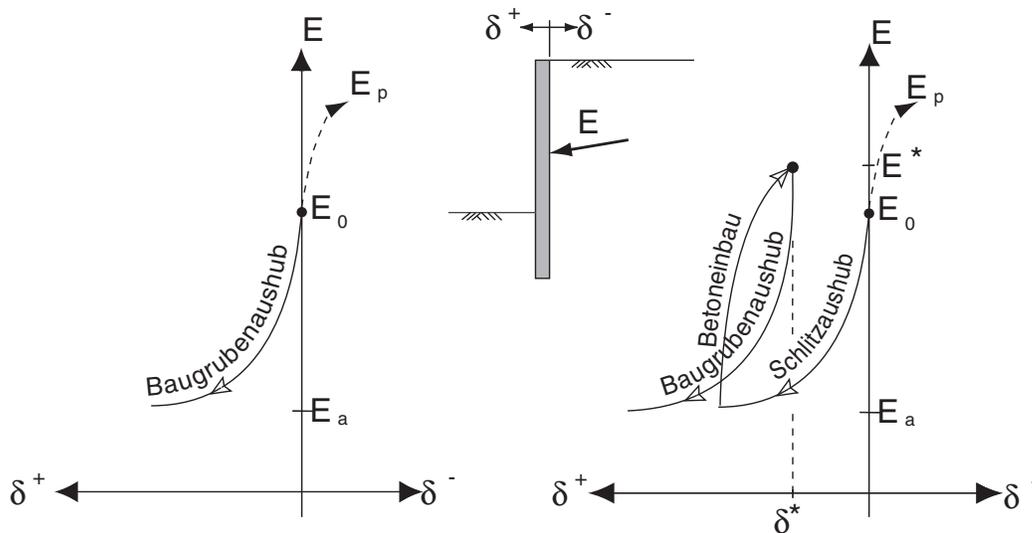


Heft 36

Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden

von

René Schäfer



Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Ruhr-Universität Bochum genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. René Schäfer

aus Werl

Wissenschaftlicher Mitarbeiter am
Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik
der Ruhr-Universität Bochum

Tag der mündlichen Prüfung:
27.Juli 2004

Referenten

Prof. Dr.-Ing. habil. T. Triantafyllidis

Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

Prof. Dr.-Ing. habil. M. Scherer

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Verformungsproblematik des Baugrunds in der Nähe von Schlitzwänden und berücksichtigt dabei den Herstellungsprozess der Wand.

Ausgangspunkt der Arbeit war die Fragestellung nach den zu erwartenden Verformungen von benachbarten Bauwerken für den Fall von tiefen, innerstädtischen Baugruben. Aus vielen Schadensfällen ist bekannt, dass auch die Verfahrensweise der Herstellung von Verbauwänden einen Einfluss auf die Rissentwicklung der benachbarten Bebauung hat oder sogar Schäden hervorrufen kann. Im Rahmen der neuen, auf dem Partialsicherheitskonzept beruhenden Normung sind Nachweise über die Gebrauchstauglichkeit von Stützkonstruktionen und auch der existierenden benachbarten Bebauung zu führen. Hierfür werden jedoch geeignete Prognosemodelle benötigt.

In der letzten Zeit wurden - unter anderem auch an unserem Institut - dafür Modelle auf der Basis der Hypoplastizität entwickelt, deren Prognosequalität durch unterschiedliche praktische Fragestellungen nachgewiesen werden konnte. Im Rahmen der durchgeführten numerischen Berechnungen verwendet Herr Schäfer ein visko-hypoplastisches Stoffgesetz von Niemunis, welches sich besonders gut für normal- bis leicht überkonsolidierte bindige Böden eignet und die viskosen Eigenschaften des Baugrunds, wie Kriechen, Relaxation und Ratenabhängigkeit erfasst. Die Verifikation des Stoffmodells erfolgt am Beispiel zweier Projekte in Oslo und Taipeh. Aus den publizierten Daten zum Bodenaufbau wurden die erforderlichen Stoffparameter und Zustandsvariablen ermittelt und im Anschluss eine numerische Verformungsprognose durchgeführt. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse und der in-situ Messungen dokumentiert für beide Fälle eine mehr als überzeugende Prognosequalität, zumal keine nachträgliche Kalibrierung der Parameter erforderlich gewesen ist.

Wesentliche Aspekte der Arbeit beschäftigen sich mit der Herstellung von Schlitzwänden in weichen Böden. Im Vordergrund steht dabei die Bedeutung des Lamelleneinteilungsplans, der Lamellengeometrie sowie der Herstellungssequenz im Hinblick auf die zu erwartenden Verformungen von benachbarten Gründungskörpern. Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Gesamtsetzungen infolge Baugrubenherstellung aus einem Anteil infolge des Bodenaushubs selbst sowie aus einem Anteil infolge der abschnittswisen Herstellung der Schlitzwand zusammensetzen. Beide Komponenten können getrennt ermittelt und im Anschluss zur Abschätzung der Gesamtverformungen superponiert werden. Diese Vorgehensweise bietet den Vorteil, dass die Verformungen durch den Aushub der Baugrube selbst weiterhin konventionell berechnet werden können. Der zusätzliche Anteil aus der Schlitzwandherstellung lässt sich darüber hinaus beispielsweise über die äußere Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes vereinfacht

abschätzen.

Für das Verformungsverhalten der Stützwand sowie der Entwicklung von Anker- und Steifenkräfte während des Baugrubenaushubs kommt der Verteilung des Frischbetondrucks über die Schlitztiefe eine besondere Bedeutung zu. In Abhängigkeit des Erdruhedrucks verursacht der Schlitzaushub unter Bentonitstützung sowie der anschließende Betoniervorgang im Kontraktorverfahren eine Veränderung des Spannungszustands im umliegenden Boden und führt somit zwangsläufig zu veränderten Bodendeformationen und Steifenbeanspruchungen.

Mit der vorliegenden Arbeit ist es Herrn Schäfer gelungen ein interessantes Kapitel der bauwerkschonenden Geotechnik abschließend zu behandeln. Die Erkenntnisse decken sich sehr gut mit bisherigen empirischen Erfahrungen aus der Praxis, sowohl hinsichtlich der Verformungen von benachbarten Gebäuden als auch bezüglich der Steifenkraftentwicklung bei Baugruben in weichen bindigen Böden. Es ist daher zu erwarten, dass Ergebnisse dieser Arbeit für den Grenz- und den Gebrauchszustand von Baugrubenkonstruktionen in weichen bindigen Böden in die EAB einfließen werden.

Theodoros Triantafyllidis

Vorwort des Verfassers

Die Einführung des neuen Sicherheitskonzepts in der Geotechnik wird den Ingenieur vor die Aufgabe stellen, neben dem Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit des Erdbauwerks ebenfalls eine Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit vorzunehmen. Durch eine Abschätzung der zu erwartenden Bodenverformungen soll somit weitestgehend ausgeschlossen werden, dass im Zuge der Ausführungsarbeiten keine unverträglich großen Deformationen auftreten, welche zwangsläufig zu Schäden an der benachbarten Bebauung führen. Neben der Festlegung von individuellen Verformungstoleranzen besteht die Schwierigkeit jedoch darin, eine gesicherte Verformungsprognose durchzuführen. Numerische Verfahren haben sich hierfür als geeignetes Werkzeug etabliert.

Seid einigen Jahren besteht am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum ein wissenschaftlicher Forschungsschwerpunkt im Bereich finiter Elemente Berechnungen in der Geotechnik. In meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter wurde mir in diesem Zusammenhang die Möglichkeit gegeben, bei Verformungsprognosen tiefer Baugruben in weichen Böden mitzuwirken. Die Problemstellung folgte dabei aus einer einfachen Überlegung: Kann die Herstellung einer Baugrube in der Form optimiert werden, dass die damit verbundenen Verformungen möglichst gering ausfallen?

Im Vordergrund der Betrachtung steht dabei die Herstellung von Schlitzwänden, die einen nennenswerten Eingriff in den Untergrund darstellt und bislang bei konventionellen Verformungsprognosen von Baugruben gänzlich vernachlässigt wird. Für den Fall überkonsolidierter Tonsedimente konnten bislang in-situ Messungen und FE-Simulationen nachweisen, dass die Ausführung von zweiphasigen Schlitzwänden einen erheblichen Einfluss auf den Spannungszustand des umliegenden Bodens ausübt und den Grenz- und Gebrauchszustand der Konstruktion nach Aushub der Baugrube nachhaltig beeinflusst. Eine äquivalente Betrachtung von verformungsfreudigen weichen Böden ist daher aus der Sicht des Geotechnikers ratsam.

Nicht alle in der vorliegenden Arbeit vorgestellten Ergebnisse stellen einen zahlenmäßigen Quantensprung dar. Ebenso wenig wird es mit Hilfe der neuen Methodik möglich sein, von nun an *exakte* Verformungsprognosen zu erstellen. Die Botschaft der Arbeit ist eine andere: Anhand der Ergebnisse lässt sich ersehen, dass die konventionelle Nachweisführung für schlitzwandgestützte Baugruben sowohl für den Gebrauchs- als auch für den Grenzzustand nicht immer auf der sicheren Seite liegt.

Meinem Hauptreferenten Prof. Theodoros Triantafyllidis möchte ich an erster Stelle für die stete Unterstützung und Gesprächsbereitschaft danken. Insbesondere seine baupraktischen Er-

fahrungen und Ratschläge waren eine unverzichtbare Unterstützung bei der Anfertigung der Arbeit. Prof. Achim Hettler sei für die Übernahme des Koreferates, die zügige Begutachtung und ebenso für die freundlichen und ungezwungenen Diskussionsrunden gedankt. Weiterhin möchte ich mich bei Prof. Michael Scherer für die Aufgabe des fachfremden Gutachters und bei Prof. Klaus Hackl für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission bedanken.

Besonderer Dank gebührt Dr. Andrzej Niemunis, der zum einen mit der Bereitstellung des visko-hypoplastischen Stoffmodells in Form einer FORTRAN-Routine eine wesentliche Voraussetzung der Arbeit geleistet hat, mir darüber hinaus aber ebenso durch unzählige Diskussionen einen Zugang zur Stoffmodellierung in der Geotechnik vermitteln konnte. Ebenso möchte ich mich bei Dr. Diethard König bedanken, der als kritischer Wegbegleiter immer wieder neue Akzente für die Bearbeitung setzen konnte. Reinhard Illian sei schließlich für die sorgfältige Durchsicht des Manuskripts gedankt. Im Besonderen möchte ich meinem langjährigen Zimmergenossen Henning Wolf danken, der in unserer gemeinsamen Zeit am Lehrstuhl vom Kollegen zum Freund geworden ist. Nicht zu vergessen sind natürlich alle übrigen Mitarbeiter und Kollegen des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, von denen jeder einzelne seinen Beitrag zum freundschaftlichen und familiären Arbeitsklima geleistet hat.

Zuletzt möchte ich mich an dieser Stelle jedoch ganz besonders bei meiner Frau Tanja bedanken. Nur durch ihre unermüdliche Unterstützung ist es mir in einer Zeit der familiären Herausforderung möglich gewesen, die Dissertation erfolgreich zu Ende zu führen. Dafür gebührt ihr ein wesentlicher Teil des Erfolgs.

René Schäfer

Abstract

The serviceability of retaining structures is frequently ensured by the use of numerical methods. A conventional simulation neglects the construction process of the wall and adopts the earth pressure at rest at the beginning of the calculation. However, considering diaphragm walls, the stepwise installation of the different wall panels consisting of the trench excavation under slurry support and the subsequent placing of fresh concrete, precedes the pit excavation. A number of in-situ measurements and finite-element-calculations have already shown, that in case of highly overconsolidated soil layers the installation process of the panels lead to a decreasing stress level in the adjacent ground resulting in smaller wall deflections due to the pit excavation. In order to evaluate the influence of the diaphragm wall construction on the stress development and the serviceability of the pit in case of soft clayey deposits, a three-dimensional finite-element-model is presented within this thesis. The model incorporates the excavation and the pouring of adjacent diaphragm wall panels as well as the simulation of the subsequent pit excavation. The normally to slightly overconsolidated soil layers are described by a visco-hypoplastic constitutive equation taking into account the viscous behaviour and the small-strain stiffness of the ground. In order to evaluate the quality of the numerical model, the Taipei National Enterprise Center (TNEC) has been chosen as an appropriate reference project.

The construction process of the diaphragm wall panels has a major impact on the stress distribution behind the retaining structure at the beginning of the pit excavation. At the end of the installation and the dissipation of excess pore water pressure, an oscillating stress distribution along the centerline of the wall can be detected in dependence of the depth under consideration. Due to the high fresh concrete pressure, the stress level in the upper third of the wall increases while in the lower third a decreasing averaged stress level can be observed. Both effects result in increasing wall deflections during the subsequent excavation of the pit, which are of the magnitude of 10 – 15 % for the considered subsurface soil conditions. The comparison of the numerical results and the in-situ measured wall deformations distinctly show the high quality of the simulation model and the visco-hypoplastic constitutive equation.

Due to the higher initial stress level resulting from the wall installation, increasing strut forces can also be detected. Especially at lower depth close to the surface ground level, 50 % higher forces are predicted. In order to consider the influence of the diaphragm wall construction on the serviceability and the limit analysis of the structure, a modified stress distribution at the beginning of a conventional calculation is proposed.

Additionally, the settlements of adjacent buildings have been analysed. The over-all settlements

of single and strip footings are composed of proportions due to the panel installation and the pit excavation. However, the deformations due to the wall construction can already be of high magnitude and should not be neglected. A number of calculations has been run in order to evaluate the influence of the trench length, the position of the footing, the foundation loading and, additionally, the bending stiffness of the strip footing. The numerical results show, that the settlements due to the installation process of a plain diaphragm wall can adequately be estimated by those ones, which results from the trench excavation of an adjacent single wall panel. These settlements can be directly calculated by a numerical model. Otherwise, in case of the single footing, the movements can easily be correlated with the stability η of the open trench.

