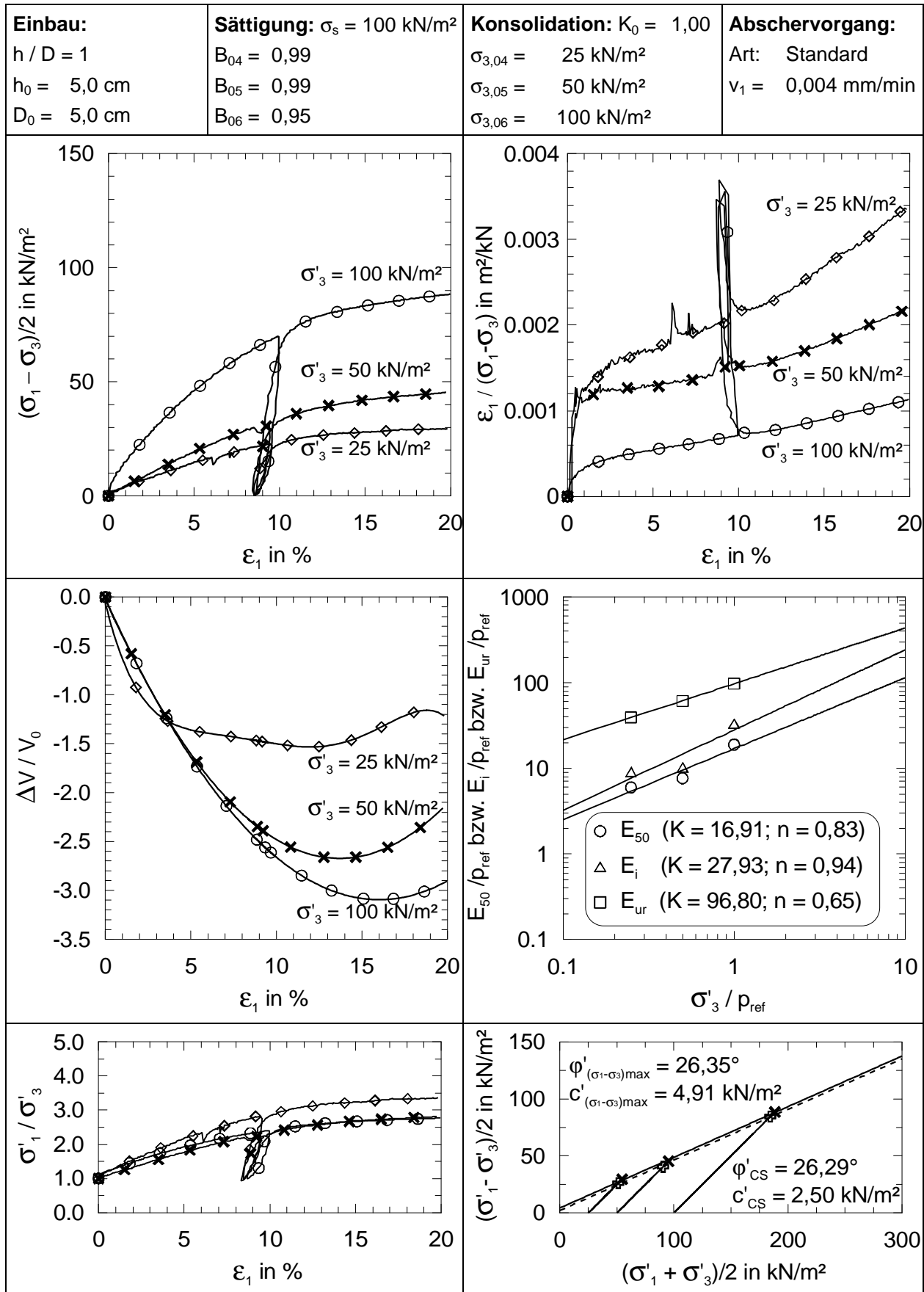


Tabelle C.22: CID-s-K_07-08-09 (Kaolin)

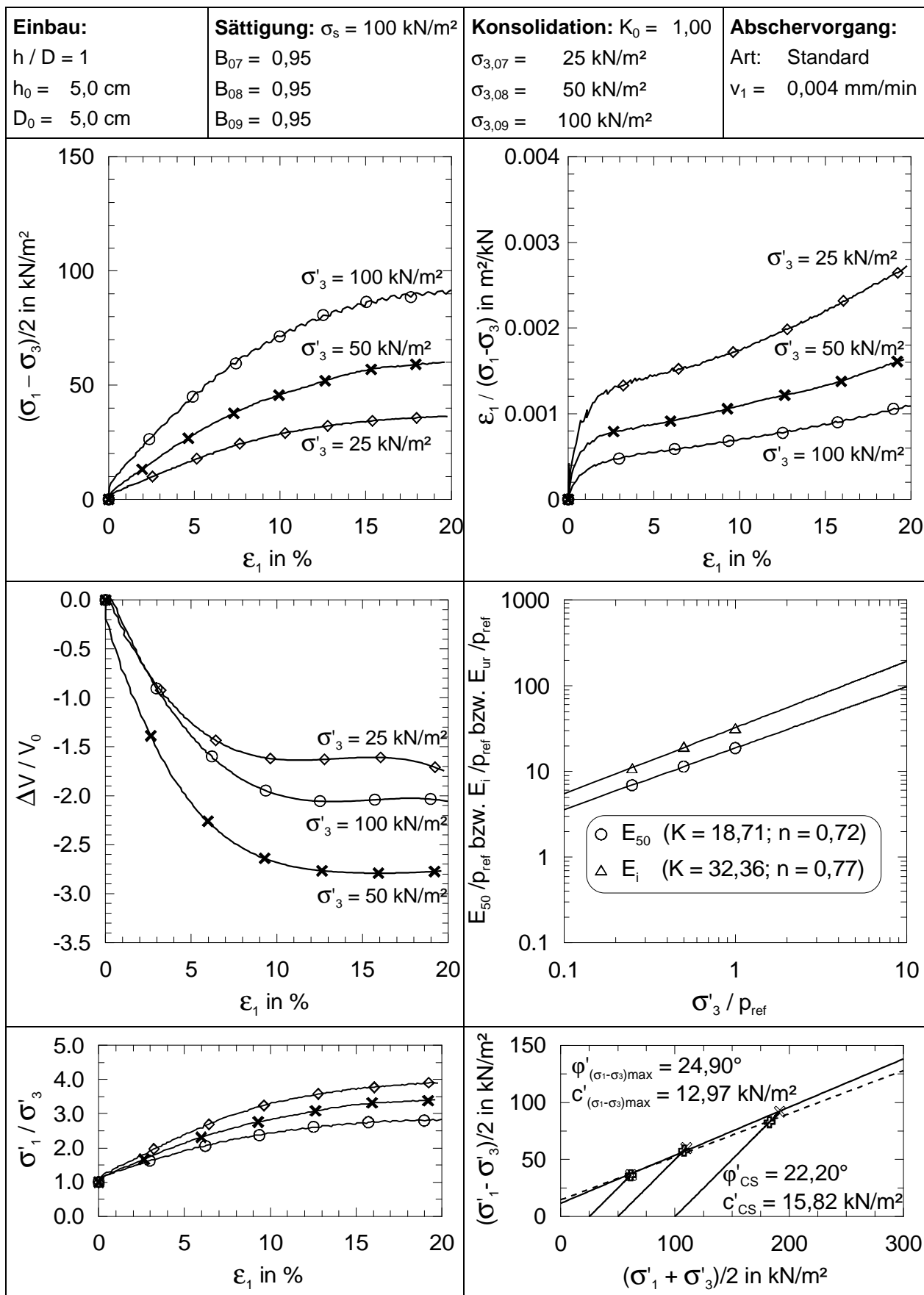


Tabelle C.23: CID-s-BS_01-02-03 (Projekt II - Seeton)

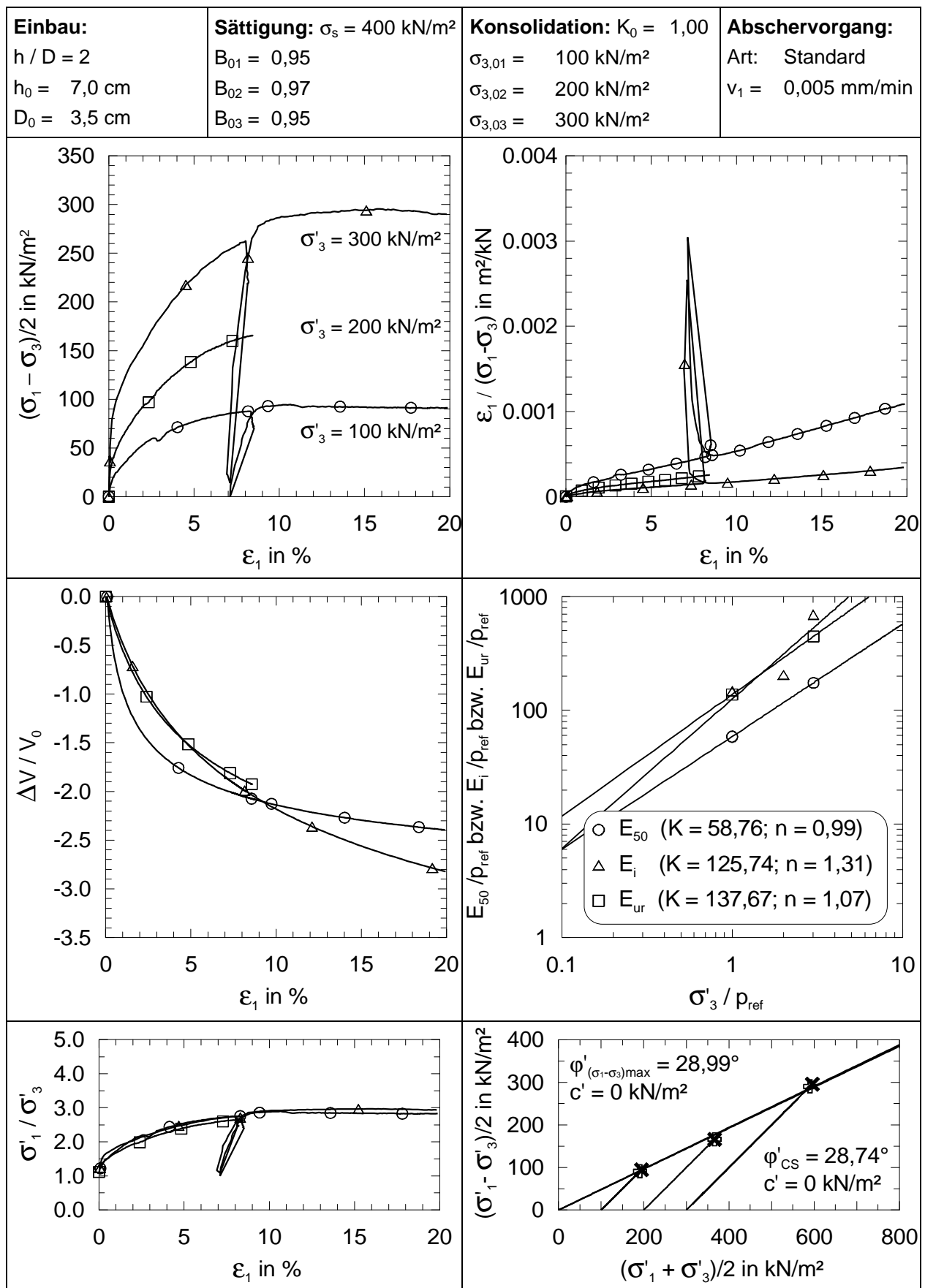


Tabelle C.24: CID-s-BS_04-05-06 (Projekt II - Seeton)

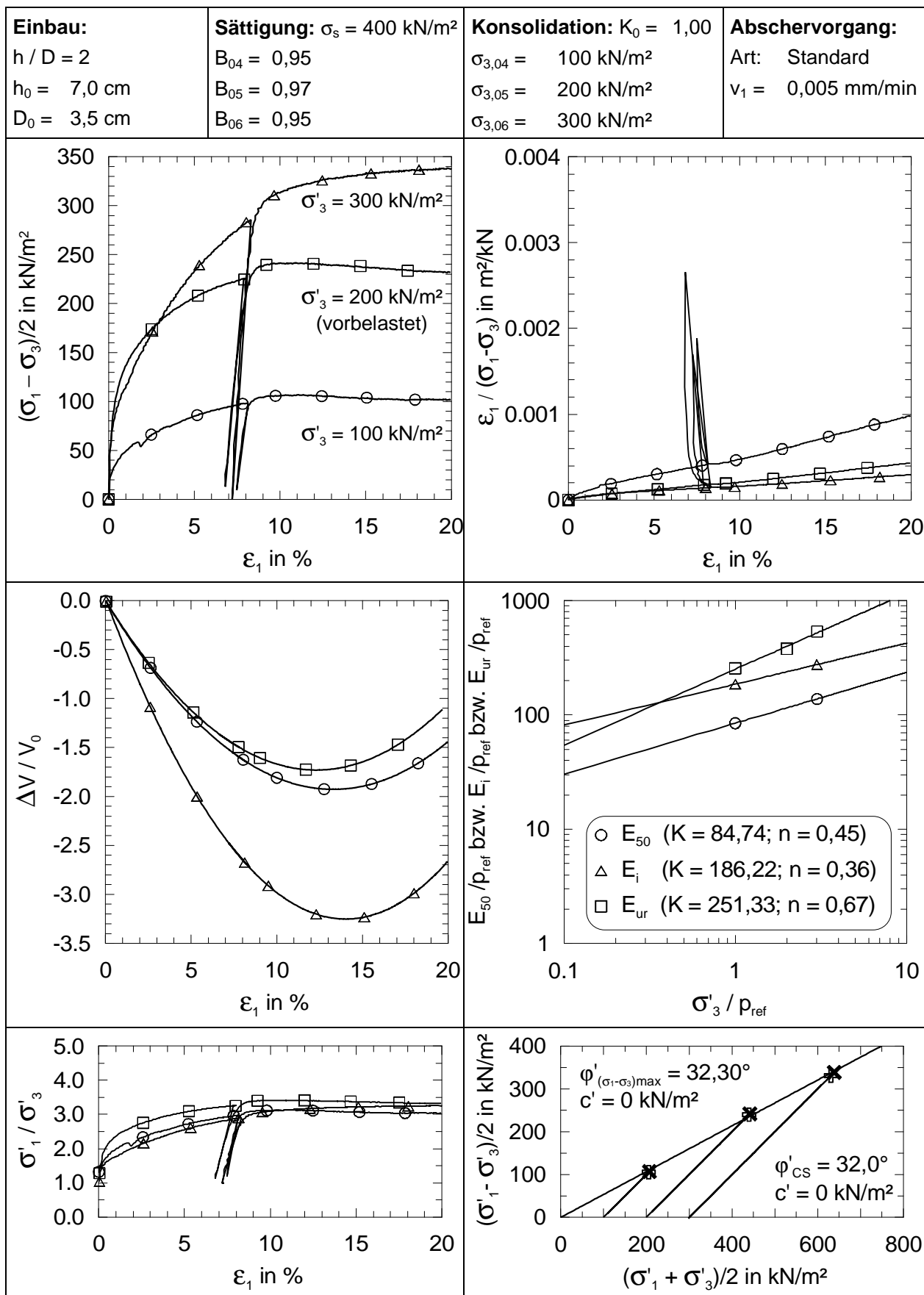


Tabelle C.25: CID-s-SH_01-02-03 (Projekt III - Seeton)

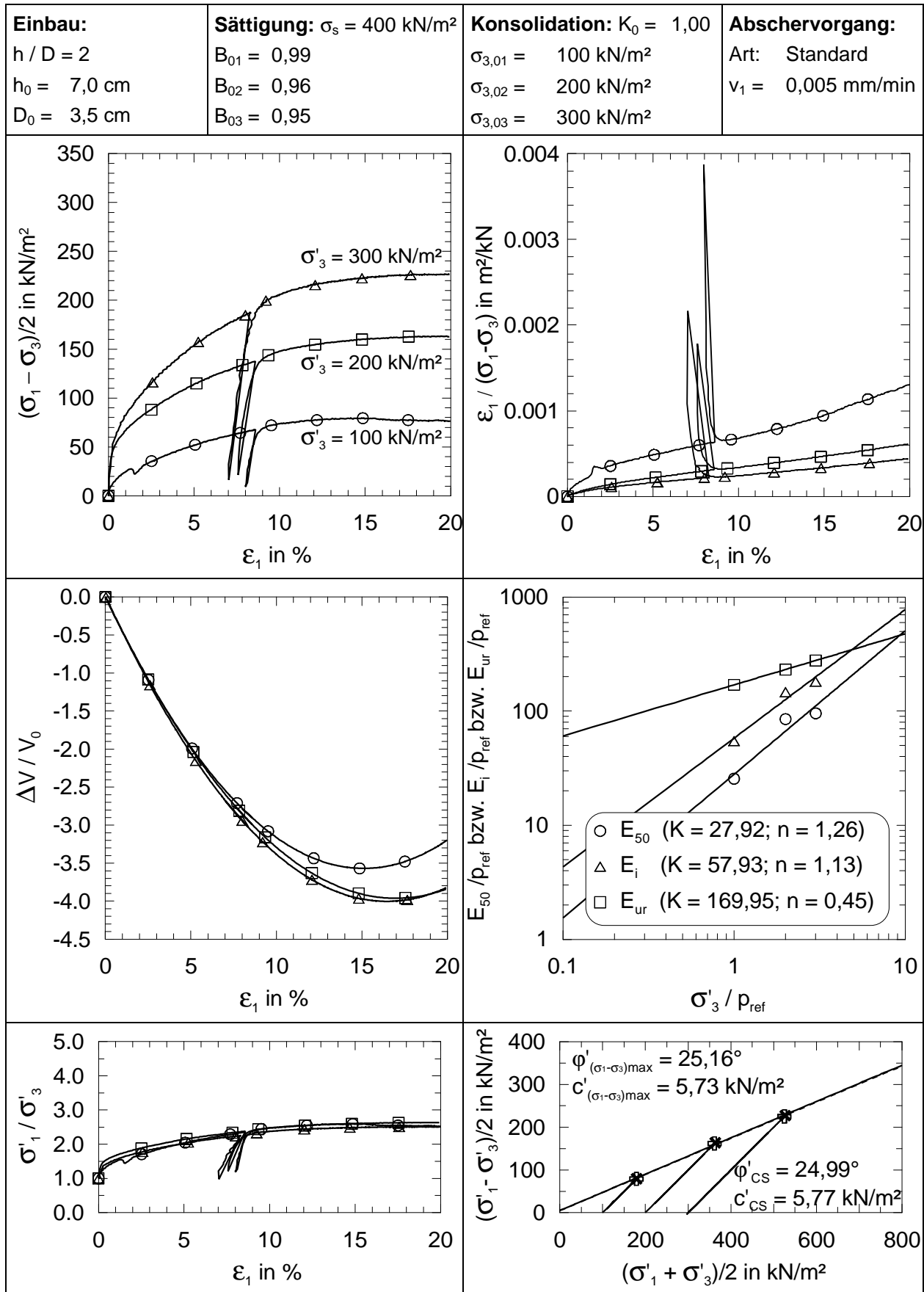
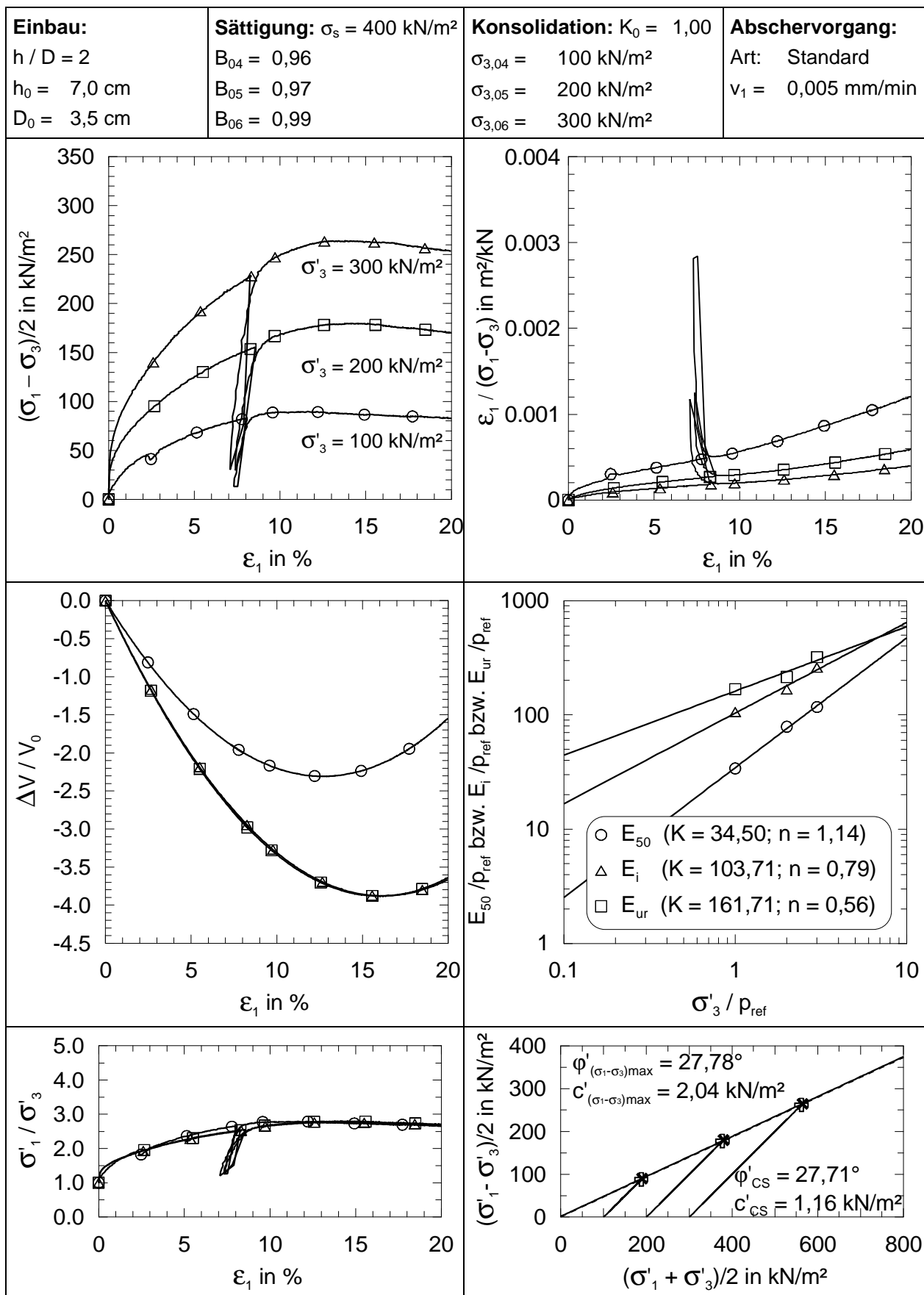


Tabelle C.26: CID-s-SH_04-05-06 (Projekt III - Seeton)



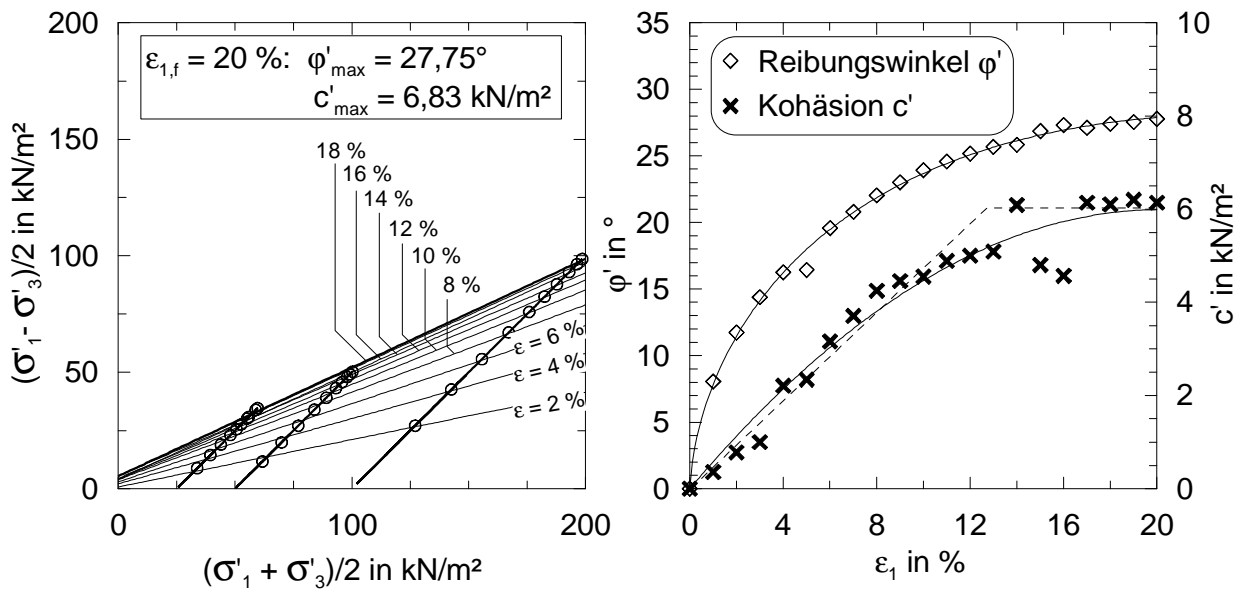


Bild C.11: Mobilisierte Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton
(Kaolin – CID-s-K_01-02-03)

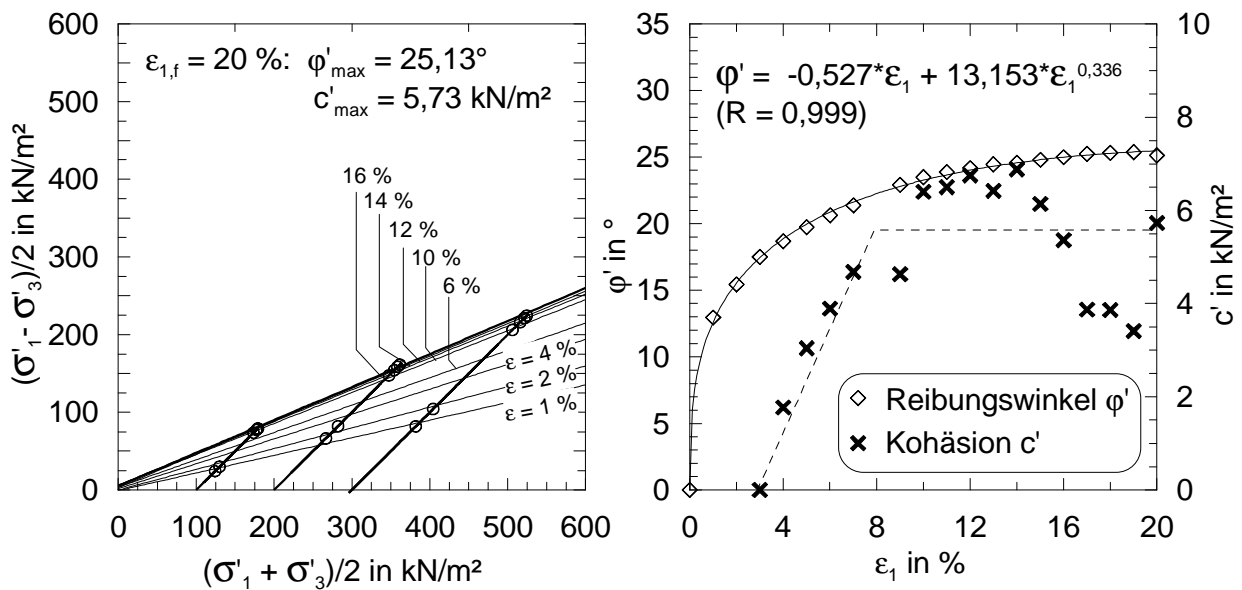


Bild C.12: Mobilisierte Scherfestigkeit von normalkonsolidiertem Seeton
(Projekt II – CID-s-SH_01-02-03)

C.4 UndrÄnierte Triaxialversuche (CIU-Versuche)

C.4.1 Versuche mit normalkonsolidiertem Kaolin

Tabelle C.27: Abmessungen und Zustandsgrößen der undrÄnierten Triaxialversuche mit Kaolin

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CIU-s-K_01	4,94	5,00	1,87	43,8	1,08	1,10	-
CIU-s-K_02	4,87	5,00	1,85	43,8	1,10	1,08	-
CIU-s-K_03	4,69	5,00	1,97	43,8	0,98	1,22	-
CIU-s-K_04	4,72	5,00	1,87	44,0	1,09	1,09	-
CIU-s-K_05	4,72	5,00	1,85	44,0	1,11	1,08	-
CIU-s-K_06	4,69	5,00	1,88	44,0	1,08	1,11	-
CIU-s-K_07	4,69	5,00	1,88	42,8	1,06	1,10	-
CIU-s-K_08	4,71	5,00	1,88	42,4	1,05	1,10	-
CIU-S-K_01	9,37	9,52	1,98	36,1	0,86	1,13	28,7
CIU-S-K_02	9,46	9,61	1,93	36,1	0,92	1,07	28,9
CIU-S-K_03	9,44	9,58	1,90	36,8	0,96	1,04	28,9
CIU-S-K_04	8,92	9,68	1,87	36,8	0,98	1,02	27,4
CIU-S-K_07	9,48	5,45	1,75	34,7	1,08	0,87	28,7
CIU-S-K_08	9,32	5,36	1,82	34,7	1,00	0,94	28,4
CIU-S-K_09	9,22	5,28	1,88	37,7	0,94	1,00	28,3
CIU-S-K_12	9,86	10,00	1,91	28,4	0,82	0,94	28,6
CIU-S-K_13	9,89	9,75	1,96	28,4	0,77	1,00	23,9
CIU-S-K_15	9,66	9,66	1,95	34,8	0,87	1,08	25,0
CIU-S-K_16	9,83	9,80	1,88	35,1	0,95	1,01	26,2
CIU-S-K_18	9,37	9,51	1,93	34,5	0,88	1,06	26,9
CIU-S-K_19	9,81	9,72	1,90	33,9	0,91	1,01	29,1
CIU-S-K_20	9,81	9,72	1,82	33,9	1,00	0,92	27,1
CIU-S-K_21	9,69	9,50	1,95	33,9	0,86	1,07	28,3
CIU-S-K_23	9,82	9,73	1,90	34,1	0,91	1,02	31,0
CIU-S-K_24	9,76	9,69	1,95	34,1	0,86	1,07	30,0
CIU-S-K_25	9,95	9,76	1,90	32,3	0,88	0,99	29,4
CIU-S-K_26	9,85	9,77	1,89	32,4	0,89	0,98	29,3
CIU-S-K_27	9,87	9,74	1,89	32,4	0,90	0,97	29,0
CIU-S-K_28	9,99	9,73	1,91	32,1	0,88	0,99	29,2

Fortsetzung Tabelle C.27:

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	ρ in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CIU-S-K_30	9,30	4,90	1,63	33,1	1,21	0,74	24,6
CIU-S-K_31	9,50	5,05	1,69	33,1	1,13	0,79	23,6
CIU-S-K_33	9,55	9,46	1,92	33,1	0,87	1,03	27,4

Tabelle C.28: Verformungsparameter (Erstbelastung) für Kaolin aus CIU-Versuchen
(Kleine (s) Zellen)

Versuch	GZ: $(s_1 - s_3)_{max}$									GZ: $(s'_1 / s'_3)_{max}$				
	s_3	E_i	n	K	E_{50}	R_f	n	K	$e_{1,f}$	E_{50}	R_f	n	K	$e_{1,f}$
	kN/m ²	kN/m ²	-	-	kN/m ²	-	-	-	%	kN/m ²	-	-	-	%
CIU-s-K_01	25	1002,0			450,3	0,81			20,0	475,6	0,79			18,9
CIU-s-K_02	50	961,3	0,94	29,20	477,5	0,82	0,88	12,69	20,0	477,5	0,82	0,86	12,84	20,0
CIU-s-K_03	100	3677,1			1525,3	0,92			20,0	1563,7	0,90			18,4
CIU-s-K_04	25	539,5			266,3	0,73			20,0	266,3	0,73			20,0
CIU-s-K_05	50	1150,8	1,20	27,71	562,8	0,77	1,21	13,77	20,0	562,8	0,77	1,26	14,65	20,0
CIU-s-K_06	100	2838,7			1418,5	0,87			20,0	1527,8	0,86			18,6
CIU-s-K_07	50	1102,6			521,7	0,83			20,0	521,7	0,83			20,0
CIU-s-K_08	100	1919,6	0,80	19,20	985,5	0,83	0,92	9,85	20,0	1075,0	0,80	1,04	10,75	17,7

Tabelle C.29: Porenwasserdruckparameter und Steifigkeitsverhältnisse für Kaolin
aus CIU-Versuchen (Kleine (s) Zellen)

Versuch	GZ: $(\mathbf{s}_1 - \mathbf{s}_3)_{max}$							GZ: $(\mathbf{s}'_1 / \mathbf{s}'_3)_{max}$	
	\mathbf{s}_3	A_{max}	$\mathbf{e}_{I,Amax}$	A_f	E_i/E_{50}	A_f	E_i/E_{50}		
	kN/m²	-	%	-	-	-	-		
CIU-s-K_01	25	0,74	2,4	0,21	2,23	0,22	2,11		
CIU-s-K_02	50	1,41	1,4	0,35	2,01	0,35	2,01		
CIU-s-K_03	100	1,04	2,4	0,47	2,41	0,49	2,35		
CIU-s-K_04	25	1,35	1,8	0,38	2,03	0,38	2,03		
CIU-s-K_05	50	1,18	2,4	0,39	2,04	0,39	2,04		
CIU-s-K_06	100	1,25	2,2	0,51	2,00	0,54	1,86		
CIU-s-K_07	50	1,27	2,2	0,49	2,11	0,49	2,11		
CIU-s-K_08	100	1,60	2,9	0,71	1,95	0,78	1,79		

Tabelle C.30: Verformungsparameter (Erstbelastung) für Kaolin aus CIU-Versuchen
(Große (S) Zellen)

Versuch	GZ: $(s_l - s_3)_{max}$									GZ: $(s'_l / s'_3)_{max}$				
	s_3	E_i	n	K	E_{50}	R_f	n	K	$e_{l,f}$	E_{50}	R_f	n	K	$e_{l,f}$
	kN/m ²	kN/m ²	-	-	kN/m ²	-	-	-	%	kN/m ²	-	-	-	%
CIU-S-K_01	85	7533,5	0,56	56,53	5411,3	0,94	0,67	35,19	18,8	5708,3	0,90	0,62	36,90	11,3
CIU-S-K_02	98	5252,1			3256,8	0,91			20,0	3272,1	0,91			20,0
CIU-S-K_03	84	3831,4			2238,8	0,89			20,0	2245,9	0,88			19,2
CIU-S-K_04	42	2784,0			1389,3	0,86			20,0	1952,9	0,59			5,9
CIU-S-K_07	100	4304,8			2394,4	0,86			14,1	2883,0	0,79			10,0
CIU-S-K_08	100	6849,3			3869,9	0,91			15,7	3880,9	0,83			7,1
CIU-S-K_09	100	8673,0			6496,0	0,94			16,3	8443,3	0,87			8,3
CIU-S-K_12	197	5851,4			3054,7	0,88			19,7	3054,7	0,88			19,7
CIU-S-K_13	81	5571,0			3642,3	0,92			20,0	3609,2	0,91			17,9
CIU-S-K_15	283	12821,0			10616	0,93			19,0	10616	0,93			19,0
CIU-S-K_16	261	4885,2			2608,8	0,86			19,5	2608,8	0,86			19,5
CIU-S-K_18	82	4237,3			2098,9	0,85			19,5	2708,2	0,73			9,3
CIU-S-K_19	99	4651,2			4157,4	0,94			19,4	5140,5	0,93			15,9
CIU-S-K_20	80	3257,3			1617,4	0,85			19,6	1615,4	0,85			19,7
CIU-S-K_21	78	2659,6			1370,8	0,87			20,0	1339,0	0,85			18,0
CIU-S-K_23	77	3787,9			2344,8	0,90			20,0	2296,2	0,89			13,8
CIU-S-K_24	91	4016,1			2737,1	0,91			19,2	2718,4	0,90			17,9
CIU-S-K_27	91	3731,3			2453,3	0,92			19,0	2453,3	0,92			19,0
CIU-S-K_28	86	1908,4			1050,8	0,84			16,7	1047,4	0,84			17,0
CIU-S-K_30	125	12063,0			6462,4	0,86			14,3	11378	0,62			5,4
CIU-S-K_31	293	11976,0	6094,9	0,87	16,2	6480,8	0,80	10,5						
CIU-S-K_33	80	4784,7	2809,2	0,89	19,7	3014,7	0,82	10,2						

Tabelle C.31: Porenwasserdruckparameter und Steifigkeitsverhältnisse für Kaolin
aus CIU-Versuchen (Große (S) Zellen)

Versuch	s_3 [kN/m ²]	A_{max} [-]	$e_{I,Amax}$ [%]	GZ: $(s_I - s_3)_{max}$		GZ: $(s'_1 / s'_3)_{max}$	
				A_f [-]	E_v/E_{50} [-]	A_f [-]	E_v/E_{50} [-]
CIU-S-K_01	85	0,54	3,0	0,39	1,39	0,45	1,32
CIU-S-K_02	98	0,70	3,0	0,47	1,61	0,47	1,61
CIU-S-K_03	84	0,57	3,6	0,33	1,71	0,34	1,71
CIU-S-K_04	42	0,57	0,8	-0,09	2,00	0,14	1,43
CIU-S-K_07	100	0,57	1,3	0,12	1,80	0,24	1,49
CIU-S-K_08	100	0,52	2,1	0,17	1,77	0,30	1,76
CIU-S-K_09	100	0,37	2,1	0,10	1,34	0,20	1,03
CIU-S-K_12	197	0,75	5,4	0,56	1,92	0,56	1,92
CIU-S-K_13	81	0,36	2,6	0,19	1,53	0,19	1,54
CIU-S-K_15	283	0,84	16,0	0,83	1,21	0,83	1,21
CIU-S-K_16	261	1,59	3,0	0,87	1,87	0,87	1,87
CIU-S-K_18	82	0,52	1,5	0,04	2,02	0,18	1,56
CIU-S-K_19	99	1,07	1,9	0,77	1,12	0,80	0,90
CIU-S-K_20	80	0,51	1,8	0,11	2,01	0,11	2,02
CIU-S-K_21	78	1,05	0,9	0,33	1,94	0,34	1,99
CIU-S-K_23	77	0,75	2,7	0,44	1,62	0,47	1,65
CIU-S-K_24	91	0,75	3,2	0,44	1,47	0,45	1,48
CIU-S-K_25	96	1,42	1,6	0,97	1,82	0,97	1,82
CIU-S-K_26	69	0,78	3,8	0,49	2,05	0,50	2,06
CIU-S-K_27	91	1,07	1,6	0,63	1,52	0,63	1,52
CIU-S-K_28	86	1,91	0,8	0,77	1,82	0,78	1,82
CIU-S-K_30	125	0,56	1,4	0,12	1,87	0,38	1,06
CIU-S-K_31	293	0,54	1,0	-0,04	1,96	0,08	1,85
CIU-S-K_33	80	0,51	3,1	0,22	1,70	0,33	1,59

Tabelle C.32: CIU-s-K_01-02-03 (Kaolin)