By means of the numerical results, recommendation can finally been drawn for the stepwise construction process of a diaphragm wall in order to minimise the resulting settlements of adjacent buildings.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	iii
Vorwort des Verfassers	v
Abstract	vii
1 Einleitung	1
1.1 Einführung	1
1.2 Problemstellung	3
1.3 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit	10
2 Das visko-hypoplastische Stoffgesetz	14
2.1 Viskosität und erweitertes OCR-Konzept	14
2.2 Mathematische Formulierung	18
2.3 Intergranulare Dehnung	22
2.4 Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen	25
3 Spannungsentwicklung infolge Schlitzwandherstellung	29
3.1 Verfahrenstechnischer Konstruktionsablauf	29
3.2 Stand der Forschung	31
3.3 Druck- und Steifigkeitsentwicklung des Frischbetons	35
3.4 Herstellung einer einzelnen Schlitzwandlamelle	39

3.4.1	Referenzprojekt	39
3.4.2	Finite-Elemente-Modell	41
3.4.3	Bestimmung der Bodenparameter	43
3.4.4	Berechnungsergebnisse der Einzellamelle	47
3.5	Herstellung eines ebenen Schlitzwandsegmentes	65
3.5.1	Erweitertes FE-Modell	65
3.5.2	Berechnungsergebnisse des Schlitzwandsegmentes	67
3.6	Fazit	73
4	Boden- und Wandverformungen infolge Baugrubenherstellung	75
4.1	Vorbemerkungen	75
4.2	Das Taipei National Enterprise Center	76
4.2.1	Projektbeschreibung	76
4.2.2	Geologie	81
4.3	Finite-Elemente-Modell	83
4.3.1	Modellbeschreibung	83
4.3.2	Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter	89
4.4	Berechnungsergebnisse	91
4.5	Schlussfolgerungen	108
5	Fundamentsetzungen infolge Schlitzwandherstellung	111
5.1	Problemstellung	111
5.2	Einzelgründung	113
5.2.1	Äußere Standsicherheit des Schlitzes	113
5.2.2	Finite-Elemente-Modell	115
5.2.3	Berechnungsergebnisse für die Einzelgründung	117
5.3	Streifengründung	132

5.3.1	Vorbemerkungen	132
5.3.2	Finite-Elemente Modell	134
5.3.3	Berechnungsergebnisse für die Streifengründung	136
5.4	Schlussfolgerungen	148
6	Verformungsbetrachtung für ausgesteifte und rückverankerte Baugru-	
	ben	151
6.1	Zielsetzung	151
6.2	Modifiziertes FE-Modell	152
6.3	Berechnungsergebnisse	156
6.3.1	Horizontale Wandverformungen	156
6.3.2	Setzungen der benachbarten Gründungselemente	166
6.3.3	Steifenkräfte	173
6.4	Erkenntnisse	179
7	Zusammenfassung und Ausblick	182
	Literaturverzeichnis	190

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Einführung

Stress is a philosophical concept - deformation is the physical reality

Diesen ursprünglich von John Burland [20] geführten Gedanken greift Brian Simpson 1992 in seiner richtungsweisenden *Rankine Lecture* [108] über das Verformungsverhalten von Stützkonstruktionen in überkonsolidierten bindigen Bodenformationen auf. Die Motivation zu seiner Arbeit resultierte mitunter aus den eklatanten Unterschieden zwischen den für die British Library [108] in London prognostizierten und den in-situ gemessenen Verformungen der Baugrubensicherung infolge Bodenaushubs. Die Prognoseberechnungen überschätzten die Wandverformungen um ein Vielfaches und deuteten daraufhin, dass die Steifigkeit des *London Clays* im numerischen Modell zu gering angesetzt worden war. Die Kenntnis, dass die Bodensteifigkeit in-situ deutlich größer ist als jene, welche im Labor konventionell gemessen werden kann [13, 22, 111], hatte Simpson bereits Jahre zuvor veranlasst [109], ein elasto-plastisches Stoffmodell mit kinematischer Fließfläche zu entwickeln. Obwohl dieses Modell bei der Rückrechnung der Schlitzwandverformungen des New Palace Yard [21] und des Neasden Underpass [107] zu überzeugenden Ergebnissen führte, versagte es bei der Class-A-Prognose [63] der British Library. Simpson sah sich daraufhin veranlasst, das Stoffmodell weiter zu verbessern und entwickelte das sog. *brick*-Modell [108], welches die abrupte Steifigkeitserhöhung des Bodens bei einer Änderung des Dehnungspfades erfasst. Die genauere Berücksichtigung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens des *London Clays* führte schließlich zu einer verbesserten Prognosequalität auch im Falle der British Library.

Simpsons Überlegungen stellen eine praktische Umsetzung der Analogie von Burland dar. Die Hauptaufgabe des entwerfenden Ingenieurs bestand sowohl in der Geotechnik als auch in anderen ingenieurtechnischen Fachdisziplinen lange Zeit darin, Grenzzustände auszuschließen und die Tragfähigkeit der Konstruktion dadurch zu gewährleisten, dass unzulässige Spannungszustände innerhalb des Baustoffs nicht auftreten. Eine Betrachtung der Verformungen schied letztlich nicht zuletzt deswegen aus, weil die theoretischen und praktischen Voraussetzungen dazu fehlten. In der Geotechnik zeichnet sich ein Verlust der Tragfähigkeit vielfach jedoch durch übermäßige Bodenbewegungen aus, welche ihrerseits zu den eigentlichen, physikalisch wahrnehmbaren Schäden des Bauwerks und der benachbarten Konstruktionen führen.

Mehr denn je ist heutzutage der Aspekt der Gebrauchstauglichkeit in den Mittelpunkt von Planung und Ausführung im Bereich des Spezialtiefbaus gerückt. Neben der Gewährleistung, dass die aufzunehmenden Lasten mit ausreichender Sicherheit abgetragen werden können, muss sichergestellt werden, dass die damit verbundenen Verformungen des Untergrundes individuell vorgegebene Toleranzen nicht überschreiten. Tiefe innerstädtische Baugruben stellen dabei eine besondere geotechnische Herausforderung dar. Auf Grund der immer größeren Baugrubentiefen in unmittelbarer Nähe zu benachbarten Gebäuden ist es zwingend erforderlich, das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion und des umliegenden Bodens in der Planungs- und Ausführungsphase genau zu erfassen, da bereits Verformung von wenigen Zentimetern unter sensiblen Randbedingungen ausreichend sein können, Bauwerkschäden im Zuge der Baugrubenherstellung zu verursachen.

Voraussetzung für eine zutreffende Verformungsprognose für die Stützkonstruktion und des umliegenden Bodens ist eine validierte Methode, welche neben der Mechanik des Bodens und der Boden-Bauwerk-Interaktion auch die wesentlichen Konstruktionsschritte der Baugrubenherstellung berücksichtigen muss. Ideale Randbedingungen bietet dazu die Finite-Elemente-Methode, welche seit einigen Jahren auch in Deutschland zum Stand der Technik im Bereich des Spezialtiefbaus gehört [75, 132].

Zweifelsohne ist ein geeignetes Stoffmodell zur Beschreibung des komplexen Spannungs-Verformungs-Verhaltens des Bodens die Grundvoraussetzung dafür, brauchbare Prognoseberechnungen durchzuführen. Durch den steten Abgleich der Berechnungsergebnisse mit den in-situ Messungen und den daraus resultierenden Modellverbesserungen besteht die Möglichkeit, das Prognosemodell zu validieren [46]. Doch die Aufgabe der Wissenschaft erschöpft sich in diesem Zusammenhang nicht ausschließlich darin, die theoretischen Voraussetzungen in Form von Stoffgesetzen zu schaffen. Vielmehr sollte durch die Anwendung eines verifizierten Simulationsmodells auf geotechnische Randwertprobleme ein grundlegendes Verständnis

dafür entwickelt werden, welche bodenmechanischen Zusammenhänge bei unterschiedlichsten Tiefbaumaßnahmen auftreten und welche Konsequenzen sich daraus für die Planungs- und Ausführungsarbeiten ergeben. Auf Grund des gestiegenen Kosten- und Zeitdrucks besteht diese Möglichkeit in der Praxis nur in den seltensten Fällen.

Im aktuell diskutierten Kontext der Gebrauchstauglichkeit von Erdbauwerken [6] stellt sich dabei die Frage, welche Bewegungen des Untergrundes bei den Ausführungsarbeiten als unvermeidbar akzeptiert und welche Verformungen durch eine Optimierung des Bauablaufs minimiert werden können. Für innerstädtische Baugruben betrifft dies nicht nur den Aushubvorgang der Baugrube selbst, sondern ebenfalls den Herstellungsvorgang der Stützkonstruktion. Aus den Ergebnissen verschiedener Forschungsprojekte [73, 83, 126] ist bekannt, dass der Konstruktionsvorgang der Baugrubensicherung den Ausgangszustand des umliegenden Bodens nachhaltig verändern und somit einen indirekten Einfluss auf die zu erwartenden Deformationen infolge Baugrubenaushubs ausüben kann. Ein weiterführender Schritt besteht nun darin, mit Hilfe eines geeigneten Prognosemodells die Herstellung einer Verbauwand so zu optimieren, dass gleichzeitig die damit verbundenen Bodenverformungen minimal werden.

Zuletzt besteht die Aufgabe der Bauwirtschaft darin, unter geeigneten Randbedingungen diese Erkenntnisse bei der Planung und Ausführung von Bauprojekten zu berücksichtigen und in die Praxis umzusetzen. Denn nur durch eine enge Verzahnung zwischen Theorie und Praxis kann eine stete Weiterentwicklung der wissenschaftlichen Methodik sichergestellt werden.

1.2 Problemstellung

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der neuen DIN 1054 [6] findet das Teilsicherheitskonzept Einzug in die Geotechnik. Im Unterschied zu den bisherigen Regelwerken, welche bislang für die Bemessung von Erdbauwerken globale Sicherheiten vorsehen [1, 3, 7], werden zukünftig Beanspruchungen mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöht und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert [133]. Die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte richtet sich nach dem Grenzzustand der Tragfähigkeit $GZ 1$, welcher für den Nachweis der Konstruktion gemäß DIN 1054 [6] maßgebend wird.

Neben den Grenzzuständen der Tragfähigkeit werden im Rahmen des Teilsicherheitskonzepts zusätzlich die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit $GZ 2$ eingeführt, welche im Regelfall den separaten Nachweis einzuhaltender Verformungen und Verschiebungen beinhalten. Im Falle einer Stützkonstruktion wird somit bei der Bemessung nach DIN 1054, Ausgabe Januar 2003

[6], neben dem Nachweis der Tragfähigkeit die Sicherstellung erforderlich sein, dass im Vorfeld der Baumaßnahme festgelegte Verformungen, wie beispielsweise Kopf- und Fußverschiebungen, Wanddurchbiegungen oder Setzungen der Nachbarbebauung, während der Herstellung der Baugrube nicht überschritten werden.

Die damit verbundene Problematik ergibt sich bereits bei der Festlegung von Gebrauchstauglichkeitsanforderungen und -kriterien [104, 128]. Da für Stützkonstruktionen keine allgemeingültigen Anforderungen abgeleitet werden können, muss die Festlegung der Verformungstoleranzen im Einzelfall durch die Beteiligung der Planer, der Ausführenden sowie des Bauherrn erfolgen. In der Regel wird es zudem nicht ausreichend sein, lediglich ein Verformungskriterium, beispielsweise die Durchbiegung einer duktilen Verbauwand, zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit festzulegen. Im Falle einer innerstädtischen Baugrubenkonstruktion mit unmittelbar benachbarter Bebauung ist es zum Beispiel zweckmäßig, neben dem Verformungsverhalten der Stützwand zusätzlich die Setzungen und Verkantungen des Gebäudes in die Betrachtung zu integrieren [128].

Die Hauptschwierigkeit des Nachweises im *GZ 2* besteht jedoch darin, realistische Verformungsprognosen im Vorfeld und während der Durchführung einer Baumaßnahme mit Hilfe geeigneter und validierter Prognosemethoden zu erstellen. Im Unterschied zum Nachweis im Grenzzustand, bei dem die mit Teilsicherheiten belegte Festigkeit des Bodens angesetzt wird, erfordern Gebrauchstauglichkeitsnachweise die geeignete Modellierung des Bodenverhaltens auch vor dem Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze. Die Steifigkeit des Bodens wird dabei von vielfältigen Einflüssen, wie beispielsweise von Spannungs- und Dehnungszuständen und von der Belastungsgeschichte und der -richtung bestimmt und ist deshalb schwieriger als der Versagenszustand zu beschreiben. Hinzu kommt, dass bei komplexen Randbedingungen ebenfalls die Boden-Bauwerk-Interaktion die Systemsteifigkeit und somit das Verformungsverhalten maßgeblich mitbestimmt.

Angaben zur Methodik von Gebrauchstauglichkeitsnachweisen werden in DIN 1054 [6] nur in sehr begrenztem Umfang gemacht. Eine Möglichkeit besteht beispielsweise darin, zusätzliche Anpassungsfaktoren $\eta < 1$ auf Seiten des Bodenwiderstands einzuführen, mit dem Ziel, die Verschiebungen zu reduzieren. Diese Vorgehensweise entspricht der bisherigen globalen Nachweisführung, bei der im Falle einer Baugrube die Abminderung des Erdwiderstands u.a. deshalb erfolgt, um die Mobilisierung des passiven Erddrucks und die damit verbundenen Deformationen zu begrenzen.

Ein alternatives Konzept zur Abschätzung der Verformungen besteht darin, auf empirische und

semi-empirische Verfahren zurückzugreifen. Peck [95] stellt dazu als erster eine Zusammenstellung von messtechnisch überwachten Fallbeispielen vor, auf deren Grundlage eine Prognose des Setzungsverlaufs der Geländeoberfläche infolge der Herstellung von ausgesteiften und rückverankerten Trägerbohl- und Spundwänden in Abhängigkeit der Baugrubentiefe und der Bodeneigenschaften möglich ist. Seine Arbeit wurde im Folgenden u.a. durch Clough und O'Rourke [26] sowie Long [68] ergänzt, die für unterschiedliche Systemrandbedingungen eine Abschätzung der Wandverformungen und Setzungen gestatten. Einen chronologischen Überblick über die bisherigen Datenbanken tiefer Baugruben wird von Moormann [78] zur Verfügung gestellt.

Auf der Grundlage von in-situ Messungen an der Baugrube der Westdeutschen Landesbank in Düsseldorf gibt Ulrichs [122] detaillierte Hinweise hinsichtlich des Verformungsverhaltens von rückverankerten Baugrubenkonstruktionen. Demnach setzen sich die horizontalen Wandverformungen infolge Baugrubenaushubs aus den Eigenverformungen der Wand sowie den Verformungen des durch die Wand und die Verankerung gebildeten Bodenblocks zusammen. Zur Abschätzung der Verformungsordinaten schlägt Ulrichs unter Verwendung kennzeichnender geometrischer Größen sowie der Steifigkeit des Bodens einen analytischen Näherungsansatz vor. Seine Modellvorstellung wird schließlich von Ostermayer [90] aufgegriffen, der anhand von ausgeführten rückverankerten Baugruben allgemeingültige Konstruktionsempfehlungen ableitet.

Für komplexe Baugrubensysteme mit ausgeprägter Boden-Bauwerk-Interaktion liefern die empirischen Verfahren lediglich grobe Schätzwerte der zu erwartenden Verformungen und finden bemessungstechnisch somit nur in der Vorentwurfsphase eine Anwendung. Zur besseren Erfassung des Verformungsverhaltens sieht DIN 1054 [6] in solchen Fällen die Anwendung der Beobachtungsmethode vor, welche eine Kopplung von baubegleitender Messüberwachung und Prognoseberechnung darstellt [44, 125, 126]. Im Einzelnen umfasst die Beobachtungsmethode folgende Schritte:

- In der Entwurfsphase müssen zunächst prinzipielle Gebrauchstauglichkeitskriterien projektspezifisch festgelegt werden. Anhand einer vereinfachten rechnerischen Verformungsprognose auf der Grundlage der bis dahin zur Verfügung stehenden Kenngrößen erfolgt die Erarbeitung des Messkonzeptes sowie die Festlegung der maßgebenden Messquerschnitte.
- Während der Bauausführung wird das Prognosemodell durch den Vergleich der Berechnungs- und Messgrößen verifiziert und verbessert. Auf der Grundlage des verbesserten Modells werden Prognoseberechnungen für die nachfolgenden Bauzustände durchgeführt.

- Sofern die aktuellen Berechnungen eine erhebliche Zunahme der Bauwerk- und Bodenverformungen für weitere Bauzustände prognostizieren, kann durch Eingriffe in den Bauablauf, beispielsweise durch den Einbau zusätzlicher Steifen- bzw. Ankerlagen oder durch die Erhöhung der Vorspannkräfte von Ankern, das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion unter Berücksichtigung der eingangs festgelegten oder baubegleitend aktualisierten Gebrauchstauglichkeitskriterien beeinflusst werden.

Aus der Darstellung wird deutlich, dass neben dem Messsystem das rechnerische Prognosemodell den Kern der Beobachtungsmethode bildet. Auf Grund der hohen Komplexität von Baugrubenkonstruktionen haben sich dafür numerische Verfahren auf der Grundlage der Finiten-Elemente-Methode (FEM) durchgesetzt, die es gestatten, das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes sowie die Boden-Bauwerk-Interaktion für unterschiedliche Randbedingungen hinreichend genau abzubilden. Mit Hilfe eines validierten Berechnungsmodells besteht im Unterschied zur reinen Verformungsmessung zudem die Möglichkeit, zeitgleich ablaufende Bauprozesse zu separieren und die jeweiligen Auswirkungen auf das Gesamtverformungsverhalten isoliert zu betrachten. Auch für solche Fälle, in denen die konventionelle Beobachtungsmethode versagt, beispielsweise beim Duktilitätsverlust des Gesamtsystems durch Kriechbruch [46, 94], können leistungsfähige Berechnungsmethoden dafür Verwendung finden, Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit weitestgehend auszuschließen.

Die Schwierigkeit, welche sich aus der Anwendung der FEM im Rahmen der Geotechnik jedoch ergibt, resultiert aus der mechanischen Beschreibung des Bodens durch geeignete Stoffgesetze. Je komplexer das verwendete Stoffgesetz ist, desto zahlreicher sind die dafür erforderlichen repräsentativen Bodenparameter und Zustandsvariablen, welche anhand von Feld- oder Laborversuchen zu ermitteln sind. Die Bestimmung der Parameter wird zusätzlich dadurch erschwert, dass der natürliche Werkstoff Boden im Unterschied zu künstlich hergestellten Werkstoffen wie Beton oder Stahl, durch einen inhomogenen Aufbau mit räumlich fluktuierenden Eigenschaften gekennzeichnet ist. Weiterhin ist es für die Anwendung der FEM erforderlich, den Bodenaufbau zu idealisieren und abschnittsweise in Homogenbereiche mit bestimmten Eigenschaften einzuordnen. Da die Einteilung üblicherweise recht grob erfolgt, können Inhomogenitäten des Untergrundes nur bedingt berücksichtigt werden.

Mehr als in anderen geotechnischen Anwendungsbereichen spielt bei Verformungsprognosen von Stützkonstruktionen der Ausgangszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs eine entscheidende Rolle. Auch wenn Potts und Fourie [97] lediglich ein vereinfachtes elasto-plastisches Stoffgesetz verwenden, dokumentieren ihre Berechnungsergebnisse, wie stark die resultierenden Wandverformungen nach Baugrubenaushub vom Erdrückdruckkoeffizienten K_0 abhängig

sein können. Konventionelle FE-Berechnungen wählen als Ausgangsspannungszustand zu Beginn der Aushubarbeiten den Erdruchdruck, welcher in-situ bestimmt [55, 137] oder durch Korrelationen über gegebene Bodenparameter [54, 74] abgeschätzt werden kann. Dabei bleibt unberücksichtigt, dass dieser Zustand in Abhängigkeit der Verbauart durch den Herstellungsvorgang der Stützkonstruktion selbst beeinflusst wird. In der Literatur wird eine solche Modellvorstellung vielfach als *"wished-in-place"* (*wip*-Modell) [80] bezeichnet, mit der Annahme, dass der Ruhedruckzustand durch den Einbau der Verbauwand unverändert bleibt.

Der im Jahre 1993 durchgeführte Spundwand-Feldversuch in Hochstetten bei Karlsruhe [124, 126] dokumentiert beispielhaft, dass diese Vorstellung unzureichend ist. Im Rahmen des Feldversuchs wurde eine 5 m tiefe, durch eine Spundwand verbaute Baugrube im Sand hergestellt und u.a. die Wandverformungen und die Erddruckverteilung während des schrittweisen Aushubs messtechnisch erfasst. Die Fachwelt wurde im Vorfeld dazu aufgefordert, Prognoseberechnungen durchzuführen und der spätere Vergleich von Mess- und Berechnungsgrößen sollte Auskunft darüber geben, wie genau das Verformungsverhalten der Wand mit unterschiedlichen Berechnungsmethoden erfasst werden kann. Bild 1.1 zeigt dazu die gemessene Verteilung des auf die Wand wirkenden Erddrucks nachdem die Spundbohlen in den Untergrund eingerammt worden sind. Zusätzlich ist der theoretische Ausgangszustand dargestellt, der sich nach Jáky [54] mit $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ bestimmt. Der Vergleich der theoretischen und gemessenen Spannungen verdeutlicht, dass durch den Rammvorgang der Spundwand die Spannungen im Untergrund nachhaltig verändert werden und die Annahme des Erdruchdrucks als Ausgangszustand für Prognoseberechnungen von der Realität erheblich abweicht. Die Auswirkungen des Spundwandeinbaus auf den angrenzenden Boden wird ferner durch Finno und Nerby [35] aufgezeigt, deren Beobachtungen hohe Porenwasserüberdrücke beim Einrammvorgang von Spundwandbohlen in wassergesättigte bindige Bodenschichten dokumentieren.

Im Fall einer zweiphasigen Schlitzwand als Baugrubenverbau geht der abschnittsweise Schlitzaushub unter Suspensionsstützung und der anschließende Betoniervorgang der Lamellen dem eigentlichen Baugrubenaushub voraus. Bild 1.2a stellt dazu schematisch die Spannungs-Verformungsentwicklung des Systems während der Baugrubenherstellung dar, welche sich für konventionelle *wip*-Modelle ergibt: ausgehend vom theoretischen K_0 -Zustand sinkt der Erddruck hinter der Wand infolge der horizontalen Wandverformungen während des Baugrubenaushubs auf die Größe des aktiven Erddrucks E_a ab. Zum Vergleich ist in Bild 1.2b die idealisierte Entwicklung unter Berücksichtigung der Wandherstellung abgebildet. Während des Schlitzaushubs sinkt der Erdruchdruck E_0 zunächst Richtung E_a ab und es stellen sich horizontale Verformungen der Schlitzwandungen ein. Der anschließende Betoniervorgang führt zu einem Wiederanstieg des

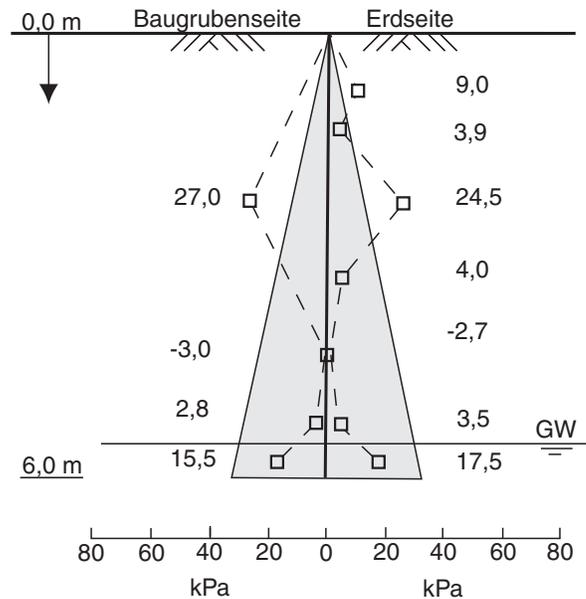


Bild 1.1: Theoretische Verteilung des Erddrucks nach Jáky [54] (durchgezogene Linie) und beidseitig der Spundwandbohle gemessene Verteilung des Erddrucks nach Abschluss des Einrammvorgangs (gestrichelte Linie), [126]

Erddrucks und zu einer Reduktion der Bodenverformungen, so dass sich zu Beginn des Baugrubenaushubs ein Ausgangszustand (E^* , δ^*) einstellt, der sich vom theoretischen Ausgangspunkt mit $E^* = E_0$ und $\delta^* = 0$ unterscheidet. Analog zur Bezeichnung für konventionelle Berechnungen können solche Modelle, die den veränderten Deformations- und Spannungszustand des Bodens infolge Verbauwandherstellung berücksichtigen, als *wim*-Modelle ("wall-installation-modelled") [80] bezeichnet werden.

Der Vergleich der prognostizierten und gemessenen horizontalen Wandverformungen der Baugruben der British Library [108] in London und des Lion Yard Underground Car Parks [66] in Cambridge zeigt, dass für beide Beispiele die numerischen Berechnungen das wirkliche Verformungsverhalten überschätzen. In beiden Fällen stehen stark überkonsolidierte bindige Bodenformationen an, die sich als Folge der geologischen Entstehungsgeschichte durch einen hohen Erddruck auszeichnen. Die geringeren Wandverformungen lassen sich in Analogie zu Bild 1.2b u.a. dadurch erklären, dass der angrenzende Boden infolge der Schlitzwandherstellung entspannt wird und das resultierende Spannungsniveau zu Beginn des Baugrubenaushubs unterhalb dessen des K_0 -Ausgangszustands liegt. Die zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführten numerischen Simulationen der Schlitzwandherstellung des Lion Yard Underground Car Parks [81, 83] bestätigen die Abnahme des Erddrucks um bis zu 30 % als Folge der Verbauwand-

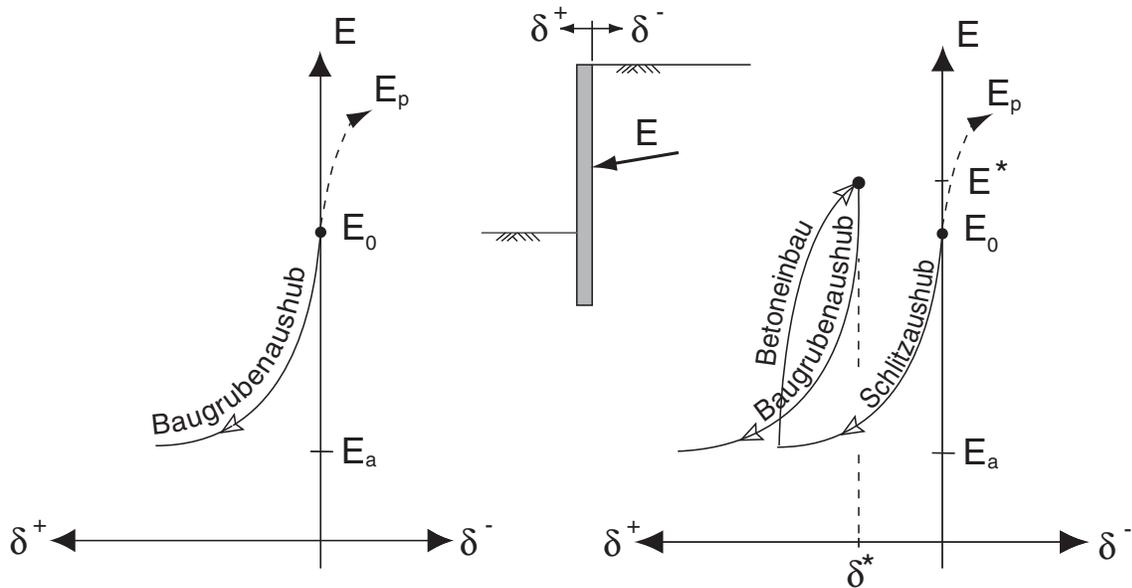


Bild 1.2: Schematische Darstellung der Spannungs-Verformungsentwicklung infolge Baugrubenherstellung, a) ohne (*wip*-Modell) und b) mit Berücksichtigung des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand (*wim*-Modell)

herstellung. Auch wenn für die geschilderten Beispiele die prognostizierten Verformungen ingenieurmäßig auf der sicheren Seite liegen, kann im Sinne des *GZ 2* der DIN 1054 nicht von einer zufriedenstellenden Nachweisführung gesprochen werden.