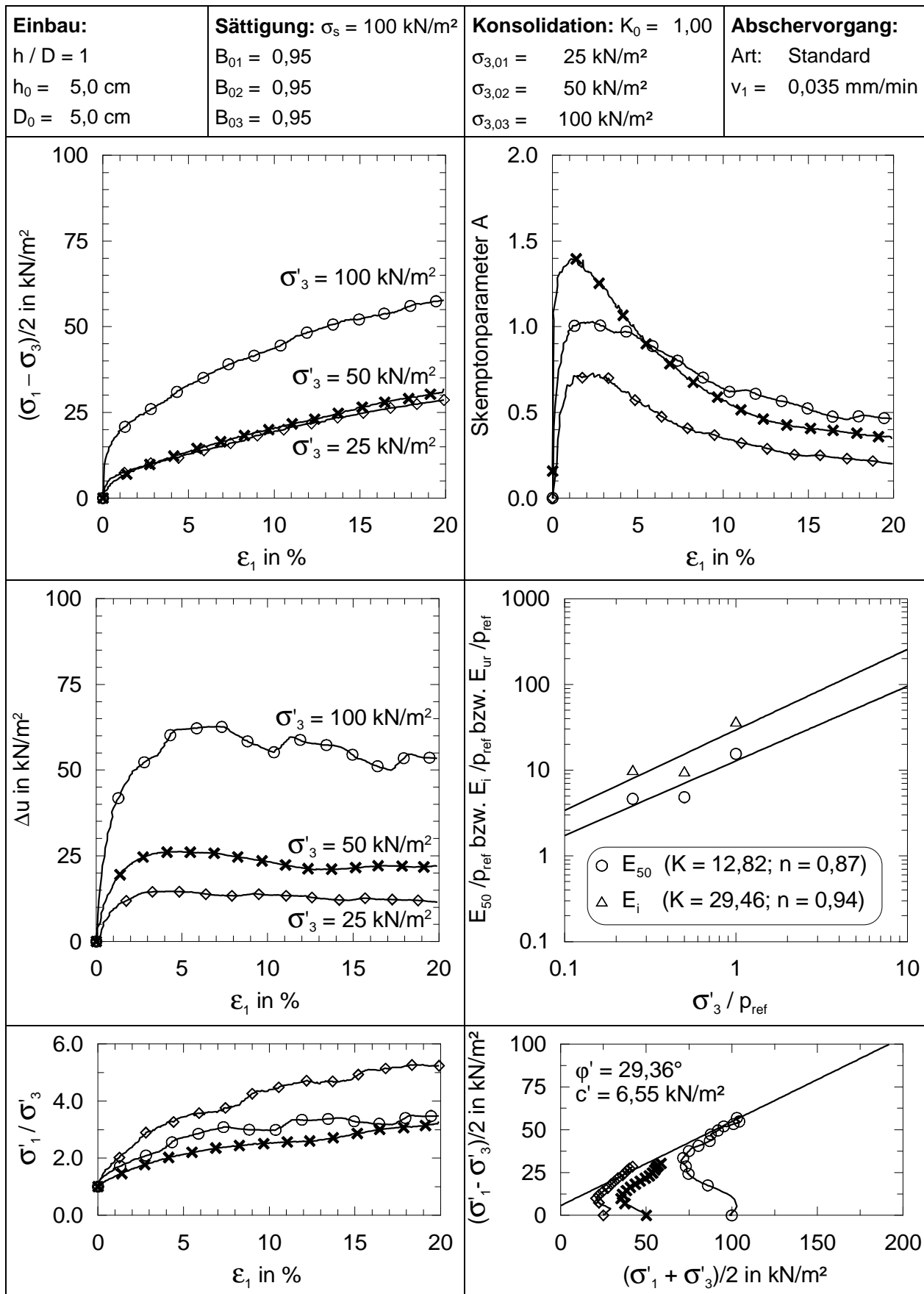


Tabelle C.33: CIU-s-K_04-05-06 (Kaolin)

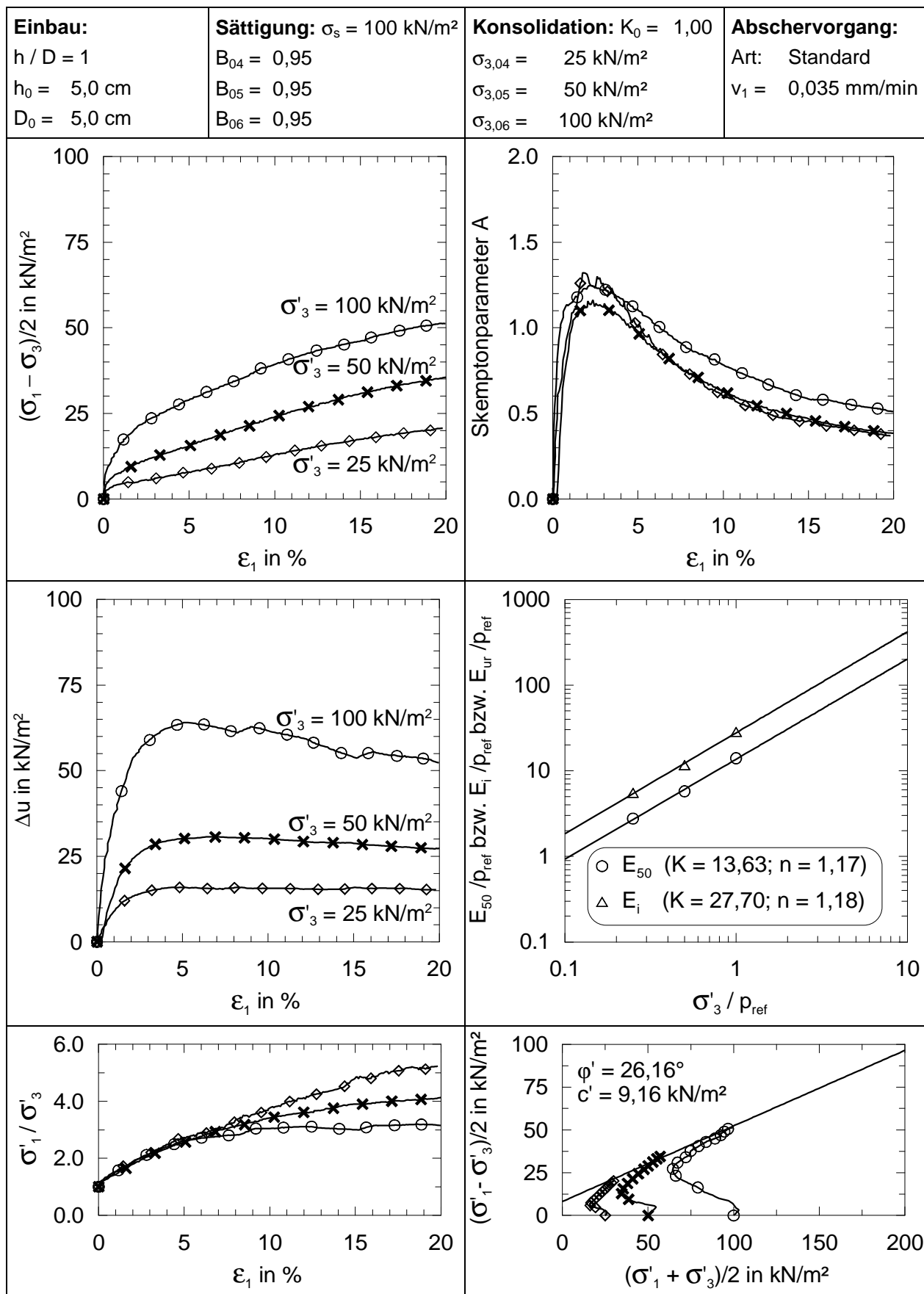


Tabelle C.34: CIU-s-K_07-08 (Kaolin)

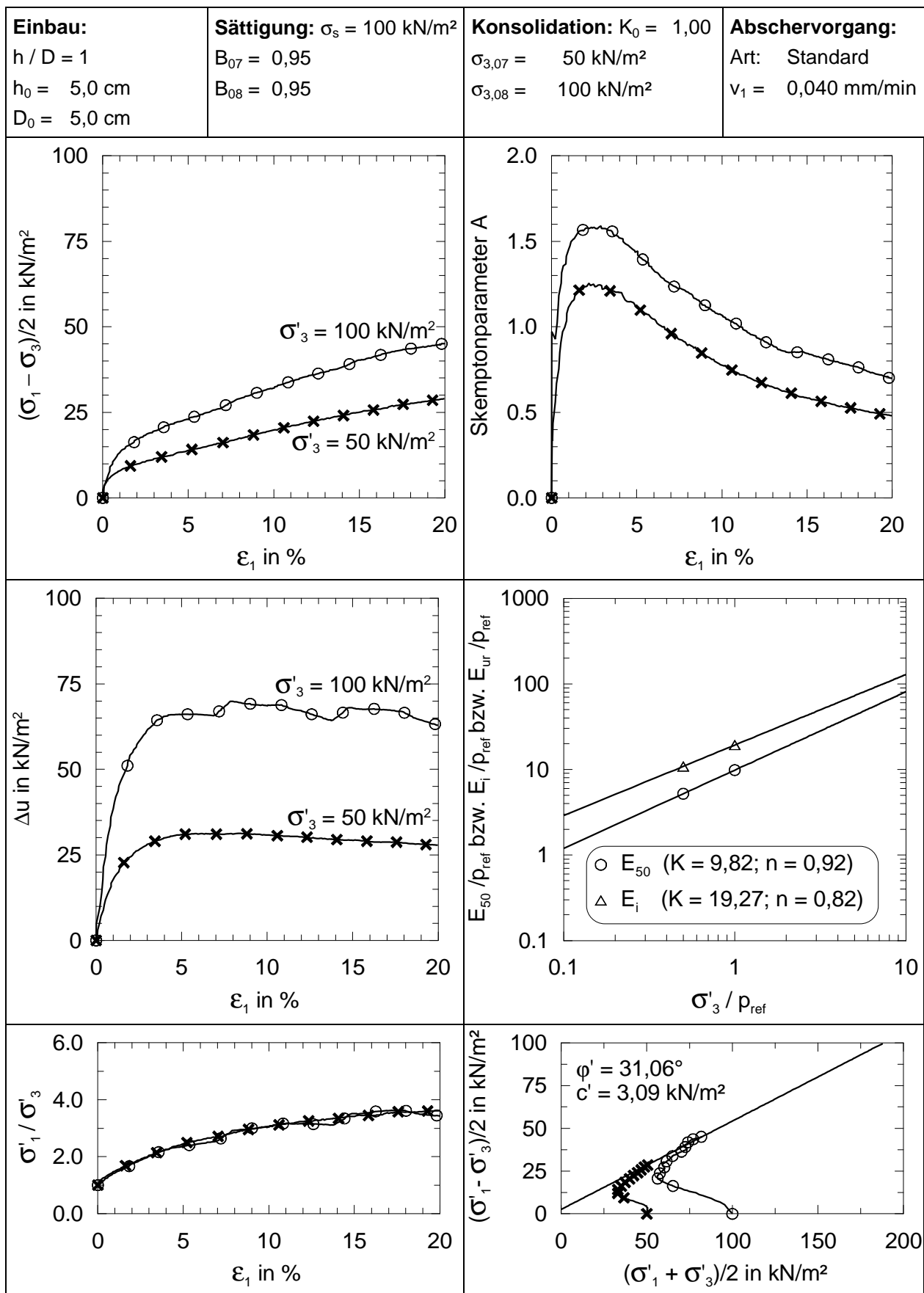
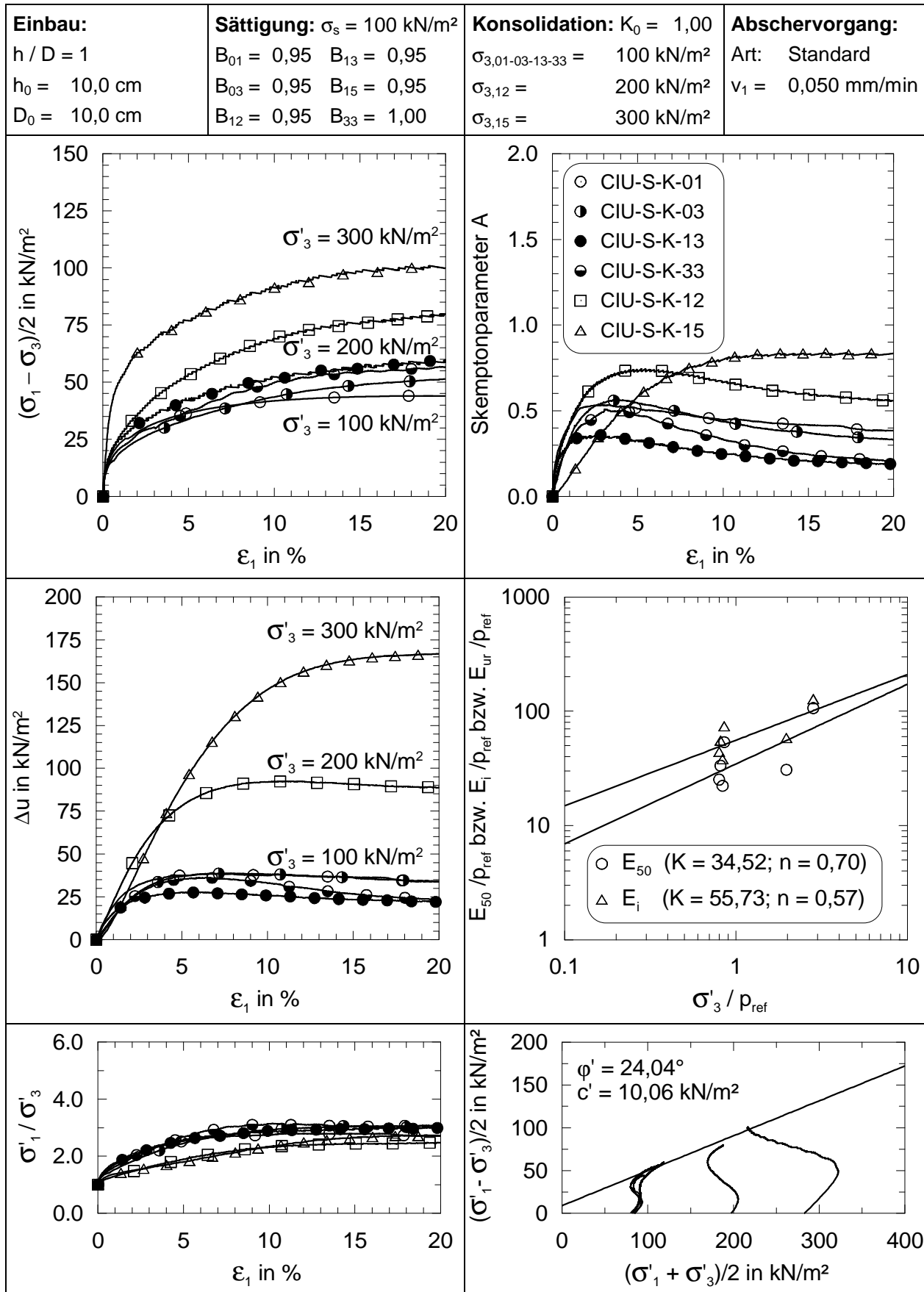


Tabelle C.35: CIU-S-K_01-03-12-13-15-33 (Kaolin)



C.4.2 Versuche mit Seeton (Projekt II und III)

Tabelle C.36: Abmessungen und Zustandsgrößen der undränierten Triaxialversuche mit Seeton

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CIU-s-BS_01	7,80	3,55	2,06	24,5	0,64	1,04	20,2
CIU-s-BS_02	7,75	3,55	2,06	24,5	0,64	1,04	21,4
CIU-s-BS_03	7,10	3,50	2,03	27,9	0,70	1,08	22,8
CIU-s-BS_04	7,35	3,50	1,99	27,9	0,74	1,02	22,0
CIU-s-BS_05	7,40	3,50	2,05	27,9	0,69	1,09	20,3
CIU-s-SH_01	7,25	3,50	1,98	34,5	0,84	1,12	25,4
CIU-s-SH_02	7,25	3,50	1,91	34,5	0,91	1,03	32,6
CIU-s-SH_03	7,20	3,50	1,85	34,5	0,97	0,96	28,9
CIU-s-SH_04	7,10	3,50	1,97	32,8	0,82	1,08	25,6
CIU-s-SH_05	7,20	3,50	1,97	32,8	0,83	1,07	23,4
CIU-s-SH_06	7,30	3,50	1,99	32,8	0,81	1,10	23,2
CIU-s-SH_07*	7,10	3,50	2,09	26,0	0,64	1,11	23,3
CIU-s-SH_08*	7,20	3,50	2,07	26,0	0,65	1,09	21,7
CIU-s-SH_09*	7,30	3,50	2,18	26,0	0,57	1,25	19,4
*: Horizontal orientierte Probe							

Tabelle C.37: Verformungsparameter (Anfangs- und Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit) für Seeton aus CIU-Versuchen

Versuch	s_3 kN/m ²	E_i kN/m ²	n -	K -	E_{ur} KN/m ²	n -	K -	E_{ur}/E_i -
CIU-s-BS_01	178	12048,2	0,10	113,65	36336,2	1,05	199,12	3,02
CIU-s-BS_02	93	11286,7			18539,3			1,64
CIU-s-BS_03	91	7513,1			14492,1			1,93
CIU-s-BS_04	201	14524,6	0,83	81,54	15856,0	0,55	140,62	1,09
CIU-s-BS_05	292	9771,4			30416,3			3,11
CIU-s-SH_01	97	6305,2			8921,0			1,41
CIU-s-SH_02	203	17513,1	2,21	58,65	18328,5	1,10	90,55	1,05
CIU-s-SH_03	283	81300,8			29780,9			0,37
CIU-s-SH_04	97	8569,0			10936,2			1,28
CIU-s-SH_07*	96	30303,0			31553,6			1,04
CIU-s-SH_08*	203	41666,7	0,25	316,84	22938,9	0	291,16	0,55
CIU-s-SH_09*	297	38759,7			34079,4			0,88

Tabelle C.38: Steifigkeitsparameter (Sekantensteifigkeit) und Porenwasserdruckparameter für Seeton aus CIU-Versuchen im GZ: $(\mathbf{s}_1 - \mathbf{s}_3)_{\max}$

Versuch	\mathbf{s}_3 kN/m ²	E_{50} kN/m ²	R_f -	n -	K -	$\mathbf{e}_{1,f}$ %	E_i/E_{50} -	E_{ur}/E_{50} -	A_f -	A_{\max} -	$\mathbf{e}_{1,A_{\max}}$ %
CIU-s-BS_01	178	6446,7	0,87	-1,32	137,48	15,4	1,87	5,64	0,11	0,60	2,1
CIU-s-BS_02	93	15041,5	0,93			17,3	0,75	1,23	-0,01	0,33	15,6
CIU-s-BS_03	91	10551,6	0,99			17,9	0,71	1,88	0,28	0,59	1,5
CIU-s-BS_04	201	67550,8	0,98	0,94	115,25	19,2	0,30	0,20	0,46	0,62	3,5
CIU-s-BS_05	292	31597,3	1,00			19,5	0,82	0,81	0,35	0,70	2,5
CIU-s-SH_01	97	3674,6	0,92			17,4	1,72	2,43	0,42	0,76	2,1
CIU-s-SH_02	203	18080,5	0,96	2,42	38,03	16,1	0,97	1,01	0,73	0,80	7,5
CIU-s-SH_03	283	52193,6	1,00			9,8	1,56	0,57	0,87	1,11	20,0
CIU-s-SH_04	97	10439,3	0,94			15,7	0,82	1,05	0,31	0,72	1,2
CIU-s-SH_07*	96	69804,9	0,97			10,1	0,43	0,45	0,07	0,23	1,8
CIU-s-SH_08*	203	65399,6	0,98	0,03	683,43	13,1	0,64	0,35	0,23	0,39	2,6
CIU-s-SH_09*	297	74011,4	0,96			19,6	0,52	0,46	0,26	0,51	2,5

Tabelle C.39: Steifigkeitsparameter (Sekantensteifigkeit) und Porenwasserdruckparameter für Seeton aus CIU-Versuchen im GZ: $(\mathbf{s}'_1 / \mathbf{s}'_3)_{\max}$