Neben der Veränderung des Spannungszustands im Boden werden durch die Herstellung der Verbauwand bereits Bodenverformungen induziert, welche durch ein *wip*-Modell zwangsläufig vernachlässigt werden. Tedd et al. [117] berichten davon, dass im Zuge des Bell Common Tunnel im überkonsolidierten *London Clay* 30 % der Endsetzungen der Geländeoberfläche bereits während der Herstellung der überschnittenen Bohrpfehlwand aufgetreten sind. Burland und Hancock [21] zufolge sind schon bereits bei der Konstruktion der Schlitzwand des New Palace Yard in London 50 % der insgesamt gemessenen Bodendeformationen aufgetreten.

Ein besonders prekärer Fall, wie stark der Konstruktionsvorgang des Baugrubenverbaus das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion beeinflussen kann, wird von Triantafyllidis am Beispiel des Daimler-Benz-Projektes am Potsdamer Platz in Berlin vorgestellt [119]. Die 20 m tiefe Baugrube bindet in wasserführende mitteldicht bis dicht gelagerte Sandschichten ein und wird durch eine 1,2 m dicke Schlitzwand gestützt. Da Wasserhaltungsmaßnahmen auf Grund der örtlichen Bestimmungen nicht möglich waren, wurde die Baugrube mit Hilfe einer durch RI-Pfähle rückverankerten Unterwasserbetonsohle in Trogbauweise hergestellt. Nach Fertig-

stellung der Schlitzwand wurde zunächst ein Voraushub durchgeführt um den Einbau einer einlagigen Verankerung am Kopf der Verbauwand zu ermöglichen. Im Anschluss erfolgte der Unterwasseraushub der Baugrube bis zur Endteufe und es stellten sich horizontale Wandverformungen in der Größenordnung von maximal etwa 1 cm ein. Das nachfolgende Einrütteln der Auftriebspfähle führte jedoch zu einer völlig unerwarteten Zunahme der Fußverschiebungen der Schlitzwand auf annähernd 5,5 cm und konnte durch die Prognoseberechnungen im Vorfeld der Baumaßnahme nicht annähernd erfasst werden.

Anhand der aufgeführten Beispiele wird deutlich, dass der Herstellungsvorgang der Verbaukonstruktion den Gebrauchszustand des Boden-Bauwerk-Systems nachhaltig beeinflussen kann. Die damit verbundene Aufgabenstellung besteht darin, diesen Einfluss für unterschiedliche Stützkonstruktionen und Untergrundverhältnisse ingenieurmäßig zu quantifizieren und bei der Entwurfs- und Ausführungsplanung zu berücksichtigen. Die Konstruktion einer Verbauwand stellt immer einen Eingriff in den geostatischen Gleichgewichtszustand des Bodens dar und ist somit unweigerlich mit Deformationen verbunden. Die Setzungen eines benachbarten Gebäudes resultieren daher nicht ausschließlich aus dem Baugrubenaushub allein, sondern zusätzlich aus der Herstellung der Stützwand. Je größer dieser Anteil ist, desto geringer ist das zulässige Maß der Verformungen infolge Baugrubenaushubs, da die Gesamtsetzungen des Gebäudes zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit zwingend begrenzt werden müssen. Für den planenden Ingenieur besteht somit die Aufgabe, das gewählte Bauverfahren der Stützkonstruktion hinsichtlich der Minimierung der daraus resultierenden Bodenverformungen zu optimieren. Voraussetzung dafür ist ein bodenmechanisches Verständnis des Spannungs-Verformungs-Verhaltens des Untergrundes vor, während und nach der Herstellung des Baugrubensystems. Die vorliegende Arbeit soll dazu einen Beitrag leisten.

1.3 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Im Mittelpunkt der Forschungsaktivitäten zur Gebrauchstauglichkeit von Stützkonstruktionen unter Berücksichtigung der Verbauwandherstellung standen bislang vorwiegend überkonsolidierte bindige und rollige Bodenformationen. Die Zielsetzung dieser Arbeit besteht darin, die bisherigen Modellvorstellungen auf verformungsfreudige normalkonsolidierte Böden zu erweitern und eine qualitative und quantitative Beurteilung darüber vorzunehmen, in welchem Umfang Bodendeformationen bereits während des Konstruktionsvorgangs der Wand verursacht und der Gebrauchszustand nach Baugrubenaushub beeinflusst werden. Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse sollen Konstruktionsempfehlungen für die Herstellung von Baugruben in weichem

Ton zur Minimierung der Bodenbewegungen abgeleitet werden, welche aus baupraktischer Sicht sowohl für die ausführenden Unternehmen des Spezialtiefbaus als auch der planenden Ingenieurbüros von aktuellem Interesse sind.

In weichen Untergrundverhältnissen mit hoch anstehendem Grundwasserhorizont dominieren verformungsarme Ortbetonkonstruktionen, wie Schlitz- oder überschnittene Bohrpfahlwände, als Baugrubensicherung. Während die Herstellung der Bohrpfähle auf Grund der Geometrie und des relativ geringen Pfahldurchmessers einen lokal begrenzten Eingriff in den Boden darstellt, führt der Aushub- und Betoniervorgang der wesentlich längeren Schlitzwandlamellen zu ausgeprägteren Deformationen und Spannungsumlagerungen im Untergrund. Die Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit konzentrieren sich daher ausschließlich auf zweiphasige Schlitzwandkonstruktionen.

Zur Simulation der Schlitzwandherstellung sowie des nachfolgenden Baugrubenaushubs wird ein dreidimensionales Modell auf der Grundlage der Finiten-Elemente-Methode entwickelt, welches neben den charakteristischen idealisierten Konstruktionsschritten das mechanische Verhalten des Bodens weitestgehend realitätsnah abbildet. Kapitel 2 stellt dazu das verwendete visko-hypoplastische Stoffmodell [85] basierend auf einem erweiterten *OCR*-Konzept (*OCR*= over-consolidation-ratio) dar. Neben der Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit des Bodens bei kleinen Dehnungsamplituden erfasst die konstitutive Beziehung die viskosen Eigenschaften wie Kriechen, Relaxation sowie Ratenabhängigkeit, welche bei normal- bis leicht überkonsolidierten Böden besonders ausgeprägt sind.

Kapitel 3 beschäftigt sich mit der Entwicklung der effektiven Spannung σ'_h und des Porenwasserdrucks u im angrenzenden Erdreich während der schrittweisen Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand. Zur Validierung des FE-Modells wird zunächst ein in Oslo durchgeführter Feldversuch [30] numerisch simuliert und im Anschluss daran werden die grundlegenden Mechanismen der Spannungsumlagerung während des Aushubs und des Betonierens einer einzelnen Schlitzwandlamelle untersucht. Danach erfolgt die Simulation der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes bestehend aus sieben benachbarten Lamellen im Pilger-Schritt-Verfahren. Dabei wird insbesondere berücksichtigt, inwiefern der Konstruktionsvorgang der Sekundärlamellen den Spannungszustand im Boden hinter den bereits fertiggestellten Primärlamellen beeinflusst und welcher Spannungszustand für den nachfolgenden Baugrubenaushub maßgebend wird.

Die nachfolgenden Kapitel konzentrieren sich im Wesentlichen auf die zu erwartenden Deformationen des Boden-Bauwerk-Systems infolge Wandherstellung und anschließendem Baugrubenaushub. Die numerischen Berechnungen werden dazu auf der Grundlage der mehrfach

ausgesteiften Baugrube des *Taipei National Enterprise Centers* (TNEC-Projekt) [91, 92, 93] in Taipei durchgeführt. Die Baugrube bindet annähernd 20 m in den Untergrund ein und das Verformungsverhalten der Schlitzwand wird maßgeblich durch eine 25 m mächtige, normal-konsolidierte schluffige Tonschicht kontrolliert.

In Kapitel 4 werden zunächst zwei räumliche FE-Modelle der TNEC-Baugrube vorgestellt. Die beiden Modelle weisen identische Geometrien und Randbedingungen auf und unterscheiden sich lediglich in der Abfolge der Berechnungsschritte: Während das konventionelle *wip*-Modell den K_0 -Zustand als Ausgangsspannungszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs zu Grunde legt, simuliert das *wim*-Modell den vorangestellten schrittweisen Herstellungsvorgang der Schlitzwand und erfasst somit die Struktur- und Spannungsveränderung des angrenzenden Bodens. Mit Hilfe beider Modelle werden Prognoseberechnungen für die Wandverformungen und Geländesetzungen für unterschiedliche Aushubsschritte der Baugrube durchgeführt und mit den entsprechenden in-situ Messungen verglichen. Dadurch ist es möglich, grundsätzliche Verformungsmechanismen der Baugrube herauszuarbeiten und bodenmechanisch zu interpretieren.

Um den Fall einer unmittelbar zur Schlitzwand angrenzenden Nachbarbebauung zu berücksichtigen und die Gebäudesetzungen infolge Schlitzwandherstellung zu erfassen, wird in Kapitel 5 das validierte TNEC-Modell modifiziert und eine Einzelgründung in der Nähe der Wand modelliert. Durch eine Variation der Fundamentlast, der Schlitzgeometrie sowie der Fundamentposition in Bezug zur Verbauwand, können Gesetzmäßigkeiten für das Verformungsverhalten des Fundamentes infolge der Herstellung einer Einzellamelle abgeleitet und über die äußere Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes korreliert werden. Neben den Einzelfundamenten wird darüber hinaus der Fall einer benachbarten Streifengründung untersucht. Zusätzlich zur Lamellengeometrie und der Gebrauchslast rückt dabei u.a. die Biegesteifigkeit des Gründungkörpers und deren Einfluss auf die sich ausbildende Setzungsmulde in den Mittelpunkt des Interesses. Für beide Gründungsvarianten wird darüber hinaus die Herstellung eines Schlitzwandsegmentes modelliert, welches aus drei benachbarten Einzellamellen besteht. Durch die Variation der Herstellungssequenz soll geklärt werden, ob beim Pilger-Schritt- oder beim Läuferverfahren größere Fundamentsetzungen zu erwarten sind. Kapitel 5 schließt mit der Bereitstellung von Konstruktionsempfehlungen, welche auf eine Minimierung der auftretenden Setzungen der Nachbarbebauung infolge Schlitzwandherstellung zielen.

In Kapitel 6 wird im Anschluss an die Simulation der Schlitzwandherstellung zusätzlich der Baugrubenaushub modelliert. Als Referenzmodell dient dazu das in Kapitel 4 vorgestellte TNEC-Projekt. Neben einer verformungsarmen ausgesteiften Baugrube wird als zusätzliche Ausführungsvariante ein dreifach rückverankertes System untersucht. Durch den Vergleich

der Ergebnisse mit denen einer konventionellen *wip*-Berechnung lässt sich der Einfluss der Spannungs- und Strukturveränderung des Bodens auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion, auf die Gebrauchstauglichkeit benachbarter Strukturen sowie auf die zu erwartenden Steifenkräfte quantifizieren. Dazu werden unterschiedliche Verbauzustände der jeweiligen Konstruktionsvariante analysiert. Die Simulation verschiedener Bauabläufe bei der Schlitzwandherstellung soll Auskunft darüber geben, inwieweit der Konstruktionsvorgang der Verbauwand im Hinblick auf die Boden- und Wandverformungen bei Baugrubenaushub optimiert werden kann.

Mit Hilfe der in den vorangehenden Kapiteln erarbeiteten Zusammenhänge kann in Kapitel 7 abschließend eine Bewertung darüber vorgenommen werden, wie die Konstruktion einer zweiphasigen Schlitzwand in weichen Sedimenten den Spannungszustand des umliegenden Bodens verändert und mit welchen Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit der Stützkonstruktion und benachbarter Gebäude zu rechnen ist. Die aufgeführten Konstruktionsempfehlungen sollen einen Beitrag dazu liefern, eine verformungsarme Verbauwandausführung zu gewährleisten.

Kapitel 2

Das visko-hypoplastische Stoffgesetz

2.1 Viskosität und erweitertes OCR-Konzept

Mit der Empfehlung *EB 90* legt der Arbeitskreis "Baugruben" der DGGT [131] klare Richtlinien fest, in welchen Fällen ein Boden als *weich* zu charakterisieren ist. In der Regel handelt es sich dabei um normal- bis leicht überkonsolidierte bindige Schichten, die auf Grund ihrer Konsistenz I_c , der undrainierten Scherfestigkeit c_u , der Sensitivität S_t und des Wassergehaltes w als *weich* zu kennzeichnen sind. Die Bezeichnung "weicher Boden" ist dabei nicht im Sinne der in DIN 18122 [4] geregelten Einstufung des Bodens anhand der Zustandszahl zu verstehen.

Das bodenmechanische Verhalten weicher Böden ist durch ausgeprägte Viskosität und hohe Kompressibilität charakterisiert. Unter viskosem Verhalten können folgende Eigenschaften verstanden werden:

- Kriechen ($\dot{\mathbf{T}} = 0$ und $\mathbf{D} \neq 0$)
- Relaxation ($\dot{\mathbf{T}} \neq 0$ und $\mathbf{D} = 0$)
- Ratenabhängigkeit ($\dot{\mathbf{T}}(\lambda^2 \mathbf{D}) \neq \lambda^2 \dot{\mathbf{T}}(\mathbf{D})$).

Ursache der Viskosität und der hohen Kompressibilität des Bodens sind diffuse Wasserhüllen, die sich auf Grund des negativen Ladungsüberschusses und der hohen spezifischen Oberfläche (Ton: $5 - 400 \text{ m}^2/\text{g}$) der Bodenteilchen an den Kornoberflächen anlagern. Das Wasser innerhalb der diffusen Hüllen, welches allgemein als *gebundenes* Wasser bezeichnet wird, hat auf Grund der

elektro-chemischen Wechselwirkung mit dem Korngerüst eine im Vergleich zum *freien* Porenwasser bis zu doppelt so große Dichte. Dadurch besitzen die Wassermoleküle in dieser Hülle eine geringere Beweglichkeit, wodurch dem gebundenem Wasser eine höhere Zähigkeit verliehen wird [61]. Äußere Einwirkungen werden soweit von den viskosen Wasserhüllen abgetragen, bis neugebildete Kontaktinseln zu einem Gleichgewichtszustand innerhalb der Kornstruktur führen [16]. Je dicker die Wasserhüllen und je höher somit die Plastizität I_p ist, desto ausgeprägter ist das viskose Verhalten des Bodens und desto größer seine Zusammendrückbarkeit.

Die Kompression von Bodenproben im Ödometerversuch kann für Erstbelastung beziehungsweise Ent- und Wiederbelastung durch folgende Gesetzmäßigkeiten beschrieben werden:

$$e_0 - e = C_c \cdot \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.1)$$

$$e - e_p = C_s \cdot \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_p} \quad (2.2)$$

Unter Erstbelastung verläuft der Spannungspfad im halb-logarithmischen Porenzahl-Druck Diagramm entlang einer Geraden mit der Steigung C_c (Bild 2.1a). Der Kompressionsbeiwert C_c ist für eine Vielzahl gering sensitiver, bindiger Böden im Bereich $10 \text{ kPa} < \sigma' < 1000 \text{ kPa}$ konstant [61]. Der Ent- und Wiederbelastungspfad verläuft jedoch in Abhängigkeit des Entlastungsniveaus und des Spannungspfades gekrümmt und wird in der konventionellen Bodenmechanik durch eine unter C_s geneigte Gerade approximiert [43]. C_s wird als Schwellbeiwert bezeichnet.

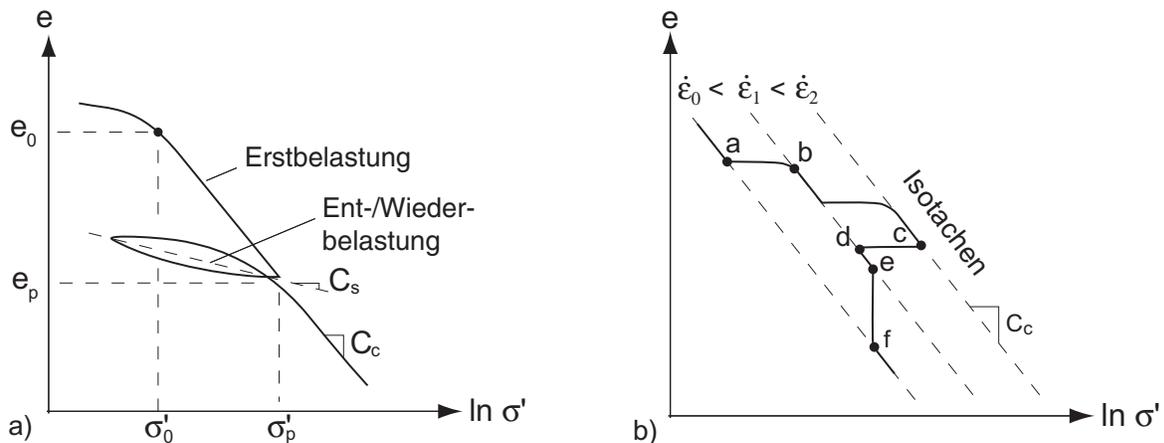


Bild 2.1: a) konventioneller Ödometerversuch, b) viskoses Verhalten während ödometrischer Kompression: a-b Spannungssprung infolge Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit, c-d Relaxation und e-f Kriechverformungen

Die drei Erscheinungsformen der Viskosität sind am Beispiel eines Ödometerversuchs in Bild

2.1b dargestellt. Durch eine Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\epsilon}_0$ auf $\dot{\epsilon}_1$ findet ein Spannungssprung $\Delta\sigma'_{a-b}$ von Punkt a nach Punkt b statt, da die diffusen Wasserhüllen weniger Zeit haben sich der Belastung zu entziehen und sich daher der Boden makroskopisch steifer verhält. Erstbelastungsgeraden unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_i$ werden allgemein als *Isotachen* bezeichnet [113]. Wird am Punkt c die vorschubgesteuerte Belastung der Bodenprobe gestoppt und der Belastungsstempel festgehalten, so findet innerhalb des Bodens eine Spannungsreduktion $\Delta\sigma'_{c-d}$ infolge Relaxation statt, die sich als annähernd horizontale Gerade im $e - \ln \sigma'$ -Diagramm darstellt. Infolge der höheren Zähigkeit des gebundenen Porenwassers treten bei konstant gehaltener Last (Punkt e) zeitverzögerte Deformationen auf, welche als Kriechen bezeichnet werden. Im Porenzahl-Druck-Diagramm sind Kriechverformungen Δe_{e-f} durch eine entsprechend lotrechte Gerade charakterisiert.

Analytisch lassen sich die Spannungs- bzw. Porenzahländerungen infolge viskosen Verhaltens unter Verwendung des Viskositätsindex des Bodens I_v nach Leinenkugel [65] und des Kriechbeiwertes C_α wie folgt beschreiben:

$$\Delta\sigma'_{a-b} = \sigma'_1 \cdot \left[\left(\frac{\dot{\epsilon}_2}{\dot{\epsilon}_1} \right)^{I_v} - 1 \right] \quad (2.3)$$

$$\Delta\sigma'_{c-d} = \sigma'_3 \cdot \left[\left(\frac{t_0}{t + t_0} \right)^{I_v} - 1 \right] \quad (2.4)$$

$$\Delta e_{e-f} = C_\alpha \cdot \ln \frac{t + t_0}{t_0} \quad (2.5)$$

Die Zeit t_0 ist ein in Abhängigkeit von OCR zu bestimmender Referenzzeitpunkt [61].

Neben der Plastizität I_p hat das Überkonsolidierungsverhältnis OCR (over-consolidation-ratio) entscheidenden Einfluß auf die viskosen Eigenschaften des Bodens. In Abhängigkeit von OCR verläuft der Spannungs-Verformungs-Pfad infolge Belastung entlang des Wiederbelastungsastes, wodurch sich überkonsolidierte Böden wesentlich steifer verhalten als normalkonsolidierte, bei denen Belastungspfade entlang der Erstbelastungsgeraden maßgebend werden (Bild 2.1a). Ferner nimmt die Kriechneigung des Bodens mit steigendem OCR exponentiell ab [15]. Zur Bestimmung von OCR wird häufig die vertikale Vorlastspannung σ'_p verwendet, wobei σ'_p am Übergang zwischen Wieder- und Erstbelastungsast bestimmt wird [24, 62]:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (2.6)$$

Eine genauere Definition von OCR erfolgt unter Berücksichtigung des Schwellens bei Entlastung über die äquivalente Spannung σ'_e , welche sich bei gegebener Porenzahl e auf der

Erstbelastungsgeraden befindet. Die Definition von OCR ergibt sich somit zu

$$OCR = \frac{\sigma'_e}{\sigma'} \quad (2.7)$$

Auf Grund des geringen Schwellverhaltens des Bodens direkt nach Spannungspfadumkehr sind

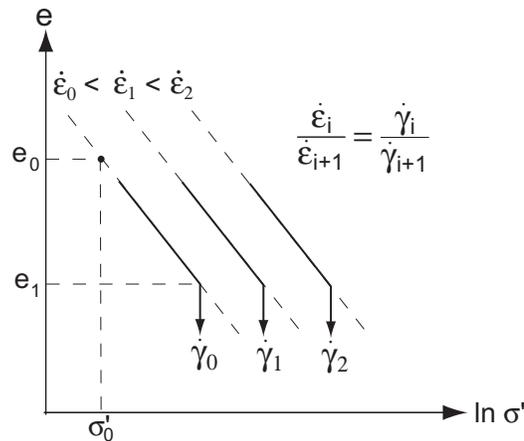


Bild 2.2: Festlegung der Referenzisotache durch e_0 , σ'_0 und $\dot{\epsilon}_0$ und Kriechrate $\dot{\gamma}_i$ im Verhältnis zur Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_i$

Gleichung 2.6 und 2.7 für Entlastungen von bis zu 40% vom Belastungsniveau gleichwertig [61]. Beide Definitionen setzen voraus, dass die Lage der Erstbelastungsgeraden im Porenzahl-Druck-Diagramm durch die beiden Zustandsgrößen e und σ' ausreichend beschrieben ist. Aus Bild 2.1b wird jedoch deutlich, daß zur Definition der Erstbelastungsgeraden bei viskosen Böden weiterhin die Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_i$ zu berücksichtigen ist.

Für einen vorbelasteten Boden führt eine schnelle Belastung zu einer Erhöhung von OCR, da die zugehörige Isotache im Porenzahl-Druck-Diagramm weiter rechts liegt. Zur Bestimmung des Überkonsolidierungsverhältnisses entsprechend Gleichung 2.6 müsste daher eine Versuchsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der in-situ Kriechrate des unvorbelasteten Bodens gewählt werden [87]. In der Regel handelt es sich dabei jedoch um sehr geringe Vorschubgeschwindigkeiten, die in konventionellen Ödometerversuchen aus zeit- und versuchstechnischen Gründen nicht realisierbar sind. Ein erweitertes OCR-Konzept, welches in dem in Kapitel 2.2 vorgestellten visko-hypoplastischen Stoffgesetz Verwendung findet, berücksichtigt die Ratenabhängigkeit des Bodens und somit die Lage der Isotachen in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit. Dazu wird eine Referenzisotache definiert, deren Lage im $e - \ln \sigma'$ -Diagramm beispielsweise durch e_0 , σ'_0 und $\dot{\epsilon}_0$ (s. Bild 2.2) festgelegt wird. Das klassische OCR-Konzept, vorbelastete Böden als überkonsolidiert und unvorbelastete als normalkonsolidiert zu bezeichnen, wird

aufgegeben und das Überkonsolidierungsverhältnis resultiert ausschließlich aus der Belastungsgeschwindigkeit und somit der Lage der zugehörigen Isotache zur gewählten Referenzisotache. Die Kriechrate $\dot{\gamma}_i$ eines bei der Porenzahl e_1 (s. Bild 2.2) durchgeführten Kriechversuchs hängt nun nicht mehr von der Vorbelastung des Bodens, sondern ausschließlich von der Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_i$ der zugehörigen Isotache ab. Je schneller der Boden belastet wird, desto größer ist die Verformungsrate während eines anschließenden Kriechversuchs.

2.2 Mathematische Formulierung

Das in der vorliegenden Arbeit verwendete visko-hypoplastische Stoffgesetz [85] stellt eine Erweiterung des Konzepts der Hypoplastizität unter Berücksichtigung der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen viskosen Eigenschaften bindiger Böden dar. Durch die Einführung einer Referenzkriechrate in die konstitutive Beziehung zwischen Dehnungsrate \mathbf{D} und Spannungsrate $\dot{\mathbf{T}}$ besteht die Möglichkeit, Kriechen, Relaxation und Ratenabhängigkeit des Bodens zu beschreiben. Der elastische Anteil des Stoffmodells und die Richtung der viskosen Dehnungsraten stammen aus dem hypoplastischen Modell nach von Wolffersdorff [125, 126].

Die Dehnungsrate wird dazu in einen elastischen und viskosen Anteil $\mathbf{D} = \mathbf{D}^e + \mathbf{D}^v$ zerlegt, welche über folgende konstitutive Gleichung mit der effektiven Jaumanschen Spannungsrate $\dot{\mathbf{T}}$ verknüpft sind:

$$\dot{\mathbf{T}} = f_b \hat{\mathcal{L}}(\mathbf{T}, e) : (\mathbf{D} - \mathbf{D}^v) \quad (2.8)$$

Die Dekomposition der Dehnungsrate in lediglich zwei Anteile und die Zusammenfassung der viskosen und plastischen Dehnungsraten stellt für normal- bis leicht überkonsolidierte Böden einen geeigneten Ansatz dar [84]. Gleichzeitig bedeutet dies jedoch, dass das Stoffmodell auf annähernd ratenunabhängige Böden nicht anwendbar ist.

Der vierstufige Steifigkeitstensor $\hat{\mathcal{L}}$ resultiert aus der Hypoplastizität:

$$\hat{\mathcal{L}} = F^2 \mathbf{I} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \hat{\mathbf{T}} \quad , \quad (2.9)$$

mit:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (2.10)$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (2.11)$$

$$\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad (2.12)$$

$$\cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{(\hat{\mathbf{T}}^* : \hat{\mathbf{T}}^*)^{3/2}} \quad (2.13)$$

Die zweistufigen Tensoren $\hat{\mathbf{T}} = \mathbf{T}/\text{tr}\mathbf{T}$ und $\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - 1/3 \mathbf{I}$ werden als dimensionslose Spannung und dimensionsloser Spannungsdeviator bezeichnet. Mit \mathbf{I} wird der Einheitstensor zweiter Stufe bezeichnet. Die skalaren Faktoren F und a definieren die Bruchbedingung in der deviatorischen Ebene, welche dem Versagenskriterium nach Matsuoka und Nakai [72] entspricht (s. Bild 2.3a). Die Winkel ψ und θ beschreiben die Lage des Spannungszustands \mathbf{T} im Spannungsraum entsprechend Bild 2.3b.