Versuch	\mathbf{s}_3 kN/m ²	E_{50} kN/m ²	R_f -	n -	K -	$\mathbf{e}_{1,f}$ %	E_i/E_{50} -	A_f -
CIU-s-BS_01	178	11949,8	0,74	-1,52	287,12	8,6	1,01	0,26
CIU-s-BS_02	93	31862,9	0,76			7,8	0,35	0,14
CIU-s-BS_03	91	23963,1	0,84			7,6	0,31	0,44
CIU-s-BS_04	201	89142,7	0,82	0,89	303,09	7,0	0,23	0,66
CIU-s-BS_05	292	57213,4	0,84			10,6	0,45	0,54
CIU-s-SH_01	97	4540,3	0,86			9,1	1,39	0,52
CIU-s-SH_02	203	18075,7	0,96	2,20	46,06	13,7	0,97	0,73
CIU-s-SH_03	283	52110,5	1,00			10,3	1,56	0,88
CIU-s-SH_04	97	17381,9	0,79			7,5	0,49	0,54
CIU-s-SH_07*	96	62608,1	0,87			5,6	0,48	0,19
CIU-s-SH_08*	203	73580,3	0,91	0,26	628,25	7,6	0,57	0,34
CIU-s-SH_09*	297	84347,0	0,92			10,3	0,46	0,33

Tabelle C.40: CIU-s-BS_01-02 (Projekt II - Seeton)

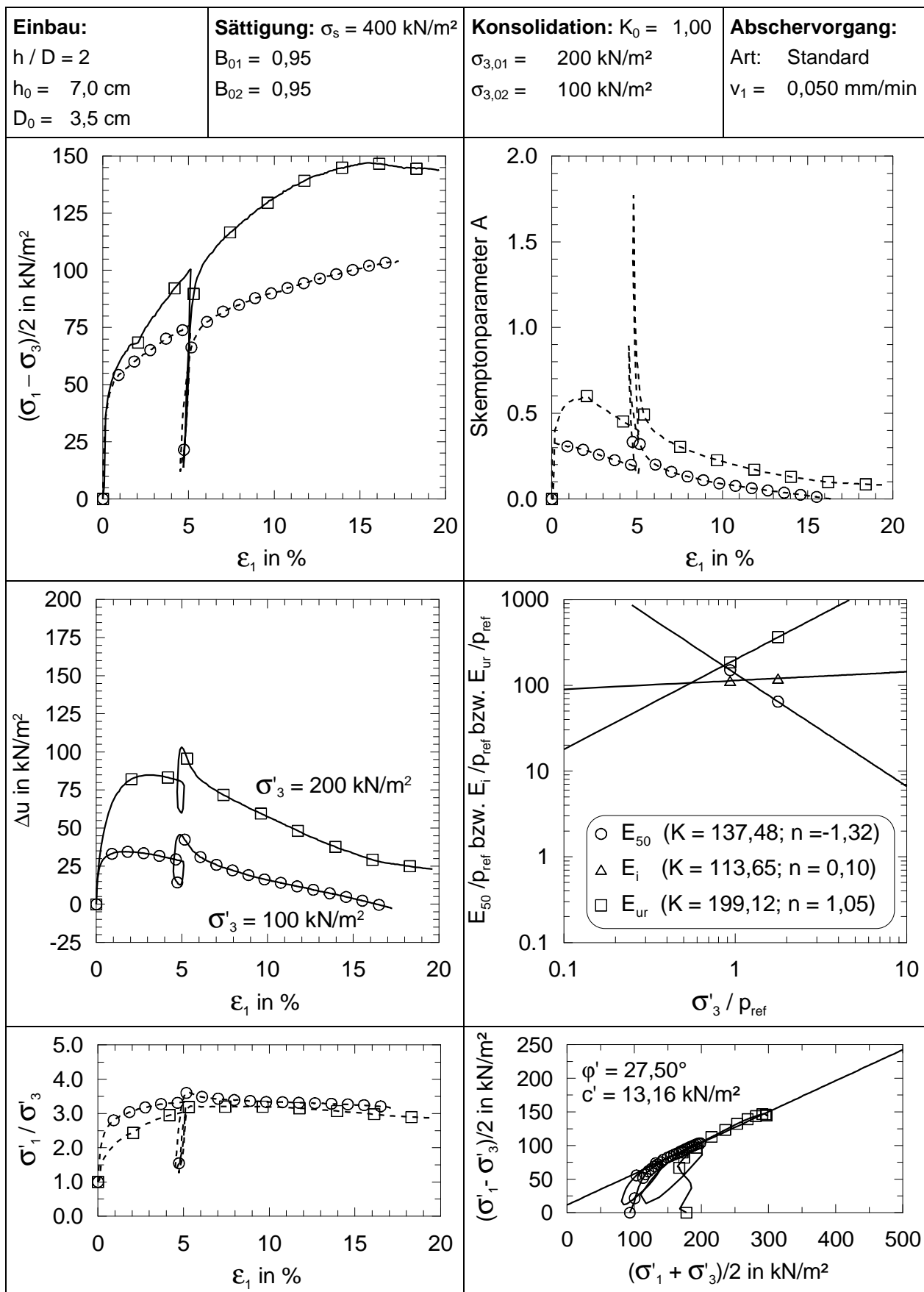


Tabelle C.41: CIU-s-BS_03-04-05 (Projekt II - Seeton)

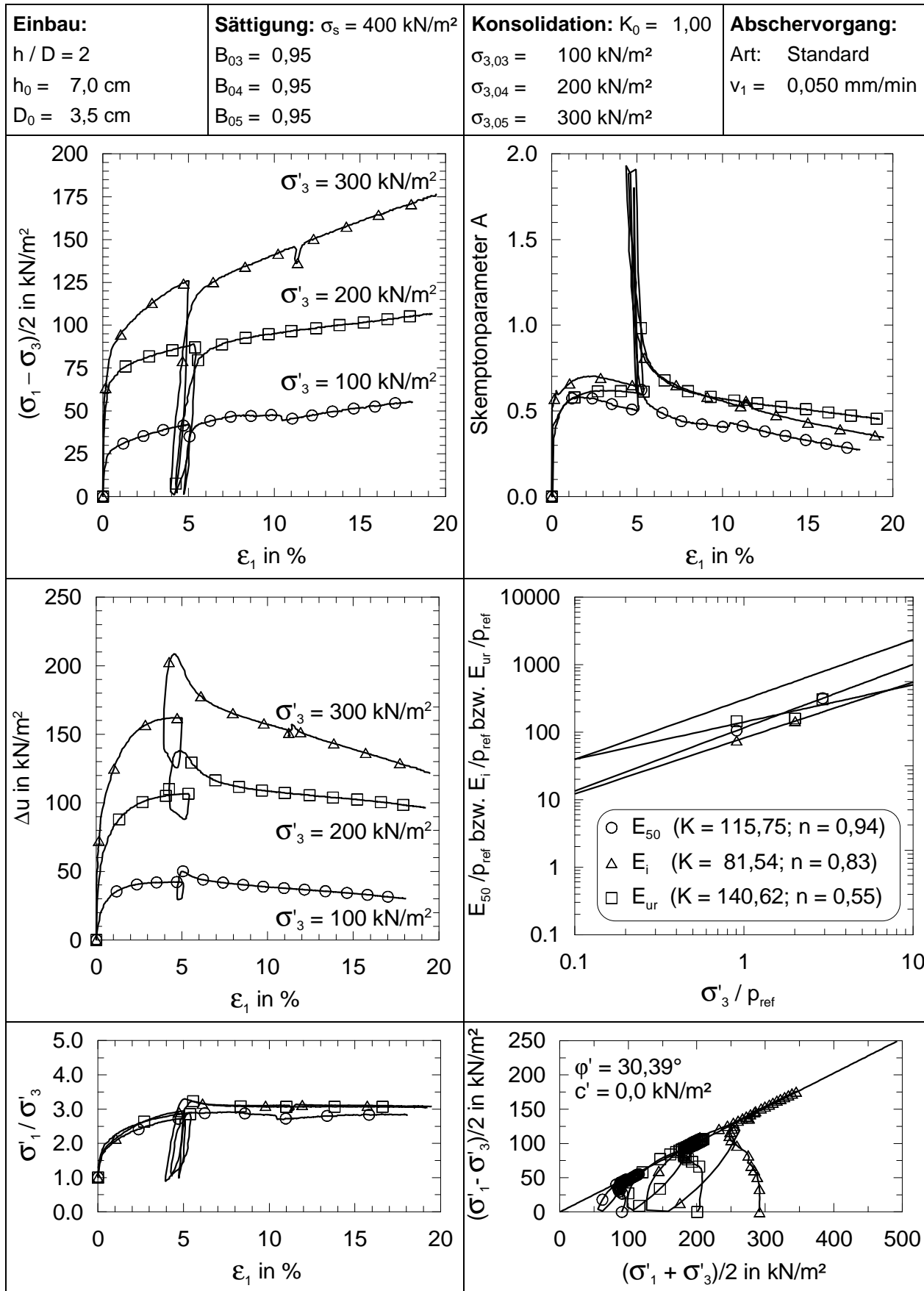


Tabelle C.42: CIU-s-SH_01-02-03 (Projekt III - Seeton)

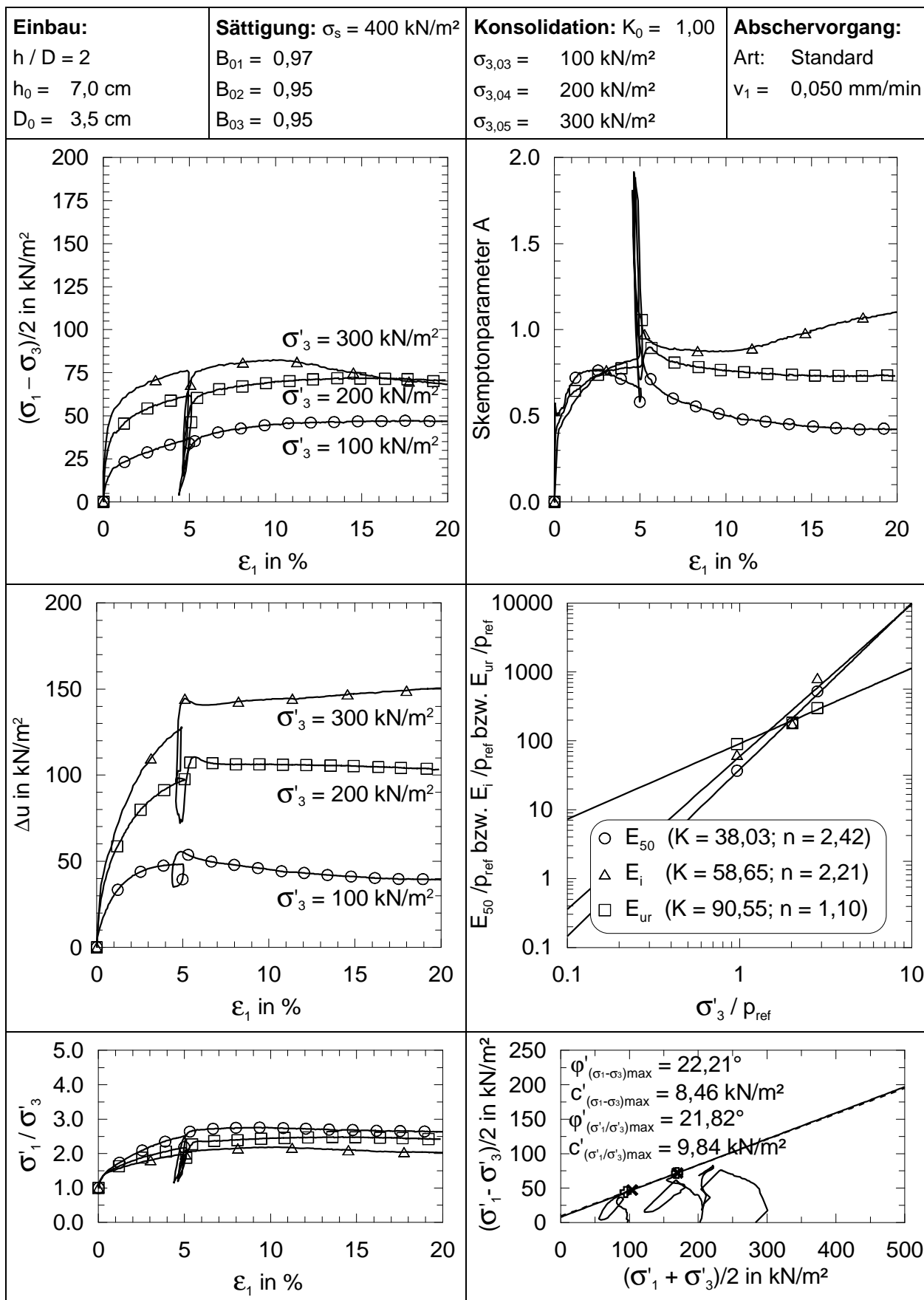


Tabelle C.43: CIU-s-SH_04-05-06 (Projekt III - Seeton)

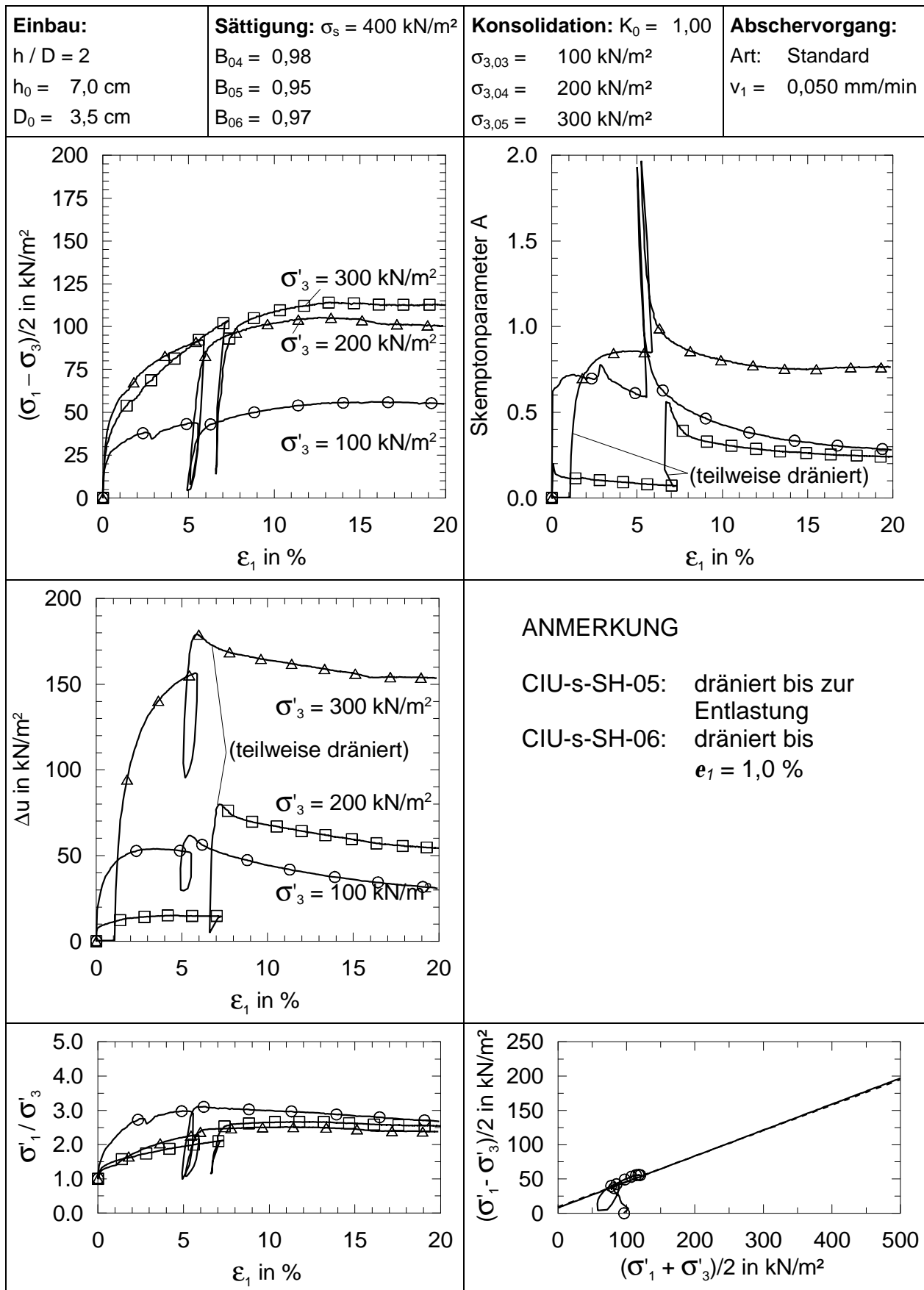
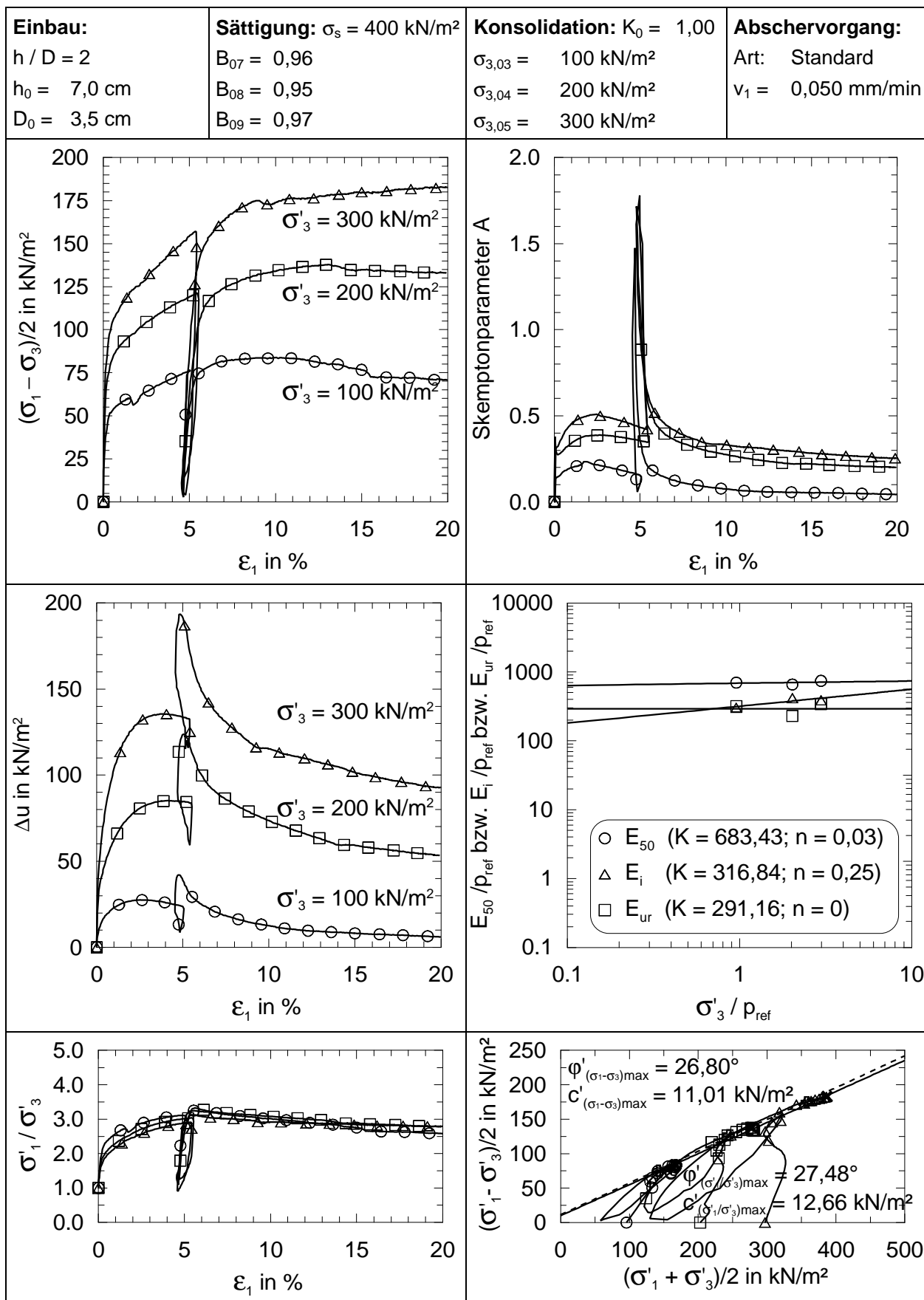


Tabelle C.44: CIU-s-SH_07-08-09 (Projekt III - Seeton)