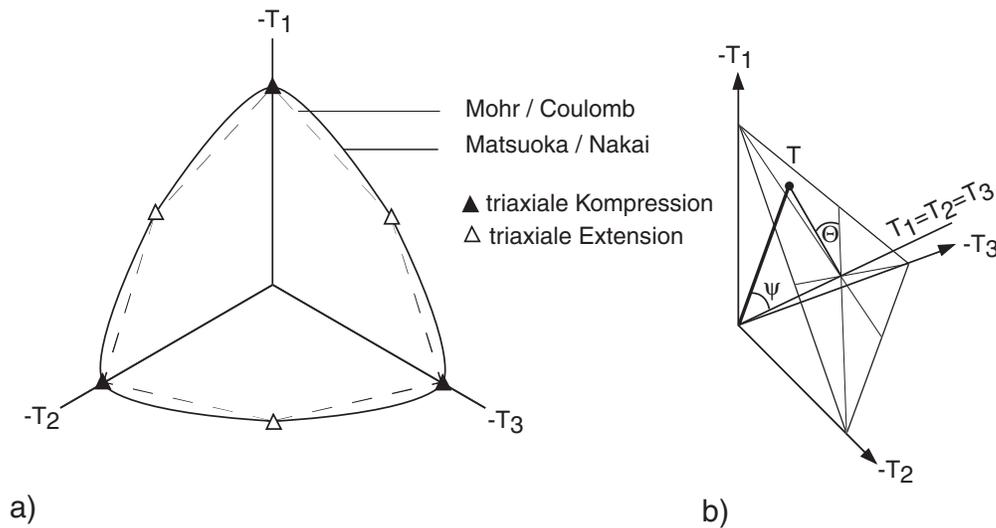


Bild 2.3: Das Versagenskriterium nach Matsuoka und Nakai [72] (a) und die geometrische Interpretation der Winkel θ und ψ im Spannungsraum (b)

Die Dichteabhängigkeit der Bodensteifigkeit wird über einen zusätzlichen Barotropiefaktor f_b berücksichtigt. f_b wird so gewählt, dass sich im doppel-logarithmischen Porenzahl-Druck-Diagramm nach Butterfield [23] eine unter dem Schwellbeiwert κ geneigte Ent- und Wiederbelastungsgerade ergibt:

$$f_b = -\frac{\text{tr}\mathbf{T}}{(1 + a^2/3)\kappa} \quad (2.14)$$

Der nichtlineare Anteil des Stoffmodells wird durch die viskose Dehnungsrate \mathbf{D}^v beschrieben. Die Richtung \mathbf{B} von \mathbf{D}^v resultiert dabei aus der Fließbedingung hypoplastischer Stoffmodelle. Die Kriechintensität des Bodens ist ausschließlich eine Funktion der Spannung und der Porenzahl. Der vorausgegangene Spannungs-Verformungs-Pfad hat auf das viskose Verhalten nur geringfügigen Einfluss. Daher wird entsprechend dem Nortonschen Kriechansatz [88] die viskose Dehnungsrate mit Hilfe des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR berechnet und ergibt sich zu:

$$\mathbf{D}^v = \dot{\gamma} \frac{\mathbf{B}}{\|\mathbf{B}\|} \left(\frac{1}{OCR} \right)^{1/I_v} \quad (2.15)$$

mit:

$$\mathbf{B} = -\hat{\mathcal{L}}^{-1} : \hat{\mathbf{N}} \quad (2.16)$$

$$\hat{\mathbf{N}} = Fa (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \quad (2.17)$$

I_v ist der Viskositätsindex nach Leinenkugel [65] und $\dot{\gamma}$ eine Referenzkriechrate, die sich aus der Belastungsgeschwindigkeit zu $\dot{\gamma} = \dot{\epsilon} \cdot (\lambda - \kappa)/\lambda$ [85] berechnet.

Im Unterschied zur konventionellen Definition über die vertikale Spannung T_{33} wird OCR im visko-hypoplastischen Modell über die mittlere effektive Spannung $p = -\text{tr}\mathbf{T}/3$ bestimmt. Dazu wird nach Hvorslev [53] die zur Porenzahl e äquivalente isotrope Spannung p_e definiert, welche sich ausgehend von einem frei wählbaren Referenzzustand p_{e0} und e_{e0} infolge einer isotropen Erstbelastung berechnen lässt:

$$p_e = p_{e0} \left(\frac{1 + e}{1 + e_{e0}} \right)^{-1/\lambda} \quad (2.18)$$

λ ist der Kompressionsbeiwert nach Butterfield [23].

Zusätzlich ist neben p_{e0} und e_{e0} die zugehörige Belastungsrate $\dot{\epsilon}$ erforderlich, um die Lage der Referenzisotache im Porenzahl-Druckdiagramm zu definieren. Dazu schlagen Niemunis und Krieg [87] folgenden weiteren Bodenparameter Γ vor:

$$\Gamma = \frac{p_{e0}}{\dot{\gamma}^{1/n}} \exp\left(\frac{e_{e0}}{\lambda}\right) \quad (2.19)$$

mit:

$$\dot{\gamma} = \dot{\epsilon} \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \quad (2.20)$$

Zwei der drei Zahlenwerte des Tripels (e_{eo} , p_{eo} , $\dot{\epsilon}$) sind frei wählbar, der dritte resultiert entsprechend aus Gleichung 2.19.

Zur Definition von *OCR* für nicht-isotrope Spannungszustände wird die elliptische Fließfläche des Modified-Cam-Clay Modells (MCC) [102] benötigt, welche allgemein der mathematischen Beziehung

$$p(p - p_e) + \frac{q^2}{M^2} = 0 \quad (2.21)$$

mit den Roscoe-Invarianten $p = -\text{tr } \mathbf{T}/3$ und $q = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\mathbf{T}^*\|$ genügt (Bild 2.4). M ist die Neigung der kritischen Zustandslinie CSL (critical-state-line), welche vom kritischen Reibungswinkel φ_c und dem Lodewinkel abhängig ist. Unter Verwendung von Gleichung 2.11 ergibt sich $M(\mathbf{T}) = 6F(\mathbf{T}) \sin \varphi_c / (3 - \sin \varphi_c)$. Die Spannung p_e entspricht der isotropen äquivalenten Spannung, die sich aus Gleichung 2.18 ergibt.

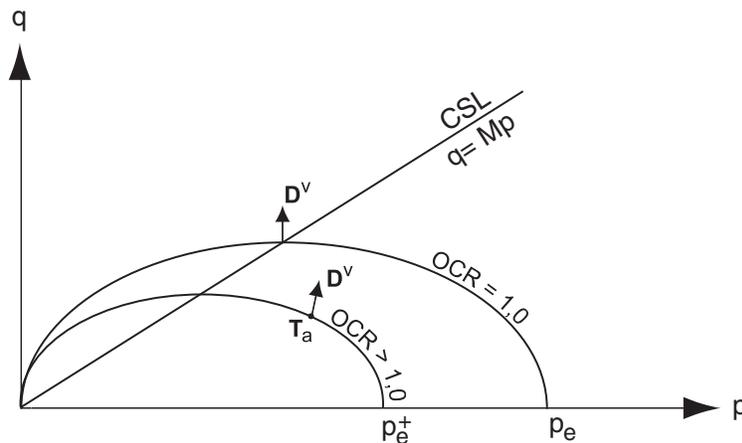


Bild 2.4: Die Fließfläche des MCC-Modells zur Ermittlung von *OCR* für einen gegebenen Spannungszustand \mathbf{T}_a

Für einen gegebenen Spannungszustand \mathbf{T}_a wird nun eine proportional zur MCC-Fließfläche und durch \mathbf{T}_a verlaufende Fläche definiert. Der Schnittpunkt dieser Fläche mit der hydrostatischen Achse liefert die äquivalente isotrope Spannung p_e^+ gemäß

$$p_e^+ = p \left[1 + \left[\frac{q}{M p} \right]^2 \right], \quad (2.22)$$

woraus sich das Überkonsolidierungsverhältnis des Bodens zu

$$OCR = \frac{p_e}{p_e^+} \quad (2.23)$$

ermittelt. Durch die Festlegung der Referenzisotache durch e_{e0} , p_{e0} und $\dot{\epsilon}$ wird ebenfalls die Lage der Referenzfließfläche mit p_e im $p - q$ -Raum definiert. Für Spannungszustände innerhalb der Referenzfläche gilt $OCR > 1$ und für solche außerhalb $OCR < 1$. Letzterer Zustand ist zulässig, da die MCC-Fließfläche im visko-hypoplastischen Modell nur für die Ermittlung von OCR benötigt wird und keine Fließbedingung vergleichbar zur klassischen Plastizitätstheorie darstellt. Für Spannungszustände, die sich direkt auf der Referenzfläche befinden, gilt $OCR = 1$. Der Schnittpunkt der Fließfläche mit der CSL beschreibt den kritischen Zustand mit rein deviatorischer Dehnungsrate \mathbf{D}^v .

Zur Verifikation des beschriebenen Stoffmodells wurden verschiedene Ödometer- und Triaxialversuche unter Berücksichtigung des viskosen Verhaltens des Bodens durchgeführt und numerisch simuliert [61, 85]. Der Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse zeigt eine gute Übereinstimmung für unterschiedliche Spannungspfade und bestätigt die Prognose-tauglichkeit des Modells.

Die Implementierung des visko-hypoplastischen Stoffgesetzes in das Finite-Elemente-Programm ABAQUS erfolgt über eine FORTRAN-Schnittstelle mit Hilfe des Unterprogramms UMAT und ist beispielsweise in [52, 70] beschrieben.

2.3 Intergranulare Dehnung

Für ratenunabhängige Böden kann die Steifigkeit entlang monotoner Deformationspfade (SOM-Zustände, [47]) durch den aktuellen Spannungszustand \mathbf{T} und die Porenzahl e ausreichend beschrieben werden. Bei viskosen Böden hat ferner die Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ einen Einfluß, welches von Krieg [61] als erweitertes SOM-Verhalten (ESOM) bezeichnet wird. Laborversuche [14, 56, 108] haben darüber hinaus gezeigt, daß die Deformationsgeschichte des Bodens einen erheblichen Einfluß auf die Bodensteifigkeit hat. Infolge einer Richtungsänderung des Dehnungspfades konnten erhöhte Steifigkeiten gemessen werden, deren Maximum während einer

totalen Dehnungspfadumkehr auftritt. Als Grund für die Pfadabhängigkeit nennt Gudehus [45] Änderungen der Kontaktformen und -kräfte ohne wesentliche Umlagerungen des Korngerüsts.

Zur Berücksichtigung dieser Abhängigkeit wurden das hypoplastische [86] und das visko-hypoplastische Stoffgesetz [85] erweitert und eine weitere Zustandsvariable \mathbf{h} eingeführt, welche als *Intergranulare Dehnung* bezeichnet wird. \mathbf{h} speichert den letzten Teil des Deformationspfades, so dass in Abhängigkeit des Winkels zwischen \mathbf{h} und dem aktuellen Dehnungsinkrement \mathbf{D} die Steifigkeit des Bodens erhöht wird. Für das in Kapitel 2.2 vorgestellte visko-hypoplastische Modell ergibt sich daher folgender modifizierter Ansatz:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathcal{M} : \mathbf{D} - \mathcal{L} : \mathbf{D}^v \quad (2.24)$$

Der vierstufige Steifigkeitstensor \mathcal{M} berücksichtigt die Pfadabhängigkeit der Steifigkeit und berechnet sich zu $\mathcal{M} = m\mathcal{L}$. Der skalare Multiplikator m ist abhängig von der Richtungsänderung der Dehnungsinkremente und wird zwischen den Materialkonstanten $m_M = 1$ für monotone Dehnungspfade, m_T für neutrale Dehnungsinkremente rechtwinklig zum bisherigen Dehnungspfad und m_R für eine Dehnungspfadumkehr interpoliert. Bild 2.5 stellt schematisch die Steifigkeitsentwicklung entlang unterschiedlicher Dehnungspfade dar. Unabhängig von der Vorgeschichte werden annähernd gleiche Steifigkeiten erreicht, sobald sich der Boden wieder in einem SOM-Zustand befindet.

Das Prinzip der *Intergranularen Dehnung* kann mit Hilfe des Bildes 2.6 für den Fall des ebenen Dehnungszustands beschrieben werden. Für einen gewählten Ausgangszustand mit $\mathbf{h} = \mathbf{0}$ weist der Boden unabhängig von der Deformationsrichtung die maximale Steifigkeit $\mathcal{M} = m_R\mathcal{L}$ auf (Punkt 0). Entlang eines monotonen Dehnungspfades nehmen die intergranularen Dehnungen zu und erreichen im Punkt A den maximalen Betrag $\|\mathbf{h}\| = R$. Die Bodenkonstante R kann als Radius einer kreisförmigen Belastungsfläche um den Punkt 0 betrachtet werden, innerhalb derer der Boden eine erhöhte Steifigkeit aufweist, welche von der mobilisierten intergranularen Dehnung abhängig ist:

$$\rho = \frac{\|\mathbf{h}\|}{R} \quad (2.25)$$

Für $\rho = 1$ ist die intergranulare Dehnung voll mobilisiert und die Steifigkeit des Bodens entspricht bei weiterer Belastung mit $\mathbf{D} \sim \mathbf{h}$ jener entlang eines monotonen Deformationspfades. Für eine neutrale Belastung im Punkt A mit $\mathbf{h} : \mathbf{D} = 0$ beträgt die Steifigkeit $\mathcal{M} = m_T\mathcal{L}$

während bei einer völligen Umkehr des Dehnungspfades ($\mathbf{D} \sim -\mathbf{h}$) die maximale Steifigkeit mit $\mathcal{M} = m_R \mathcal{L}$ erreicht wird.

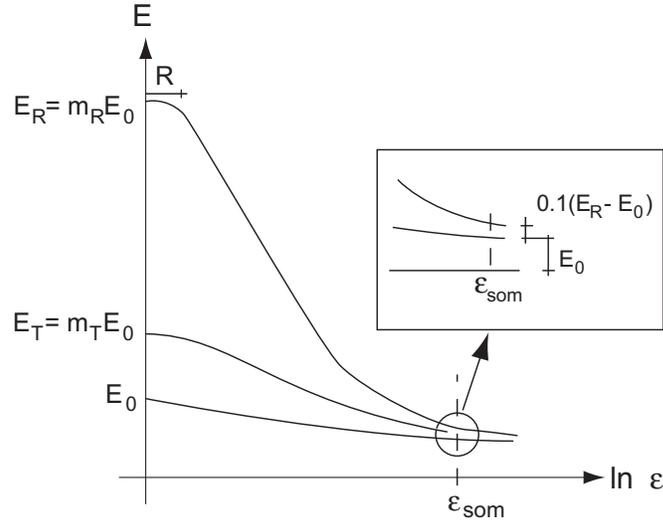


Bild 2.5: Schematische Darstellung der Steifigkeitsentwicklung: E_0 : monotoner Dehnungspfad, E_T : neutraler Dehnungspfad, E_R : Dehnungspfadumkehr, [85]

Für den allgemeinen Fall wird der Steifigkeitstensor \mathcal{M} in der konstitutiven Beziehung nach Gleichung 2.24 mit Hilfe der Gleichung 2.26 berechnet.

$$\mathcal{M} = [\rho^\chi m_T + (1 - \rho^\chi) m_R] \mathcal{L} + \begin{cases} \rho^\chi (1 - m_T) \mathcal{L} : \hat{\mathbf{h}} \hat{\mathbf{h}} & \hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} > 0 \\ \rho^\chi (m_R - m_T) \mathcal{L} : \hat{\mathbf{h}} \hat{\mathbf{h}} & \hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} \leq 0 \end{cases} \quad (2.26)$$

Der Parameter χ ist eine weitere Interpolationskonstante. Die objektive Evolutionsgleichung der intergranularen Dehnung bestimmt sich zu:

$$\dot{\hat{\mathbf{h}}} = \begin{cases} (I - \hat{\mathbf{h}} \hat{\mathbf{h}} \rho^{\beta_r}) : \mathbf{D} & \hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} > 0 \\ \mathbf{D} & \hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} \leq 0 \end{cases} \quad (2.27)$$

wobei die Bodenkonstante β_r die Entwicklung von $\hat{\mathbf{h}}$ maßgeblich steuert.

Aus Gleichung 2.24 wird deutlich, daß die intergranulare Dehnung lediglich den elastischen Teil des Stoffmodells modifiziert. Aus numerischen Gründen bleibt der Relaxationsterm $\mathcal{L} : \mathbf{D}^v$ davon unberücksichtigt.

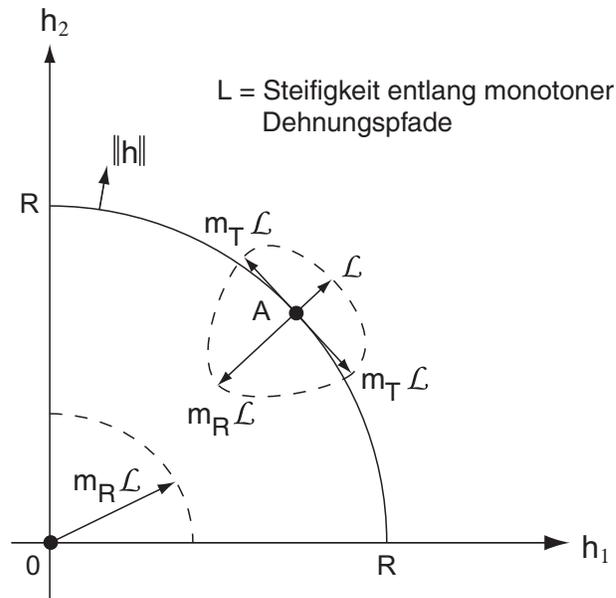


Bild 2.6: Modifikation des Steifigkeitstensors \mathcal{L} durch die zusätzliche Zustandsvariable \mathbf{h} in Abhängigkeit der mobilisierten intergranularen Dehnung und der Änderung des Spannungspfades [85]

2.4 Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen

Für das visko-hypoplastische Stoffgesetz unter Berücksichtigung der intergranularen Dehnung werden insgesamt 13 Bodenparameter und drei Zustandsvariablen benötigt. Alle erforderlichen Bodenparameter können durch Standardlaborversuche an gestörten Bodenproben ermittelt werden und sind im Folgenden detailliert aufgeführt. Die Zustandsgrößen des Spannungszustands \mathbf{T} , der Porenzahl e sowie der intergranularen Dehnung \mathbf{h}_0 im Ausgangszustand müssen in-situ durch geeignete Verfahren bestimmt oder entsprechend abgeschätzt werden.

Tabelle 2.1 gibt einen Überblick über die Bodenparameter und Zustandsgrößen. Zur Bestimmung sind im Einzelnen folgende bodenmechanische Untersuchungen erforderlich:

- Der kritische Reibungswinkel φ_c definiert das Spannungsverhältnis q/p mit $\dot{\mathbf{T}} = \text{tr } \mathbf{D} = 0$ und $\mathbf{D} \neq 0$. Er kann durch einen triaxialen Kompressionsversuch (CU -Versuch) zu $\sin \varphi_c = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$ oder alternative auch mit Hilfe eines Einzugsversuchs zu $\tan \varphi_c = \tau/\sigma$ bestimmt werden.
- Der Kompressionsbeiwert λ und der Schwellbeiwert κ beschreiben die Neigung der Erst-

Tabelle 2.1: Visko-hypoplastische Bodenparameter und Zustandsgrößen

Bodenparameter	
φ_c	kritischer Reibungswinkel
λ	Kompressionsbeiwert
κ	Schwellbeiwert
I_v	Viskositätsindex
$e_{e0}, p_{e0}, \dot{\epsilon}$	Definition der Referenzisotache
β_R	Formbeiwert für die elliptische Fließfläche
m_T, m_R	skalare Multiplikatoren zur Steifigkeitserhöhung
R	maximale Ordinate der intergranularen Dehnung
χ, β_r	Interpolationsparameter
Zustandsgrößen	
\mathbf{T}	effektiver Spannungszustand
e	Porenzahl
\mathbf{h}_0	intergranulare Dehnung im Ausgangszustand

und Wiederbelastungsgeraden im doppel-logarithmischen Porenzahl-Druck-Diagramm und lassen sich durch Ödometer- oder Triaxialversuche festlegen. Für einen erstbelasteten Boden ergeben sich unter ödometrischer und isotroper Kompression gleiche Werte für λ . Für den Ent- bzw. Wiederbelastungsast ergeben sich jedoch auf Grund des veränderten K_0 -Zustands unterschiedliche Werte für κ . Erfolgt daher die Bestimmung des Schwellbeiwertes durch einen Ödometerversuch, so muss eine Umrechnung auf isotrope Spannungszustände entsprechend [85] erfolgen.

- Der Viskositätsindex I_v beschreibt das viskose Stoffverhalten bindiger Böden und kann durch eine Reihe von Laborversuchen bestimmt werden [85]. Versuchstechnisch am leichtesten lässt sich I_v anhand eines weggesteuerten Ödometerversuchs mit unterschiedlichen Vorschubgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_a$ und $\dot{\epsilon}_b$ und den zugehörigen Spannungen σ_a und σ_b festlegen:

$$I_v = \frac{\ln(\sigma_a/\sigma_b)}{\ln(\dot{\epsilon}_a/\dot{\epsilon}_b)} \quad (2.28)$$

Alternativ können beispielsweise isotrope Kompressions- oder undrainierte Scherversuche mit verschiedenen Deformationsraten durchgeführt werden.

- Die Festlegung der Referenzisotache erfolgt durch den Stoffparameter Γ^i . Zur Berechnung von Γ^i sind die isotrope Spannung p und die zugehörige Porenzahl e erforderlich, welche auf einer Erstbelastungsgeraden mit der Deformationsrate $\dot{\epsilon}$ liegen. Anhand des Zahlentripels $(p, e, \dot{\epsilon})$ lässt sich Γ^i entsprechend Gleichung 2.19 berechnen. Üblicherweise wird im Stoffgesetz ein Referenzdruck von $p_{eo} = 100 \text{ kPa}$ zu Grunde gelegt. Durch die Wahl einer beliebigen Referenzporenzahl e_{eo} kann nun unter Verwendung des berechneten Γ^i die korrespondierende Deformationsrate $\dot{\epsilon}_{e0}$ bestimmt werden.
- Der Beiwert β_R regelt die Form der elliptischen Fließfläche im unterkritischen Spannungsbereich. Durch $\beta_R < 1$ erfolgt eine Abflachung der Kappe, wodurch undrainierte Spannungspfade besser approximiert werden können. Die Bestimmung von β_R erfolgt durch die Kalibrierung des numerischen Modells anhand von undrainierten Scherversuchen an normalkonsolidierten Bodenproben.
- Zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit des Bodens bei kleinen Dehnungsamplituden sind fünf weitere Parameter ($m_R, m_T, R, \beta_r, \chi$, siehe Tabelle 2.1) festzulegen. Die skalaren Multiplikatoren m_R und m_T steuern die Steifigkeitserhöhung des Bodens, welche aus einer totalen Dehnungspfadumkehr und einer im Vergleich zum bisherigen Dehnungspfad rechtwinkligen Pfadänderung resultieren. Die Größenordnung lässt sich durch Triaxialversuche mit unterschiedlichen Dehnungspfaden oder durch dynamische Scherversuche (z.B. *resonant column*-Versuche) abschätzen. Anhand der dynamischen Versuche kann zusätzlich der Stoffparameter R bestimmt werden, welcher den annähernd elastischen Deformationsbereich des Bodens beschreibt. Die Bestimmung der beiden zusätzlichen Interpolationsparameter β_r und χ , welche die Entwicklung der intergranularen Dehnung nach einer Dehnungspfadumkehr steuern, kann von Niemunis [85] entnommen werden.
- Der effektive Spannungszustand \mathbf{T} ist durch die Wichte γ bzw. γ' des Bodens, der betrachteten Tiefe z_s unterhalb der GOK sowie des Erdruehdruckkoeffizienten K_0 festgelegt. Die Bestimmung von K_0 kann zum einen in-situ durch die direkte Messung [71, 116] oder Pressiometerversuche [137] erfolgen. Alternativ wurden beispielsweise in Abhängigkeit des Reibungswinkels, des Überkonsolidierungsverhältnisses oder der Plastizitätszahl verschieden Korrelationsmöglichkeiten für K_0 abgeleitet [11, 18, 74].
- Unter der Annahme, dass der Boden mit $S_r = 1,0$ voll wassergesättigt ist, lässt sich die aktuelle Porenzahl e mit Hilfe des Wassergehaltes in der entsprechenden Tiefe berechnen.
- Für den Anfangszustand des intergranularen Dehnungstensors \mathbf{h}_0 ist die Kenntnis der

vorausgegangenem Dehnungsgeschichte des Bodens erforderlich. In den meisten Fällen von geotechnischen Randwertproblemen wird im Ausgangszustand ein sedimentierter Boden zu Grunde gelegt. Daraus kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die vertikale Komponente von \mathbf{h}_0 mit $h_{33} = R$ der maximalen intergranularen Dehnung belegt ist. Infolge schwankenden Grundwasserspiegels und damit verbundenen kleinen Dehnungszyklen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Sedimentation keinen nachhaltigen Einfluss hat und $\mathbf{h}_0 = \mathbf{0}$ hinreichend genau dem Ausgangszustand entspricht [58].

Sofern keine Laborversuche durchgeführt werden können, sind die erforderlichen Parameter anhand von anderen Kenn- oder Erfahrungswerten zu korrelieren. Diese Vorgehensweise entspricht zwar nicht der labortechnischen Genauigkeit, allerdings sollte dabei berücksichtigt werden, dass die entnommenen Bodenproben ohnehin nur einen lokal begrenzten Baugrundaufschluss zulassen und die daran ermittelten Kenngrößen ebenfalls nur eine bedingt repräsentative Aussage über die Eigenschaften des Untergrundes gestatten.

Kapitel 3

Spannungsentwicklung infolge Schlitzwandherstellung

3.1 Verfahrenstechnischer Konstruktionsablauf

Bei der Herstellung von Schlitzwänden wird zwischen ein- und zweiphasigen Ausführungen unterschieden. Einphasige Wände werden in der Regel als Dichtwände ohne statische Beanspruchung, beispielsweise zur Umschließung kontaminierter Bodenbereiche, ausgeführt. Die durchlaufende Wand wird dazu in einzelne Lamellen unterteilt, die entsprechend einer festgelegten Herstellungssequenz mit Hilfe eines Hydraulik- bzw. Seilgreifers oder einer Bodenfräse ausgehoben werden. Während des Aushubvorgangs wird zur Stützung der Schlitzwandungen eine viskose Stützsuspension auf Zementbasis in die Lamelle eingefüllt, welche dort aushärtet und die erforderlichen Eigenschaften der Dichtwand gewährleistet [110, 120]. Einphasen-Dichtwände können auch in Form von Kombinationswänden als Baugrubensicherung verwendet werden. Dazu werden in die noch flüssige Dichtwandmasse Spundwandprofile eingestellt, welche die statisch-konstruktiven Eigenschaften der Verbauwand sicherstellen (z.B. Sony-Baugrube, Berlin, [73]).