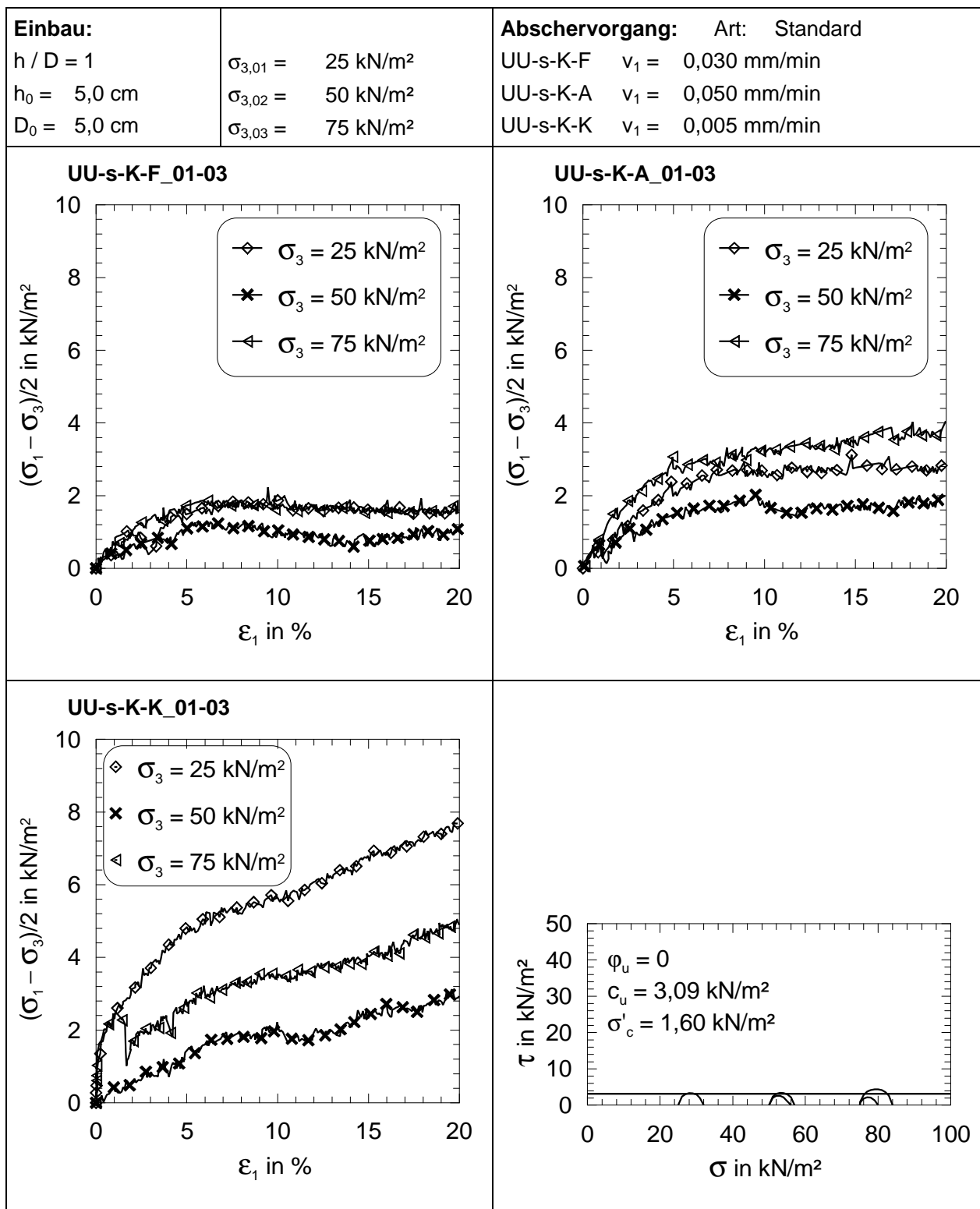


C.5 UndrÄnierte und unkonsolidierte Triaxialversuche (UU-Versuche)

Tabelle C.45: Abmessungen und Zustandsgrößen der undrÄnierten und unkonsolidierten Triaxialversuche mit Kaolin

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
UU-s-K-F_01	5,05	5,17	1,58	51,1	1,58	0,86	50,9
UU-s-K-F_02	5,14	5,20	1,57	51,1	1,61	0,86	49,0
UU-s-K-F_03	5,20	5,20	1,56	51,1	1,63	0,85	47,0
UU-s-K-A_01	5,15	5,14	1,62	50,0	1,51	0,90	45,3
UU-s-K-A_02	5,00	5,18	1,64	50,0	1,49	0,91	44,7
UU-s-K-A_03	5,25	5,15	1,69	50,0	1,40	0,97	42,2
UU-s-K-K_01	5,10	5,16	1,63	50,0	1,49	0,91	42,6
UU-s-K-K_02	5,12	5,14	1,67	50,0	1,44	0,94	39,1
UU-s-K-K_03	5,11	5,15	1,65	50,0	1,46	0,93	37,9

Tabelle C.46: UU-S-K_01-09 (Kaolin)



C.6 Spannungspfadgesteuerte undränierte Triaxialversuche

C.6.1 Versuchsserie I (mit normalkonsolidiertem Kaolin)

Tabelle C.47: Abmessungen und Zustandsgrößen der undränierten Triaxialversuche mit Kaolin

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CAU-A-K_09	9,86	10,0	1,91	28,4	0,82	0,94	27,7
CAU-A-K_10	9,81	9,72	1,90	34,5	0,92	1,02	29,1
CAU-A-K_12	11,50	9,50	1,80	30,5	0,96	0,86	26,4
CAU-B-K_01	9,33	9,86	1,92	34,8	0,90	1,05	33,0
CAU-D-K_01	9,60	9,65	1,93	34,8	0,89	1,06	30,2
CAU-D-K_02	9,71	9,83	1,89	35,1	0,93	1,02	28,0
CAU-D-K_03	9,54	9,63	1,55	33,1	1,33	0,68	26,5
CAU-E-K_01	9,73	9,75	1,90	35,1	0,92	1,03	28,6

Tabelle C.48: Auswertungsergebnisse zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Kaolin)

Versuch	s_r kN/m ²	K_0 -	\dot{s}_1 kN/m ² /h	E_{50} kN/m ²	$e_{a,E50}$ %	$e_{a,f}$ %	E_i kN/m ²	R_f -	E_i/E_{50} -	A_f -	A_{max} -	$e_{a,Amax}$ %	j'_s �
CAU-A-K_09 ¹⁾	94,5	0,70	50,0	3925,2	1,16	10,6	6871,5	0,95	1,75	0,24	0,28	4,4	32,7
CAU-A-K_10	97,2	0,70	100,0	5967,7	0,58	17,2	11606,1	1,00	1,89	0,40	0,40	17,2	31,6
CAU-A-K_12 ¹⁾	98,4	0,75	200,0	4282,9	1,22	11,0	5515,6	0,85	1,29	0,32	0,42	3,3	32,6
CAU-B-K_01 ¹⁾	92,3	0,70	50,0	4671,0	0,94	8,5	30951,3	0,69	6,63	-0,42	-0,42	8,5	35,4
CAU-D-K_01 ²⁾	104,7	0,70	50,0	13563,1	-0,48	-8,4	13756,2	0,90	1,01	0,08	0,12	-1,9	39,8
CAU-D-K_01 ³⁾	104,7	0,70	50,0	15687,1	-0,38	-6,1	17488,0	0,51	1,11	0,09	0,12	-1,9	32,6
CAU-D-K_02 ²⁾	92,2	0,70	100,0	4871,7	-1,35	-13,0	3289,5	0,69	0,68	0,22	-0,05	-6,7	43,7
CAU-D-K_02 ³⁾	92,2	0,70	100,0	7408,4	-0,69	-6,7	9586,1	0,88	1,29	-0,04	-0,05	-6,7	32,5
CAU-D-K_03 ²⁾	100,0	0,75	50,0	8027,2	-0,81	-10,9	4527,9	0,75	0,56	0,04	-0,10	-3,9	69,6
CAU-D-K_03 ⁴⁾	100,0	0,75	50,0	13485,5	-0,36	-4,5	12584,9	0,91	0,93	-0,10	-0,10	-3,4	35,1
CAU-E-K_01 ²⁾	97,6	0,70	100,0	6497,4	-0,81	-14,9	7770,0	0,89	1,20	-0,95	-0,95	-14,9	38,1
CAU-E-K_01 ³⁾	97,6	0,70	100,0	12461,7	-0,53	-9,2	12915,5	0,91	1,04	-1,11	-1,11	-9,2	32,5

¹⁾ Bruchkriterium: $(s'_a/s'_r)_{max}$; ²⁾ letzter Versuchswert; ³⁾ interpoliert; ⁴⁾ Abbruchbedingung: Δu_{max}

Tabelle C.49: Spannungspfad A (Kaolin – CAU-A-K_09-10-12)

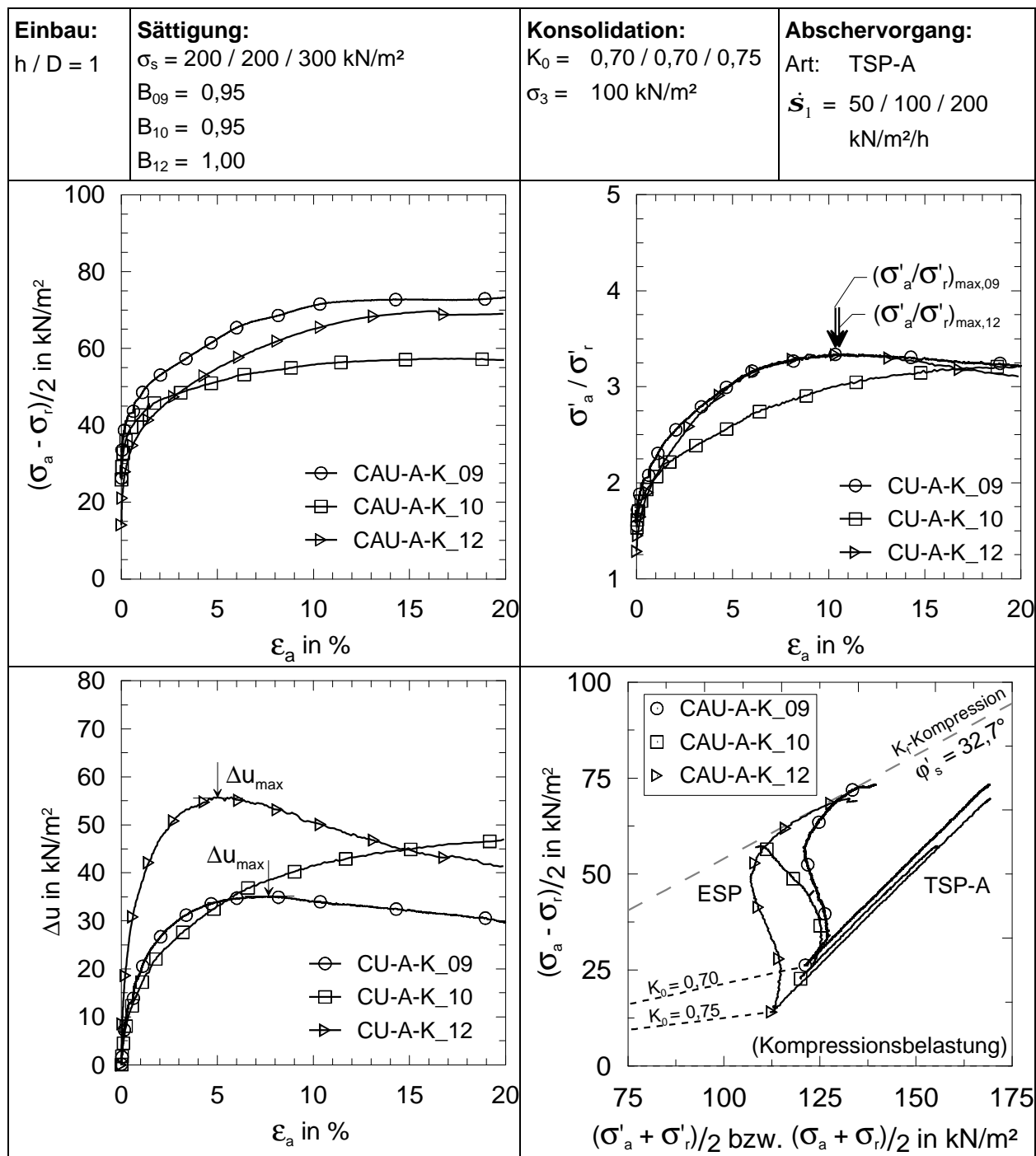


Tabelle C.50: Spannungspfad B (Kaolin – CAU-B-K_01)

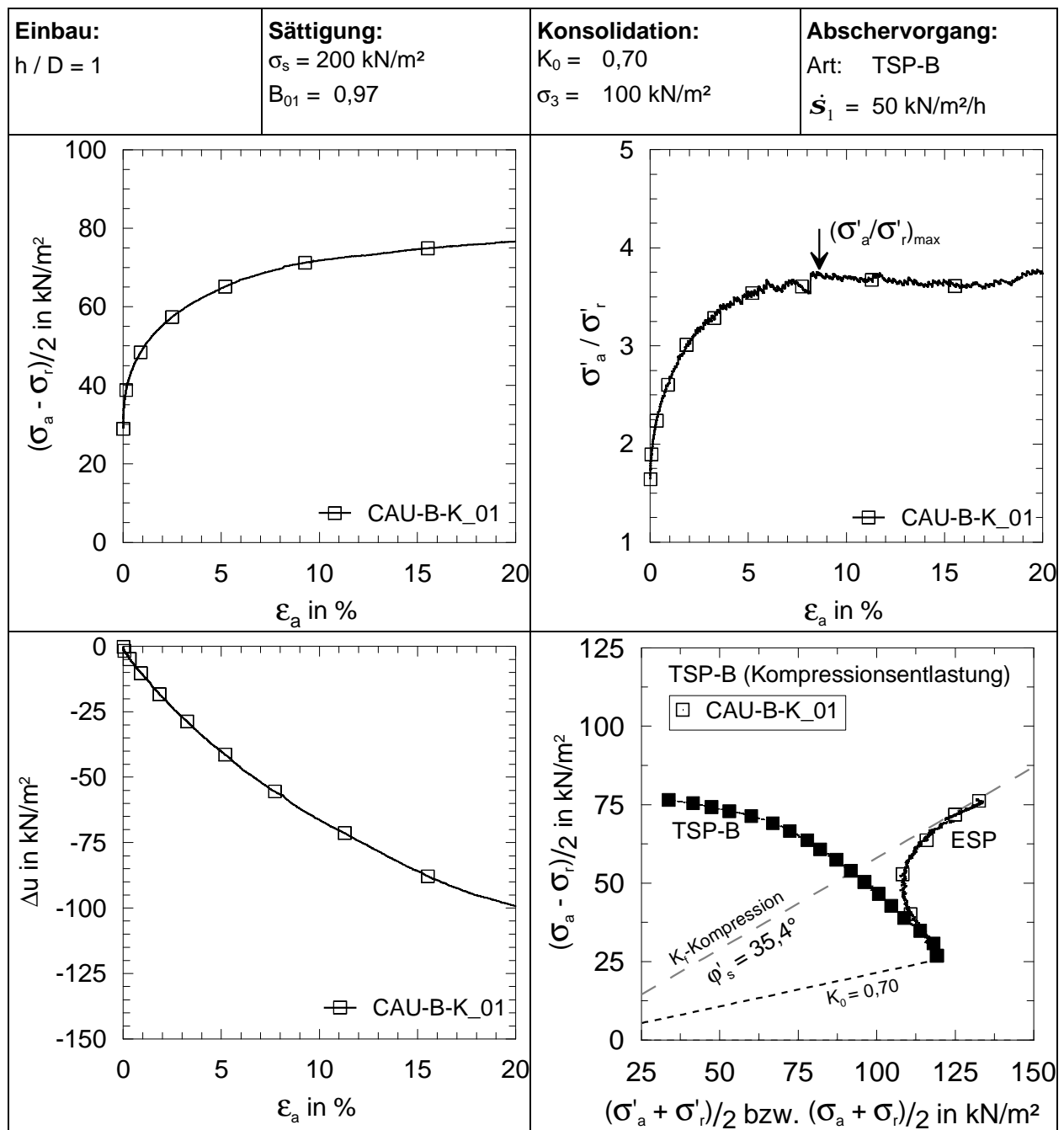


Tabelle C.51: Spannungspfad D (Kaolin – CAU-D-K_01-02-03)

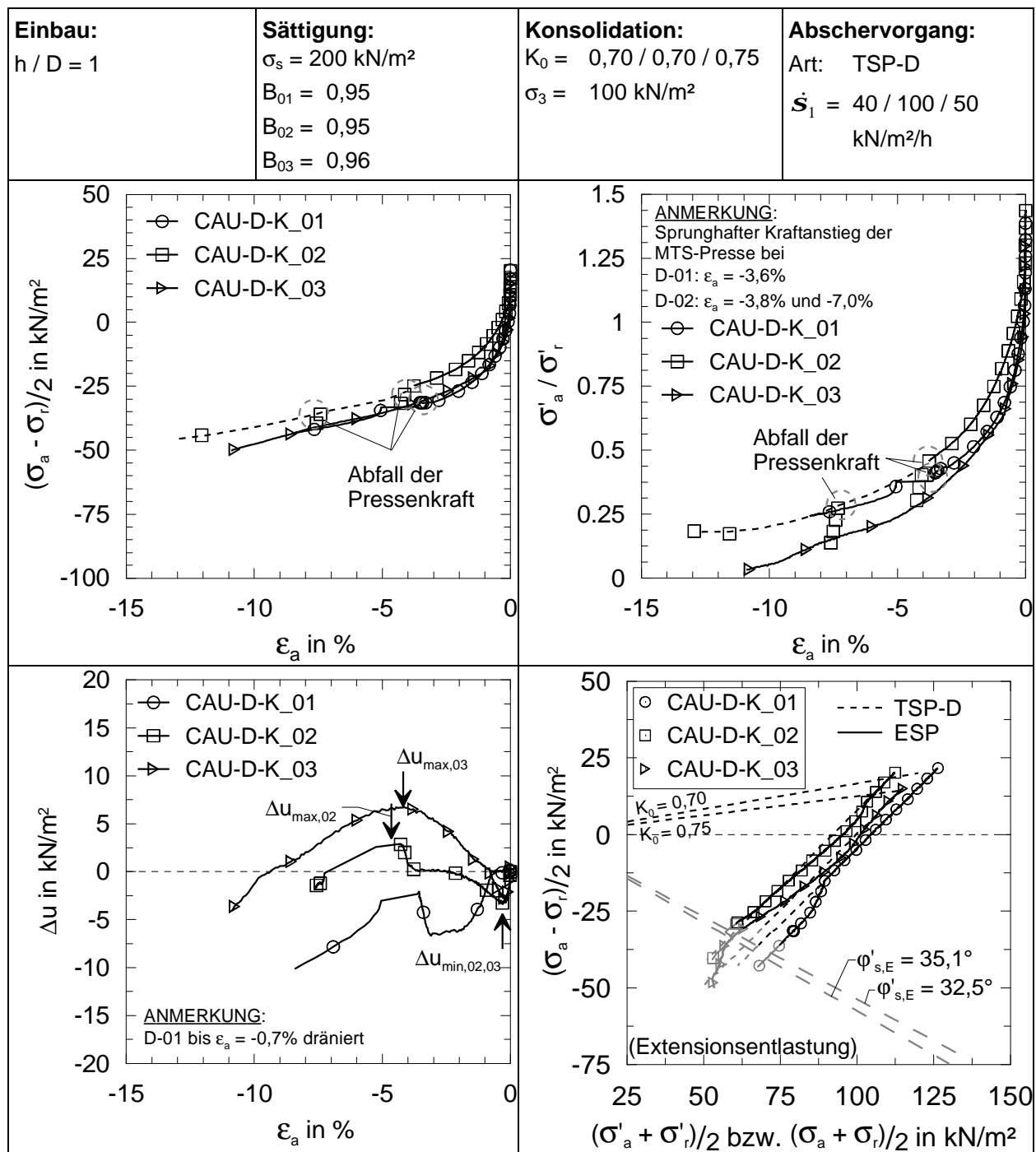
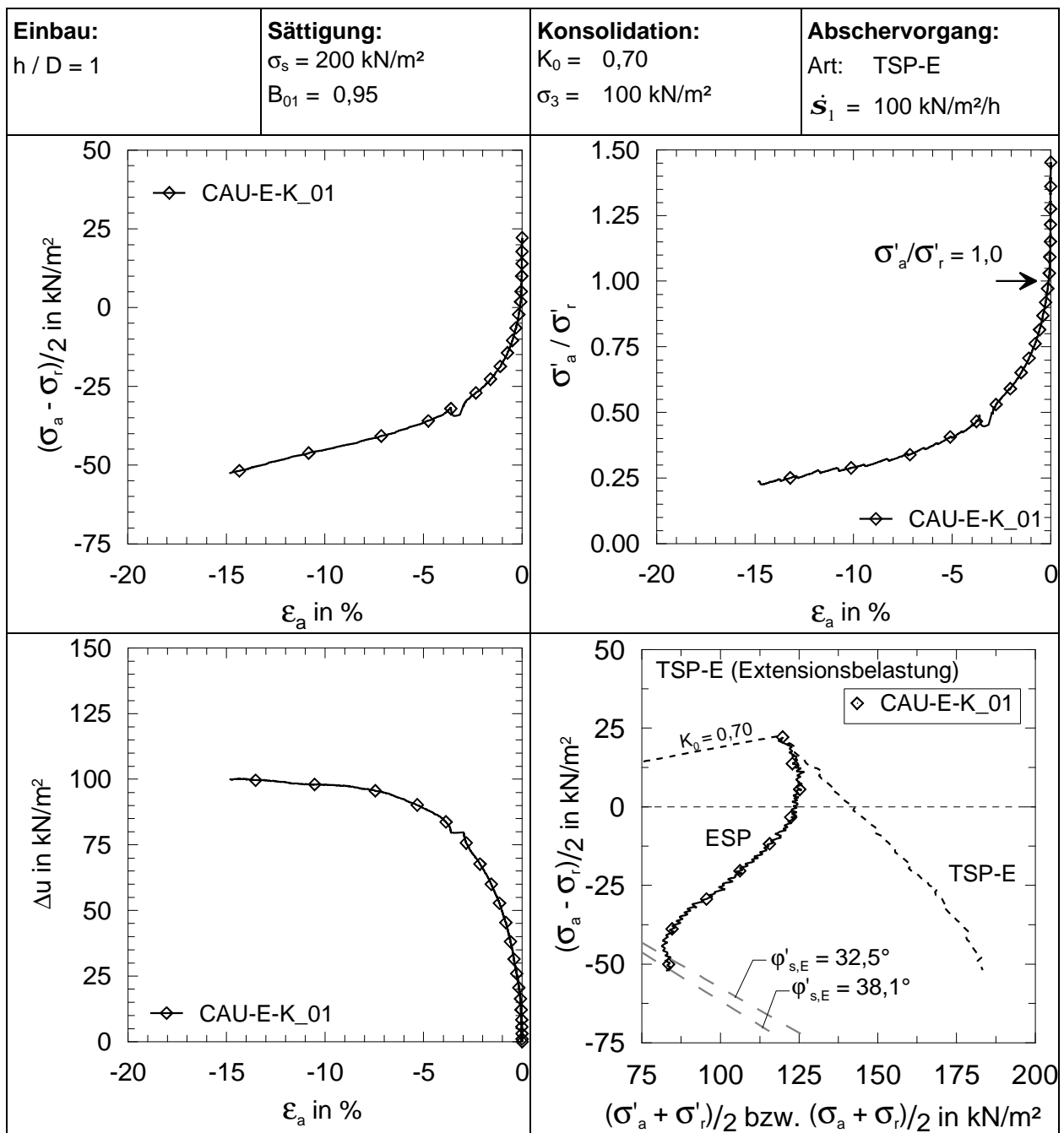