Eine zweiphasige Schlitzwand wird im Gegensatz zur reinen Dichtwand statisch beansprucht. Üblicherweise werden Schlitzwände als Verbaukonstruktionen von tiefen innerstädtischen Baugruben mit hochanstehendem Grundwasserspiegel eingesetzt, um Bodenverformungen und Setzungen benachbarter Gebäude infolge Baugrubenaushubs zu minimieren und eine wasserdichte Baugrubenumschließung zu erzielen. Darüber hinaus können sie innerhalb der Struktur des herzustellenden Gebäudes verbleiben und als Gründungselement sowohl vertikale als auch ho-

horizontale Lasten abtragen. Ähnlich der Dichtwand wird die Schlitzwand abschnittsweise in einzelnen Lamellen hergestellt. Die Länge der Lamellen richtet sich nach der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes gemäß DIN 4126 [5] und beträgt in Abhängigkeit der örtlichen Randbedingungen üblicherweise $2,5 - 7,5 \text{ m}$. Der Aushub der Lamellen erfolgt zur Gewährleistung der Stabilität des offenen Schlitzes im Schutze einer Stützsuspension. Nach Erreichen der Endtiefe und dem Einsetzen von Abschalelementen und Bewehrungskorb wird die Lamelle im Kontraktorverfahren betoniert und das Stützmedium von unten nach oben aus dem Schlitz verdrängt.

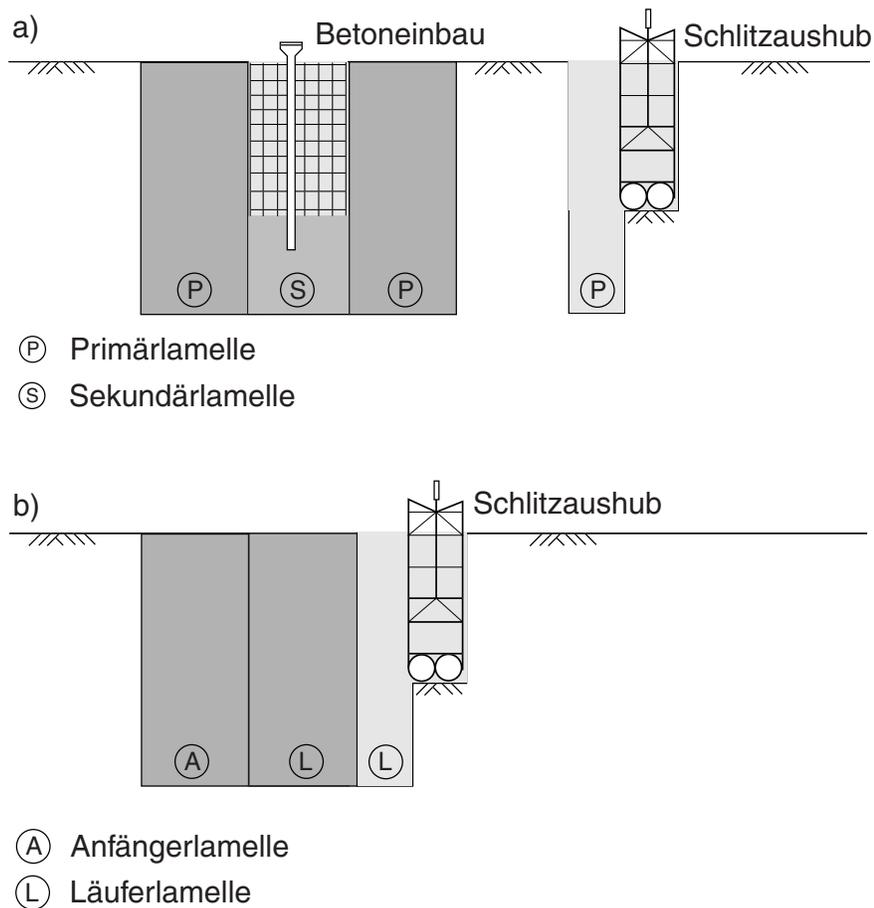


Bild 3.1: *Sequentielle Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand im a) Pilger-Schritt- und b) Läuferverfahren*

In Abhängigkeit baubetrieblicher und verfahrenstechnischer Randbedingungen [120] kann als Herstellungssequenz für die Schlitzwandlamellen das Läufer-, das Pilger-Schritt- oder ein kombiniertes Verfahren angewendet werden. Beim Läuferverfahren wird ausgehend von ei-

ner Anfängerlamelle die Schlitzwand kontinuierlich entsprechend Bild 3.1b gefertigt. Im Vergleich dazu erfolgt beim Pilger-Schritt-Verfahren zunächst die Herstellung der Primärschlitz (Bild 3.1a) und erst im Anschluss werden die zwischen den Primärschlitz liegenden Sekundärlamellen in einem zweiten Arbeitsgang ausgehoben und betoniert. Der Vorteil des Pilger-Schritt-Verfahrens besteht darin, dass im Vergleich zum Läuferverfahren die Fertigstellung einer Lamelle nicht zwangsläufige Voraussetzung für die Herstellung der nächsten Lamelle ist. Somit besteht die Möglichkeit, zeitgleich durch die Herstellung mehrerer Lamellen eine Bauzeitenoptimierung zu erzielen. Im Gegensatz zur Läufersequenz ist das Pilger-Schritt-Verfahren jedoch ein diskontinuierlicher Arbeitsablauf und erfordert ein häufigeres Umsetzen des verwendeten Arbeitsgerätes.

3.2 Stand der Forschung

Die Herstellung einer Schlitzwand stellt einen Eingriff in das geostatische Gleichgewicht des Untergrundes dar und führt somit zu Spannungsumlagerungen und Deformationen im Erdreich. Während des Bodenaushubs einer Lamelle unter Bentonit- oder Polymerstützung wird der Erdreichdruck im angrenzenden Boden reduziert und es bildet sich ein horizontales Spannungsgewölbe aus, welches den offenen Schlitz umschließt. Infolge des höheren Frischbetondrucks steigen die Spannungen im angrenzenden Boden während des anschließenden Betoniervorgangs der Lamelle im Kontraktorverfahren wieder an. Im Fall einer durchlaufenden Wand wiederholt sich diese Spannungshysterese bei der Herstellung jeder einzelnen Schlitzwandlamelle, so dass nach Fertigstellung der Verbauwand ein Spannungszustand resultiert, welcher sich vom ursprünglichen Ruhedruckzustand unterscheidet. Die zu erwartenden Boden- und Wandverformungen infolge des anschließenden Baugrubenaushubs hängen u.a. vom Ausgangsspannungszustand zu Beginn der Aushubarbeiten ab [97]. Daher ist davon auszugehen, dass der Herstellungsvorgang der Verbauwand einen indirekten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Baugrubensystems ausübt.

In-situ Messungen am Bell Common Tunnel in Essex [117] ergaben, dass die Ausführung einer Bohrpfehlwand zu einer Reduktion des Erddrucks in der überkonsolidierten steifen Tonschicht des *London Clay* geführt hat. Symons und Carder [115] berichten von weiteren Baugruben im *London Clay*, bei denen jeweils Erd- und Porenwasserdruckmessungen während der Herstellung der Bohr- beziehungsweise Schlitzwände durchgeführt worden sind. In allen drei Fällen führte der Konstruktionsvorgang der Verbauwand im angrenzenden Erdreich zu einer Abnahme des effektiven Erddrucks um 10 - 20 %. Der Porenwasserdruck erreichte im Vergleich dazu bereits

nach kurzer Zeit den hydrostatischen Ausgangszustand, nachdem zunächst eine Druckabnahme während des Bodenaushubs gefolgt von einem Porenwasserüberdruck während des Betonierens gemessen werden konnte. Diese Beobachtungen konnten anhand von Messungen am Lion Yard Underground Car Park im überkonsolidierten *Gault Clay* in Cambridge [66] bestätigt werden.

Gunn et al. [48] stellen ein numerisches Modell im überkonsolidierten Ton vor, mit dessen Hilfe die Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand und der anschließende Baugrubenaushub simuliert werden kann. Das zweidimensionale Modell eines vertikalen Schnitts entspricht einem unendlich langen Schlitz und erfasst somit die räumliche Spannungumlagerung und die damit verbundenen Bodenverformungen nur unzureichend. Von Powrie und Kantartzi [98] durchgeführte Zentrifugenversuche in überkonsolidiertem Kaolin bestätigen die Überlegung, dass der Schlitzaushub im ebenen Dehnungszustand zu unrealistisch großen Bodenverformungen führt. Ferner wird in [48] der Frischbetondruck als hydrostatisch über die Schlitztiefe angesetzt, was den in-situ Bedingungen widerspricht (s. Kapitel 3.3). Unter Berücksichtigung des Herstellungsvorgangs wird jedoch eine deutlich geringere Biegebelastung der Wand nach Baugrubenaushub prognostiziert, welche sich mit denen im Rahmen des Bell Common Tunnels gesammelten Erfahrungen [117] decken.

De Moor [76] modelliert die sequentielle Herstellung fünf benachbarter Schlitzwandlamellen in einer waagerechten Bodenscheibe 15 m unterhalb der Geländeoberkante (GOK) und erfasst dadurch die temporären horizontalen Spannungumlagerungen. Die resultierenden Spannungen nach Fertigstellung des Schlitzwandausschnitts sind um mehr als 30% geringer als im Ausgangszustand. Zur Berücksichtigung der vertikalen Spannungumlagerung führen Ng et al. [80, 81] zwei gekoppelte Scheibenberechnungen am Beispiel des Lion Yard Projektes in Cambridge durch. In einem ersten Berechnungsschritt wird zunächst analog zu [76] anhand eines horizontalen Schnitts der Konstruktionsvorgang dreier benachbarter Schlitzwandlamellen simuliert. Die Auswertung der Spannungen im angrenzenden Boden dokumentiert eine deutliche Abnahme des anfänglich hohen Erdruhedrucks in Verbindung mit horizontalen Gewölbebildungen. Die berechneten Bodenverformungen werden anschließend als Knotenverschiebungen in einem zweiten, nun vertikalen Modellausschnitt aufgebracht und die resultierende Spannungsverteilung über die Tiefe der Lamelle ausgewertet. Dabei wird deutlich, dass die Spannungen unterhalb des Schlitzwandfußes deutlich ansteigen und somit eine dauerhafte Spannungumlagerung in vertikaler Richtung auftritt. Durch die separate Betrachtung eines horizontalen und vertikalen Modellausschnitts können die Spannungsumlagerungsmechanismen jedoch nur getrennt betrachtet werden. In-situ bildet sich ein in vertikaler und horizontaler Richtung gekoppeltes Spannungsgewölbe neben der Schlitzwandlamelle aus.

Mit Hilfe eines dreidimensionalen Finite-Differenzen-Modells einer einzelnen Schlitzwandlamelle im überkonsolidierten *Gault Clay* ist es Ng und Yan [82] gelungen, die gekoppelten Spannungsumlagerungen in horizontaler und vertikaler Richtung realitätsnah zu simulieren. Im Vergleich zu den Ergebnissen von Ng [81] können eine geringere Spannungserhöhung unterhalb des Schlitzwandfußes und eine stärker ausgeprägte horizontale Gewölbebildung beobachtet werden. Insgesamt resultiert aus dem Herstellungsvorgang der Lamelle eine Spannungsreduktion im angrenzenden Boden in Verbindung mit nur geringfügigen Deformationen.

Die Entwicklung des Erddrucks während der sequentiellen Herstellung einer durchlaufenden Schlitzwand in einer steifen Tonschicht wurde zeitgleich von Gourvenec und Powrie [40, 41] sowie Ng und Yan [83] untersucht. In beiden Fällen ergibt sich nach Fertigstellung des Schlitzwandausschnitts eine ungleichförmige Spannungsverteilung im angrenzenden Boden mit Spannungsminima in der Mitte und Spannungsmaxima an den Übergängen der Lamellen (Bild 3.2b). Insgesamt nimmt das durchschnittliche Spannungsniveau neben der Schlitzwand im Vergleich zum hohen Erdruchdruck der überkonsolidierten Tonschicht erheblich ab. Der Spannungszustand neben einer Lamelle wird dabei ausschließlich durch den Aushub und den Betoneinbau der Lamelle selbst sowie der zu beiden Seiten unmittelbar anschließenden Nachbarlamellen kontrolliert. Der Vergleich der prognostizierten Spannungsverteilung aus [83] und in-situ Messungen am Lion Yard Projekt bestätigt die Qualität des numerischen Modells (Bild 3.2a).

Für die Baugrube SONY-Center am Potsdamer Platz simuliert Mayer [73] die Herstellung der Kombinationsdichtwand im mitteldicht bis dicht gelagerten quartären Sand mit Hilfe eines dreidimensionalen FE-Modells. Über die Tiefe der Wand kann hier ebenfalls eine Spannungsabnahme in Lamellenmitte und eine Erhöhung am Übergang zweier benachbarter Lamellen beobachtet werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass der angesetzte hydrostatische Suspensionsdruck der Dichtwandmasse deutlich geringer als der Frischbetondruck ist und demnach keine Aussage über den resultierenden Spannungszustand des angrenzenden Bodens bei einer im Sand hergestellten zweiphasigen Schlitzwand getroffen werden kann.

Im Zuge des Baus der Nord-Süd-Linie der Amsterdamer Metro wurden Feldversuche zur Ausführung von Schlitzwänden im geschichteten Untergrund mit anstehenden normalkonsolidierten bindigen Bodenformationen durchgeführt und dreidimensionale FE-Modelle zur numerischen Simulation einer Schlitzwandlamelle entwickelt [27, 28]. Die