Tabelle C.52: Spannungspfad E (Kaolin – CAU-E-K_01)



C.6.2 Versuchsserie II (mit Seeton von Projekt II)

Tabelle C.53: Abmessungen und Zustandsgrößen der undrÄnierten Triaxialversuche mit Seeton (Projekt II)

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CAU-A-BS_01	10,15	9,60	2,07	20,5	0,58	0,96	20,0
CAU-B-BS_01	9,30	9,40	2,08	20,0	0,56	0,96	20,6
CAU-D-BS_01	11,65	9,50	2,05	23,4	0,63	1,01	22,4
CAU-E-BS_01	11,60	9,15	2,05	22,5	0,62	0,99	21,5
CAU-F-BS_01	10,50	9,50	1,97	26,1	0,73	0,96	27,1

Tabelle C.54: Auswertungsergebnisse zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Projekt II)

Versuch	s_r kN/m ²	K_0 -	\dot{s}_1 kN/m ² /h	E_{50} kN/m ²	$e_{a,E50}$ %	$e_{a,f}$ %	E_i kN/m ²	R_f -	E_i/E_{50} -	A_f -	A_{max} -	$e_{a,Amax}$ %	j'_s °
CAU-A-BS_1 ¹⁾	100,3	0,70	50,0	3192,3	4,51	13,1	3801,4	0,52	1,19	-0,02	0,33	1,2	37,4
CAU-B-BS_1 ³⁾	98,9	0,70	50,0	4010,4	2,67	7,7	4512,5	0,39	1,13	-0,74	-0,74	7,7	50,2
CAU-B-BS_1 ²⁾	98,9	0,70	50,0	28739,3	1,58	1,9	52997,4	0,97	1,84	-0,28	-0,28	1,9	39,9
CAU-D-BS_1 ³⁾	99,1	0,70	50,0	34882,2	-0,11	-1,4	46628,7	0,90	1,34	-0,33	-0,33	-1,4	15,3
CAU-D-BS_1 ⁴⁾	99,1	0,70	50,0	24896,4	-0,18								37,8
CAU-E-BS_1	97,4	0,70	50,0	20613,1	-0,25	-7,0	6131,5	0,78	0,30	-1,72	-1,72	-7,0	25,8
CAU-E-BS_1 ⁴⁾	97,4	0,70	50,0	16938,5	-0,33								37,5
CAU-F-BS_1 ³⁾	99,3	0,70	50,0	22272,5	-0,31	-11,3	8210,3	0,87	0,37	-0,54	-0,54	-11,3	45,5
CAU-F-BS_1 ⁵⁾	99,3	0,70	50,0	27783,0	-0,22	-8,2	11661,9	1,00	0,42	-0,64	-0,64	-8,2	39,4

¹⁾ Bruchkriterium: $(s'_a/s'_r)_{max}$; ²⁾ Abbruchbedingung: $s_r = 0$; ³⁾ letzter Versuchswert; ⁴⁾ extrapoliert;
⁵⁾ Abbruchbedingung: Δu_{max}

Tabelle C.55: Spannungspfad A (Projekt II – CAU-A-BS_01)

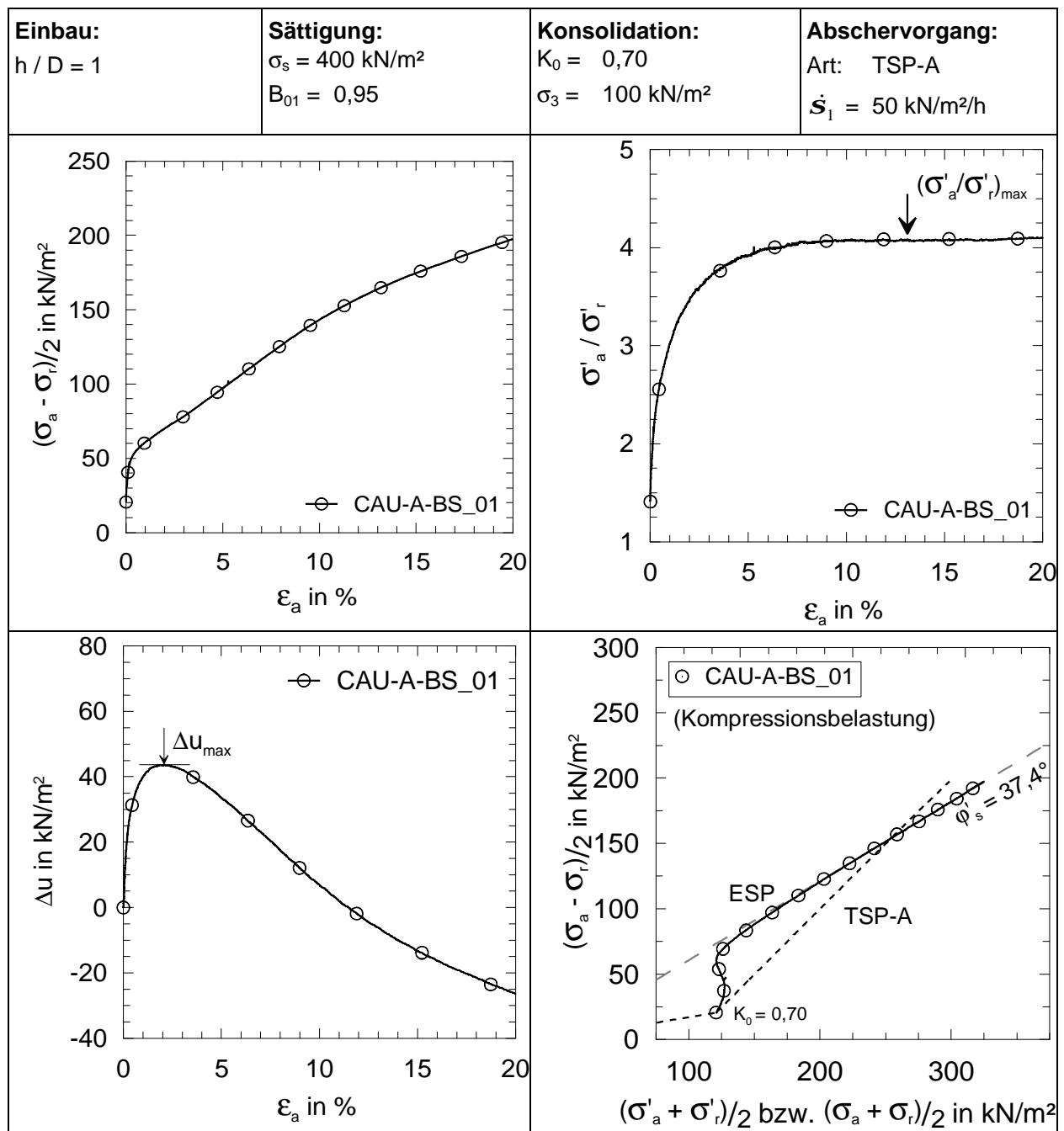


Tabelle C.56: Spannungspfad B (Projekt II – CAU-B-BS_01)

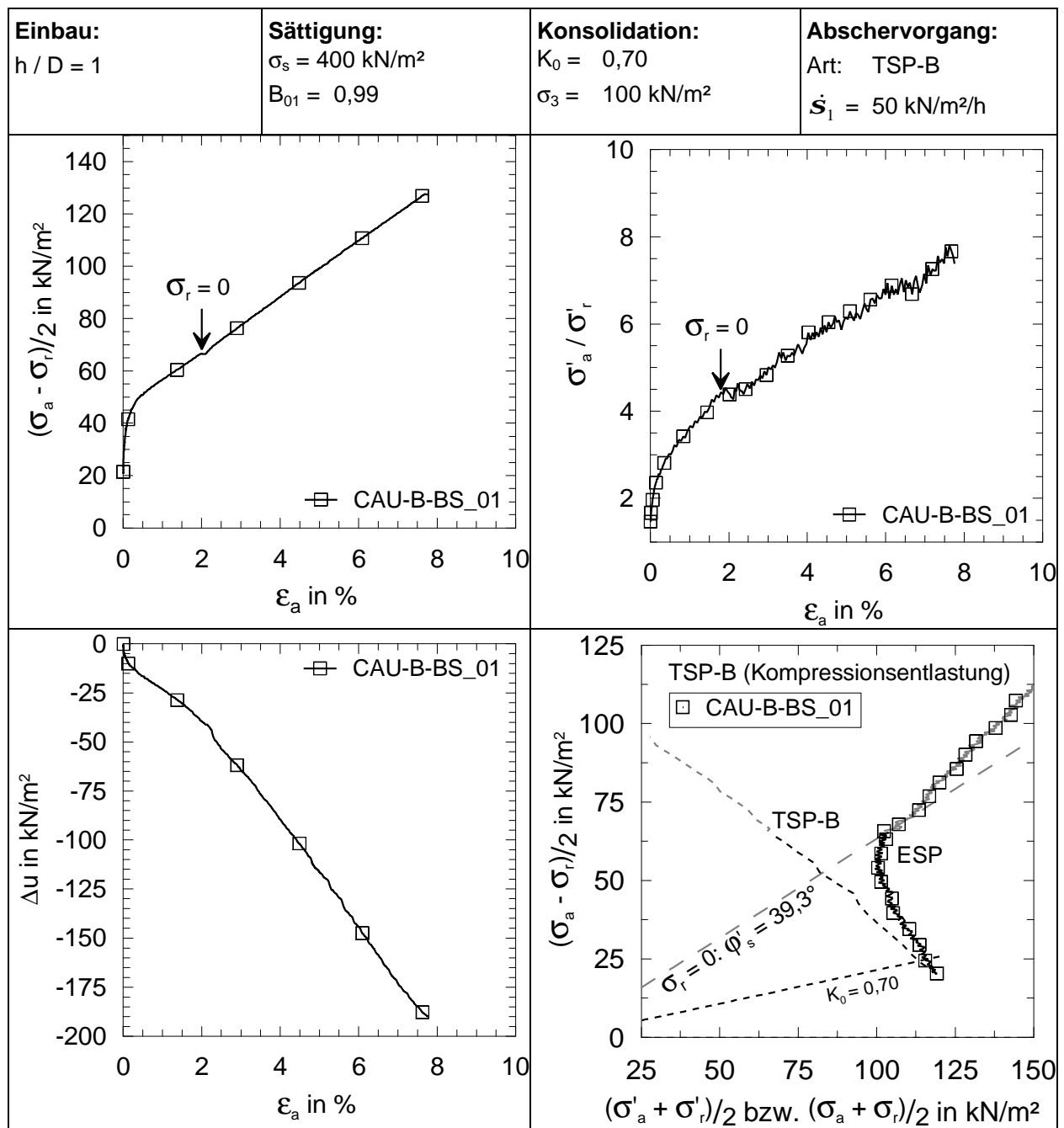


Tabelle C.57: Spannungspfad D (Projekt II – CAU-D-BS_01)

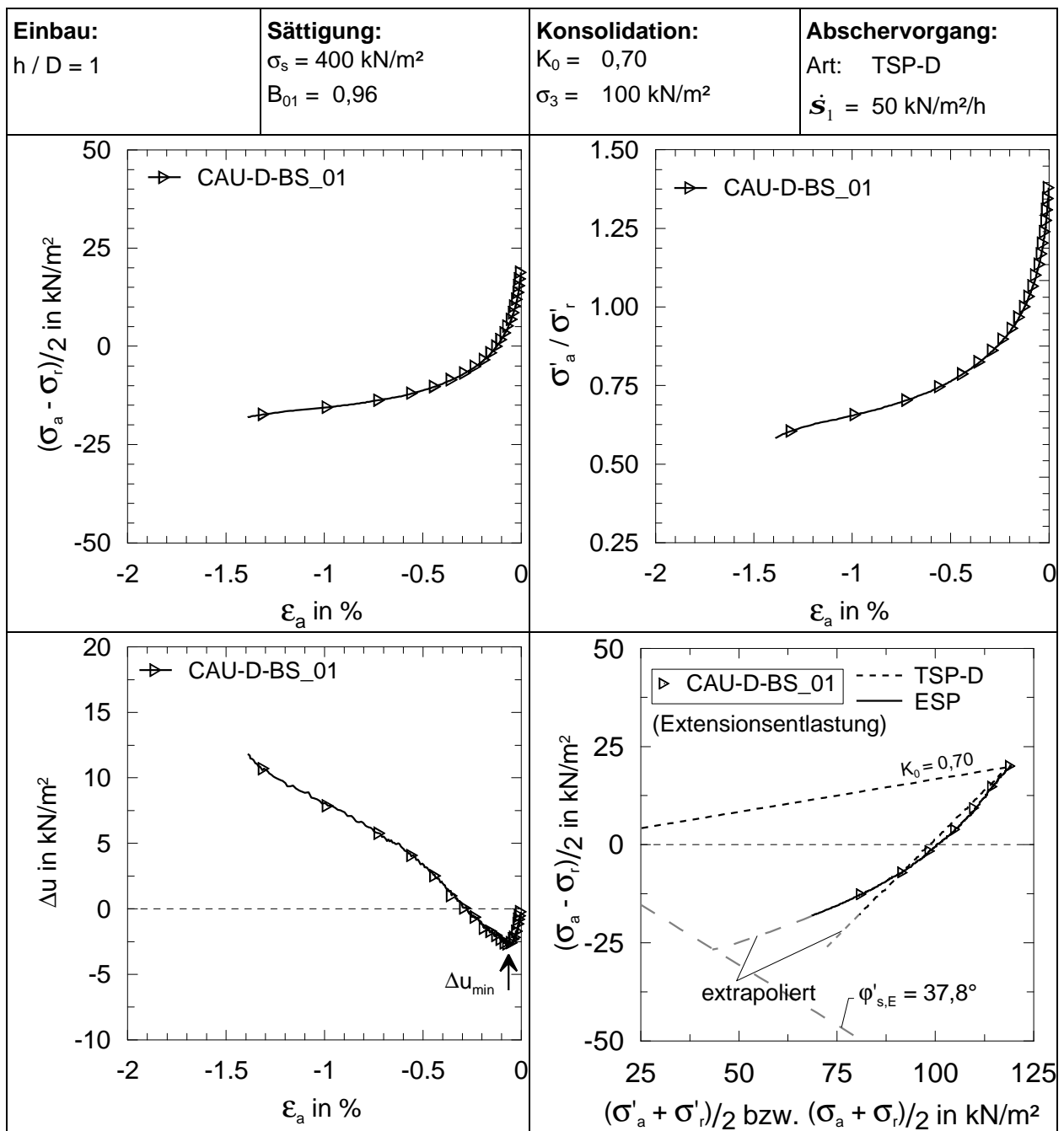


Tabelle C.58: Spannungspfad E (Projekt II – CAU-E-BS_01)

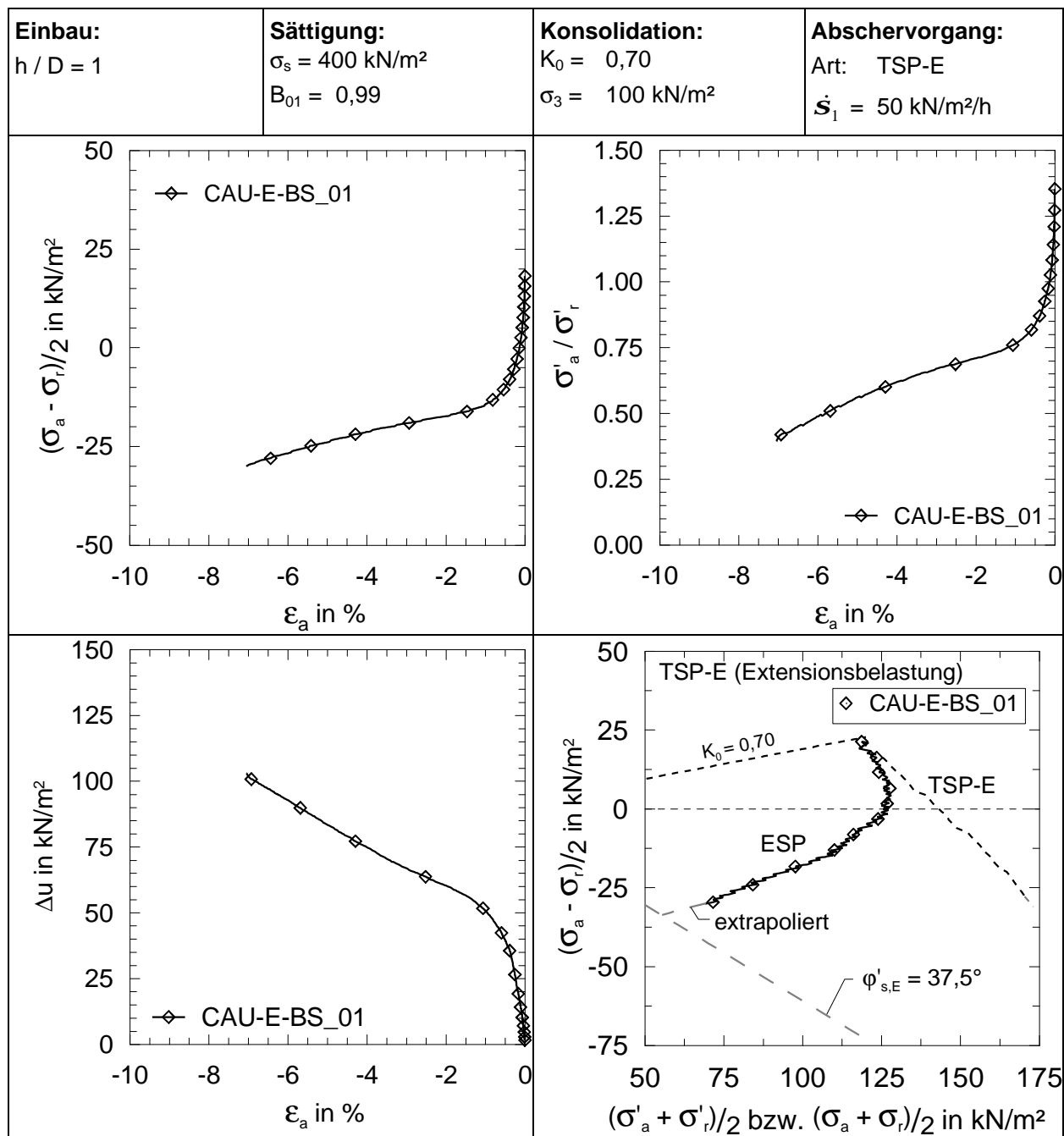
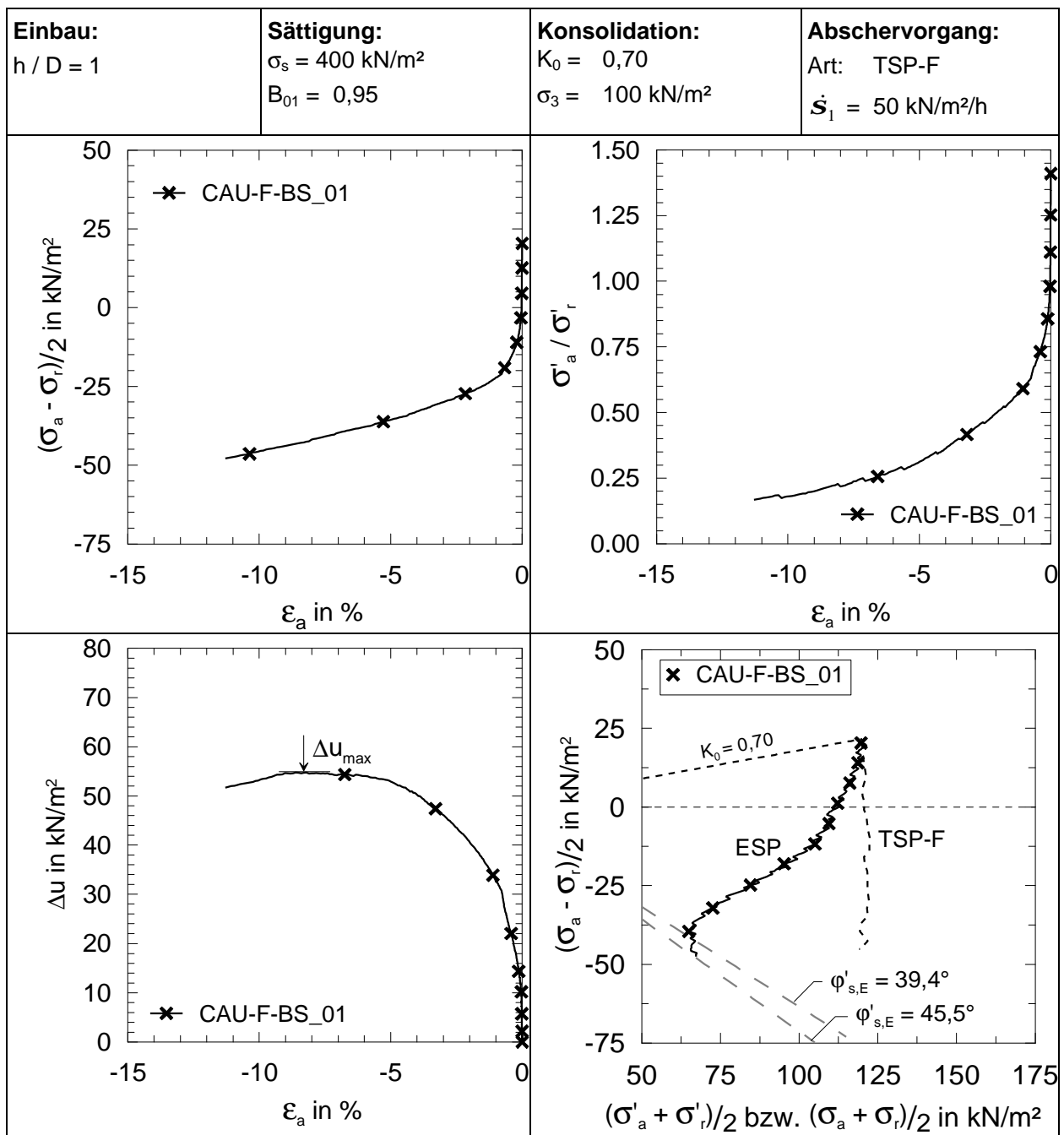


Tabelle C.59: Spannungspfad F (Projekt II – CAU-F-BS_01)



C.6.3 Versuchsserie III (mit Seeton von Projekt III)

Tabelle C.60: Abmessungen und Zustandsgrößen der undrÄnierten Triaxialversuche mit Seeton (Projekt III)

Versuch	h_0 in cm	D_0 in cm	r in g/cm ³	w_0 in %	e_0	S_r	w_E in %
CAU-A-SH_01	10,40	9,50	1,89	34,7	0,93	1,01	29,6
CAU-B-SH_01	10,60	9,50	1,88	35,7	0,96	1,01	31,8
CAU-D-SH_01	10,30	9,50	1,92	30,8	0,85	0,98	28,7
CAU-E-SH_01	10,50	9,50	1,86	34,4	0,95	0,98	32,1
CAU-F-SH_01	10,50	9,50	1,93	37,7	0,93	0,93	26,4

Tabelle C.61: Auswertungsergebnisse zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Projekt III)

Versuch	s_r kN/m ²	K_0 -	\dot{s}_1 kN/m ² /h	E_{50} kN/m ²	$e_{a,E50}$ %	$e_{a,f}$ %	E_i kN/m ²	R_f -	E_i/E_{50} -	A_f -	A_{max} -	$e_{a,Amax}$ %	j'_s °
CAU-A-SH_1	99,4	0,75	50,0	3427,8	1,27	11,3	5307,8	0,86	1,55	0,43	0,49	4,1	32,6
CAU-B-SH_1	98,6	0,75	50,0	17463,2	0,16	6,9	34338,2	1,00	1,97	-0,04	-0,04	6,9	29,5
CAU-D-SH_1 ³⁾	98,7	0,77	50,0	9258,2	-0,36	-7,3	7732,2	0,90	0,84	-0,35	-0,35	-7,3	19,1
CAU-D-SH_1 ⁴⁾	98,7	0,77	50,0	4567,6	-0,65								32,4
CAU-E-SH_1 ³⁾	94,6	0,85	50,0	7471,8	-0,67	-16,3	3680,9	0,85	0,49	-0,80	-0,80	-16,3	37,6
CAU-E-SH_1 ⁵⁾	94,6	0,85	50,0	9949,8	-0,45	-12,0	5163,8	0,95	0,52	-0,90	-0,90	-12,0	32,7
CAU-F-SH_1 ³⁾	100,0	0,80	50,0	16654,5	-0,31	-1,0	14342,2	0,30	0,86	-0,37	-0,37	-1,0	25,9
CAU-F-SH_1 ⁴⁾	100,0	0,80	50,0	14510,0	-0,38								32,5

¹⁾ Bruchkriterium: $(s'_d/s'_r)_{max}$; ³⁾ letzter Versuchswert; ⁴⁾ extrapoliert; ⁵⁾ Abbruchbedingung: Δu_{max}

Tabelle C.62: Spannungspfad A (Projekt III – CAU-A-SH_01)

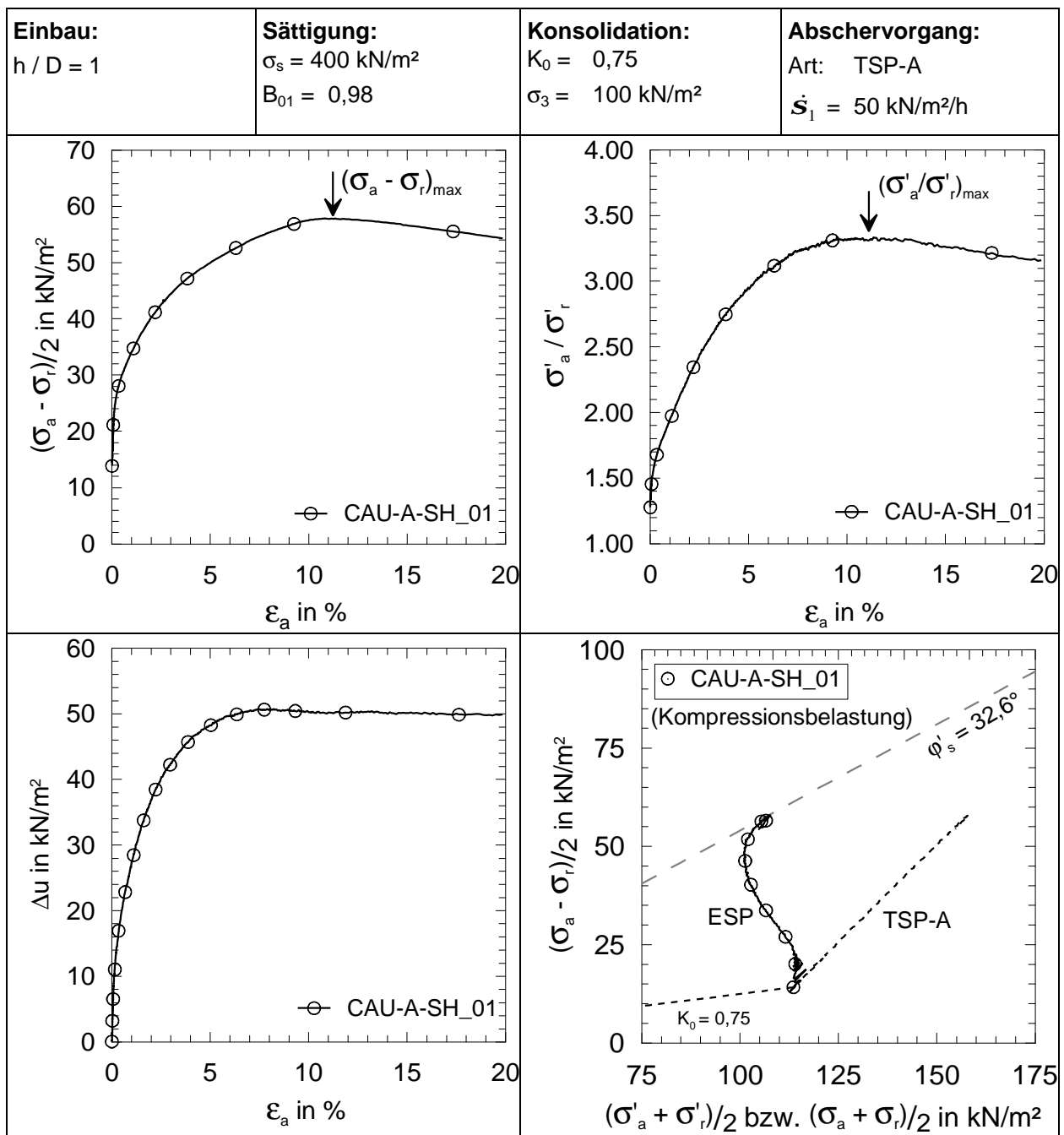


Tabelle C.63: Spannungspfad B (Projekt III – CAU-B-SH_01)

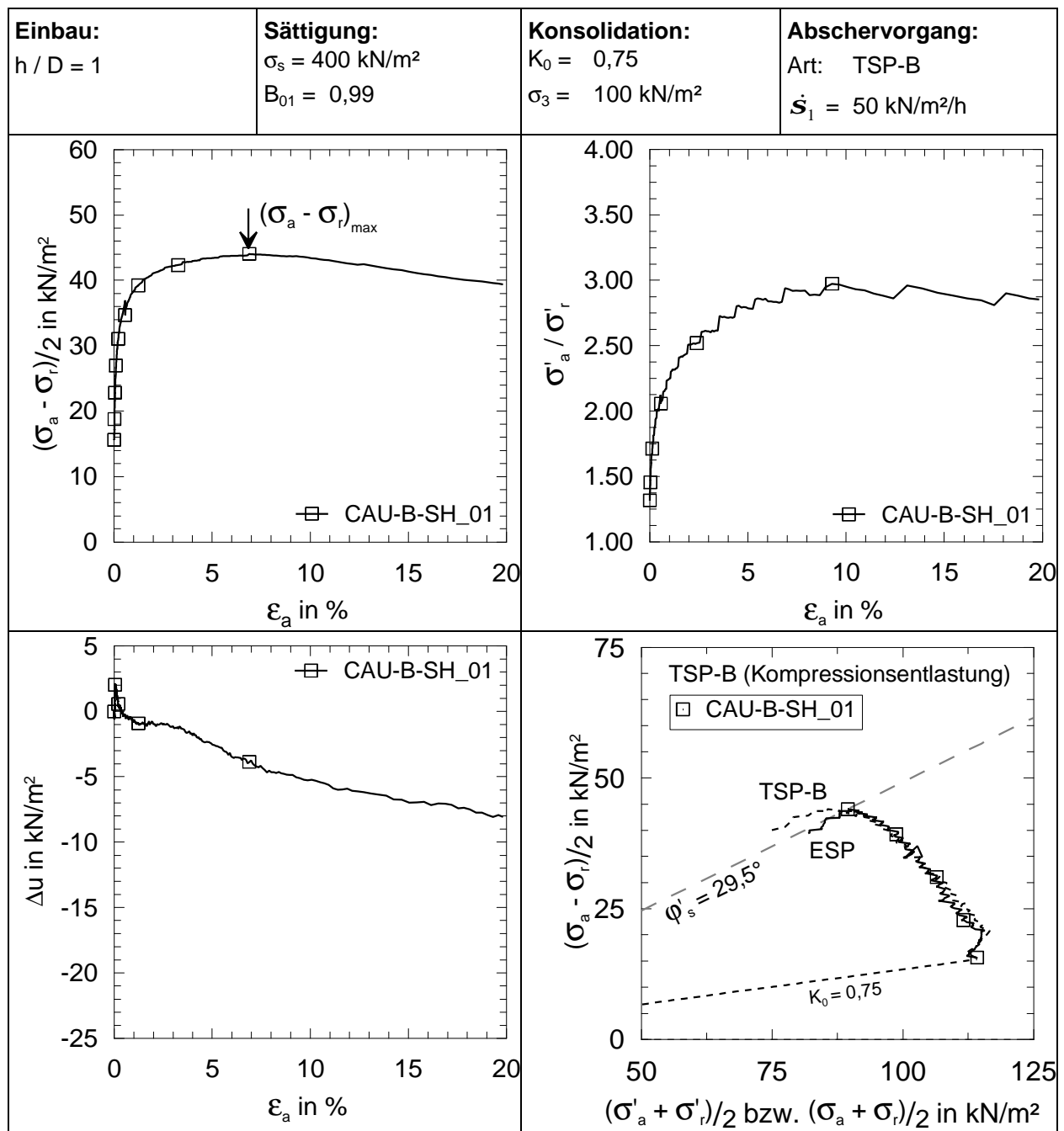


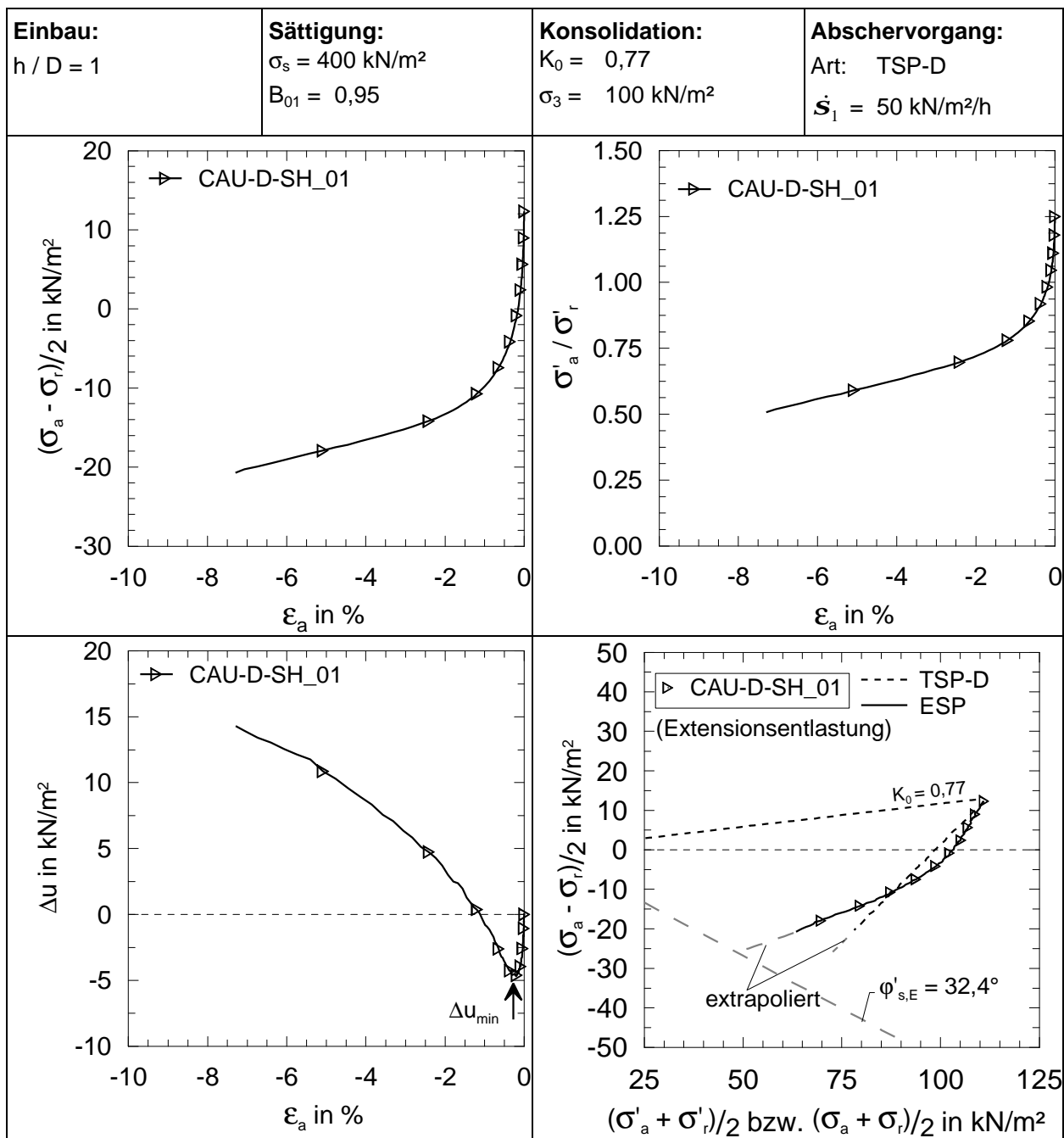
Tabelle C.64: Spannungspfad D (Projekt III – CAU-D-SH_01)

Tabelle C.65: Spannungspfad E (Projekt III – CAU-E-SH_01)

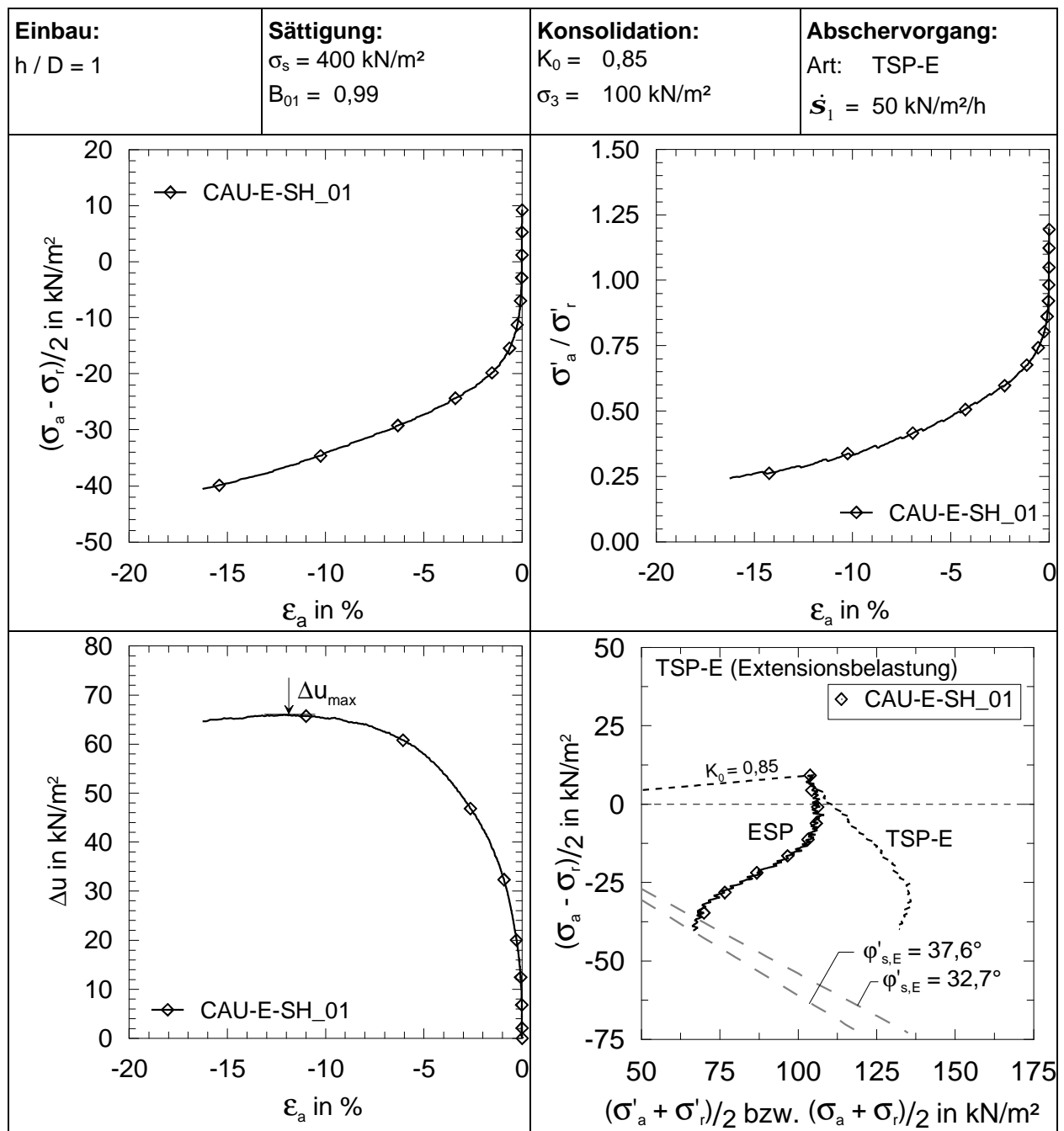
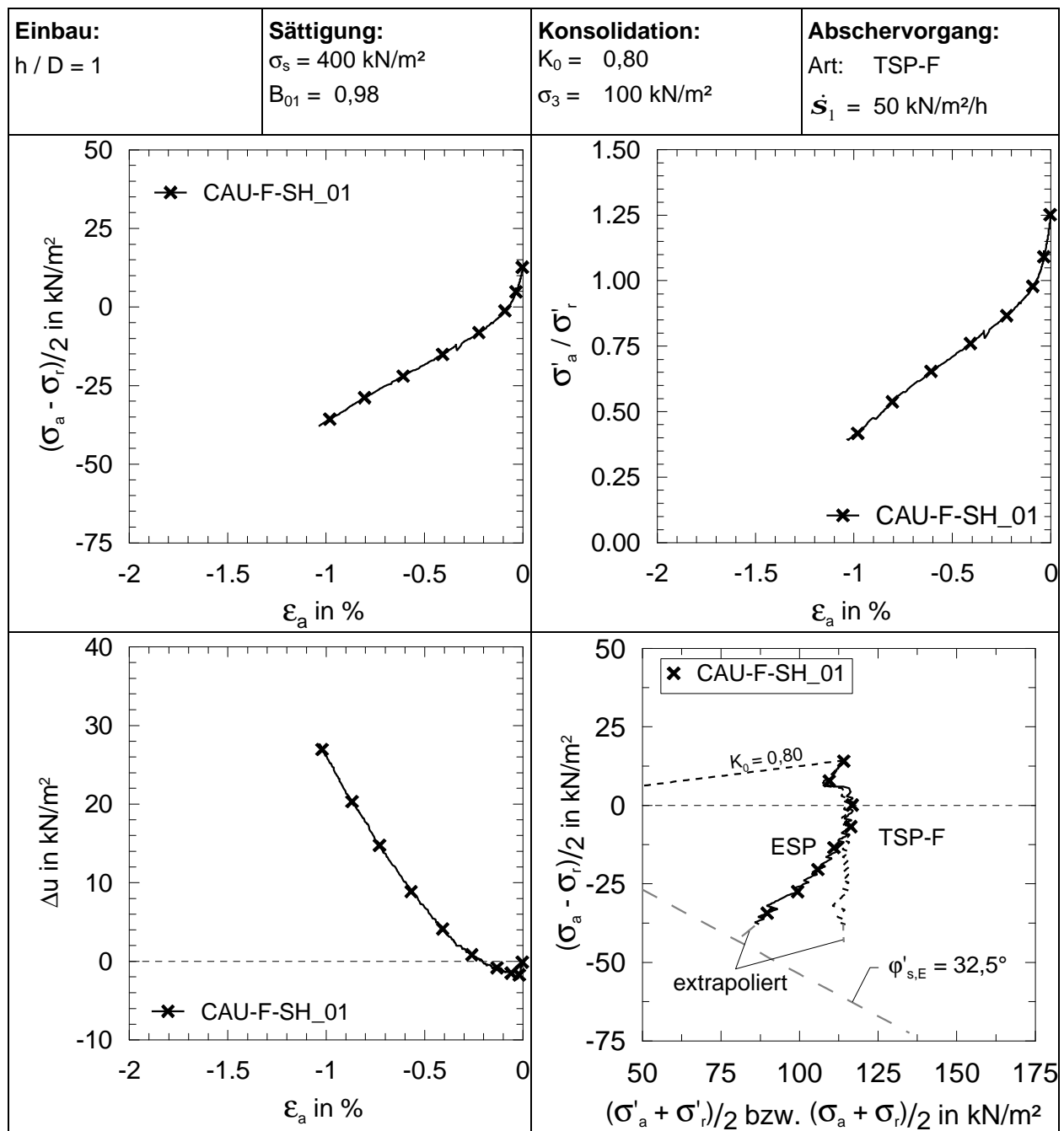


Tabelle C.66: Spannungspfad F (Projekt III – CAU-F-SH_01)



C.7 Materialparameter für Simulation der Elementversuche (FEM)

Tabelle C.67: Hardening Soil Materialparameter für Seeton (Projekt III)

Hardening Soil Model(HS)	TSP - A original	TSP - D original	TSP – D ¹⁾ modifiziert	TSP - E original	TSP – E ²⁾ modifiziert	TSP - F original
j' in °	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5	32,5
c' in kN/m ²	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
y in °	0	0	0	0	15,0	0
$E_{oed,ref}$ in kN/m ²	3.100	3.100	600	4.000	3.100	4.000
$E_{50,ref}$ in kN/m ²	3.430	3.430	600	3.430	1.550	5.000
$E_{ur,ref}$ in kN/m ²	10.290	10.290	10.290	10.290	10.290	15.000
n_{ur} -	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
m -	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
P^{ref} in kN/m ²	100	100	100	100	100	100
R_f -	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
K_0^{NC} -	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
g in kN/m ³	0	0	0	0	0	0
\bar{g} in kN/m ³	0	0	0	0	0	0
R_{inter} -	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$k_x = k_y$ in m/day	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05
Datei	A-60a	D-26a	D-56	E-21	E-25	F-19

Anmerkung:

Die Originalmaterialparameter beziehen sich den TSP-A und können bodenmechanisch vertretbare Kalibrierungen aufweisen. Die modifizierten Parameter mussten über ein vertretbares Maß hinaus verändert werden. Alle Modifikationen sind kursiv und grau schattiert.

¹⁾ $E_{oed,ref}$ und $E_{50,ref}$ wurden auf ein Minimum reduziert ($E_{50,ref} > 1/20 E_{ur,ref}$)

²⁾ $E_{50,ref}$ musste reduziert werden ($E_{50,ref} = 1/2 E_{oed,ref}$) und Dilatanz war erforderlich

Tabelle C.68: Hardening Soil Small Materialparameter für Seeton (Projekt III)

Hardening Soil Small Model (HSS)	TSP - A original	TSP – D ¹⁾ modifiziert	TSP – E ²⁾ modifiziert	TSP - F original
j' in °	32,5	32,5	32,5	32,5
c' in kN/m ²	0,1	0,1	0,1	0,1
y in °	0	0	15,0	0
$E_{oed,ref}$ in kN/m ²	4.000	300	3.100	4.000
$E_{50,ref}$ in kN/m ²	3.430	300	1.550	5.000
$E_{ur,ref}$ in kN/m ²	10.290	4.550	22.480	15.000
n_{ur} -	0,20	0,20	0,20	0,20
m -	1,00	1,00	1,00	1,00
P^{ref} in kN/m ²	100	100	100	100
R_f -	0,80	0,80	0,80	0,80
K_0^{NC} -	0,60	0,60	0,60	0,60
g in kN/m ³	0	0	0	0
g_r in kN/m ³	0	0	0	0
R_{inter} -	1,0	1,0	1,0	1,0
$k_x = k_y$ in m/day	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05
$G_{0,ref}$ in kN/m ²	20.000	10.290	20.000	20.000
$g_{0.7}$ -	1E-05	2E-04	1E-05	1E-05
Datei	A-67	D-48a	E-30	F-21
<p>Anmerkung:</p> <p>Die Originalmaterialparameter beziehen sich den TSP-A und können bodenmechanisch vertretbare Kalibrierungen aufweisen. Die modifizierten Parameter mussten über ein vertretbares Maß hinaus verändert werden. Alle Modifikationen sind kursiv und grau schattiert.</p> <p>¹⁾ $E_{oed,ref}$, $E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$ und $G_{0,ref}$ wurden reduziert ($G_{0,ref} = E_{ur,ref}$)</p> <p>²⁾ $E_{50,ref}$ musste reduziert werden ($E_{50,ref} = 1/2 E_{oed,ref}$), Dilatanz war erforderlich und E_{ur} wurde vergrößert.</p>				

Tabelle C.69: Materialparameter für Hypoplastizität für Seeton (Projekt III)

Hypoplastizität (HC)	TSP - A original	TSP - D original	TSP – D modifiziert	TSP - E original	TSP - F original
j_c in °	27,5	27,5	27,0	27,5	27,5
l^*_{mod} -	0,062	0,062	0,0533	0,062	0,062
k^*_{mod} -	0,00511	0,00511	0,0044	0,00511	0,00511
N -	0,928	0,928	0,84	0,928	0,928
r -	0,90	0,90	0,80	0,90	0,90
m_T -	3,5	3,5	4,5	3,5	3,5
m_r -	3,5	3,5	4,5	3,5	3,5
R_{max} -	1,0E-04	1,0E-04	1,0E-04	1,0E-04	1,0E-04
b_r -	0,25	0,25	0,2	0,25	0,25
c -	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
e_0 -	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
g in kN/m ³	0	0	0	0	0
g_r in kN/m ³	0	0	0	0	0
$k_x = k_y$ in m/d	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-05
Datei	A-110	D-69	D-68	E-33	F-27
Anmerkung: Die Originalmaterialparameter beziehen sich den TSP-A und können bodenmechanisch vertretbare Kalibrierungen aufweisen. Die modifizierten Parameter mussten über ein vertretbares Maß hinaus verändert werden. Alle Modifikationen sind kursiv und grau schattiert.					

D Liste häufig verwendeter Symbole und Abkürzungen

Hier sind die häufig verwendeten Symbole, Abkürzungen und Bezeichnungen erläutert. In der Regel wurden die Symbole an entsprechender Stelle im Text erläutert. Manche Symbole können auch mehreren Definitionen entsprechen.

D.1 Geometrische Abkürzungen und Symbole

Symbol	Einheit	Beschreibung
z	[m]	Tiefe unter Geländeoberfläche
H	[m]	Baugrubentiefe
t	[m]	Einbindetiefe
h_A	[m]	Abstand der Aussteifung zur Baugrubensohle
x	[m]	Horizontaler Abstand von der Wand
B	[m]	Baugrubenbreite
D	[m]	Durchmesser oder Entwässerungsweg

D.2 Materialparameter

Symbol	Einheit	Beschreibung
K_0	[-]	Erdruchdruckbeiwert
$K_{0,NC}$	[-]	Erdruchdruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden
OCR	[-]	Überkonsolidierungsverhältnis
c_v	[m ² /a]	Durchlässigkeitsbeiwert
d	[°]	Erddruckneigung
j	[°]	Reibungswinkel
j'_s	[°]	Winkel der Gesamtscherfestigkeit
j'_c, j'_t	[°]	Winkel der Gesamtscherfestigkeit bei Kompressions- bzw. Extensionsbeanspruchung

c'	[kN/m ²]	Effektive Kohäsion
c_u	[kN/m ²]	Undrained Scherfestigkeit
t_f	[kN/m ²]	Scherfestigkeit bei Flügelsondierungen
g_w	[kN/m ³]	Wichte des Wassers
g	[kN/m ³]	Wichte des Bodens
g_r	[kN/m ³]	Gesättigte Wichte des Bodens
g'	[kN/m ³]	Wichte des Bodens unter Auftrieb
$g_{0,7}$	[-]	Scherdehnung bei der sich der Schubmodul auf 70 % des Anfangswertes verringert
I_{cu}	[-]	Normalisierte undrained Scherfestigkeit
E	[kN/m ²]	Drainierter Elastizitätsmodul
E_{ur}	[kN/m ²]	Ent- und Wiederbelastungsmodul
E_i	[kN/m ²]	Anfangstangentenmodul
E_0	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul bei kleinen Dehnungen
E_{50}	[kN/m ²]	Sekantenmodul bei 50% der Deviatorspannung beim Bruch
E_{oed}	[kN/m ²]	Kompressionsmodul bei eindimensionaler Kompression (= E_s)
K	[kN/m ²]	Kompressionsmodul
G	[kN/m ²]	Schubmodul
G_0	[kN/m ²]	Schubmodul bei kleinen Dehnungen
k	[-]	Steifigkeitszahl und Durchlässigkeit
m oder n	[-]	Steifigkeitsexponent
w	[%]	Wassergehalt
I_p	[%]	Plastizitätszahl
w_L	[%]	Wassergehalt bei der Fließgrenze
I_c	[-]	Konsistenzzahl
I_L	[-]	Wassergehalt bei der Ausrollgrenze
n	[-]	Querdehnungszahl
n_{ur}	[-]	Querdehnungszahl bei Ent- und Wiederbelastung
u	[-]	Spezifisches Volumen

e	[-]	Porenzahl
e_0	[-]	Anfangsporenzahl
l	[-]	Neigung der Erstbelastungslinie
k	[-]	Neigung der Ent- und Wiederbelastungslinie
C_c	[-]	Kompressionsindex
C_s	[-]	Schwellindex
A, B	[-]	Porenwasserdruckbeiwerte
A_f, B_f	[-]	Porenwasserdruckbeiwerte im Bruchzustand
γ	[°]	Dilatanzwinkel

D.3 Verformungen, Kräfte und Spannungen

Symbol	Einheit	Beschreibung
p	[kN/m ²]	Nutzlast
\mathbf{s}'_{vc}	[kN/m ²]	Effektive Konsolidationsspannung
$\mathbf{s}_{v0}, \mathbf{s}'_{v0}$	[kN/m ²]	Totale und effektive Überlagerungsspannung
$\mathbf{s}'_y, \mathbf{s}'_v$	[kN/m ²]	Effektive Vertikalspannung
$\mathbf{s}'_x, \mathbf{s}'_h$	[kN/m ²]	Effektive Horizontalspannung
\mathbf{s}'_1	[kN/m ²]	Effektive größte Hauptspannung
\mathbf{s}'_3	[kN/m ²]	Effektive kleinste Hauptspannung s
$(\mathbf{s}'_1 - \mathbf{s}'_3)_f$	[kN/m ²]	Deviatorspannung im Bruchzustand
u	[kN/m ²]	Porenwasserdruck
u_0	[kN/m ²]	Hydrostatischer Porenwasserdruck
Du	[kN/m ²]	Porenwasserüberdruck
Du_f	[kN/m ²]	Porenwasserüberdruck im Bruchzustand
u_h, u_v	[mm]	Horizontale und vertikale Verformung (bzw. auch u_x, u_y)
p, p'	[kN/m ²]	Totale und effektive mittlere Hauptspannungen

q	[kN/m ²]	Deviatorspannung
\dot{s}	[kN/m ² /h]	Spannungsrate
e	[-] or [%]	Dehnung
e_f	[%]	Dehnung im Bruchzustand
\dot{e}	[mm/min]	Dehnungsrate
v	[mm/s]	Verformungsgeschwindigkeit
e_v	[-] or [%]	Volumendehnung
p_{ref}	[kN/m ²]	Referenzspannung

D.4 Verschiedene

Symbol	Einheit	Beschreibung
F.S. oder h	[-]	Sicherheitsfaktor
k	[-]	Hauptspannungsverhältnis
R_f	[-]	Bruchspannungsverhältnis
CIU		Isotrop konsolidiert undränniert
CID		Isotrop konsolidiert dränniert
CAU		Anisotrop konsolidiert undränniert
CAD		Anisotrop konsolidiert dränniert
UU		Unkonsolidiert undränniert
BGM		Baugrubenmodellversuch
TS		Totalspannungsgeber
PWD		Porenwasserdruckgeber
TSP		Totaler Spannungspfad
ESP		Effektiver Spannungspfad
SPZ		Spannungsverlaufszone

Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Universität Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1** **Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in Tonhängen.
- Heft 2** **Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung.
- Heft 3** **Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scherfestigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung.
- Heft 4** **Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung.

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5** **Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlämmen in Monodeponien
- Heft 6** **Raithel, M., 1999:**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen
- Heft 7** **Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8** **Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung
- Heft 9** **Sammelveröffentlichung, 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik

- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostdaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden
- Heft 16** **Soumaya, B., 2005:**
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden
- Heft 17** **Rudolf, M., 2005:**
Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen über Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes
- Heft 18** **Hg: Raithel, M.; Rudolf, M., 2005**
Festschrift zum 60. Geburtstag von Professor Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Symposium Geotechnik – Verkehrswegebau und Tiefgründungen – am 26. September 2005 in Kassel
- Heft 19** **Heitz, C., 2006:**
Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern
- Heft 20** **Gourge Samir Fahmi Farag, 2008:**
Lateral spreading in basal reinforced embankments supported by pile-like elements
- Heft 21** **Fischer, D. 2009:**
Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk – Zulässige Setzungsdifferenzen sowie Beanspruchungen von Bauwerk und Gründung
- Heft 22** **Becker, P. 2009:**
Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden

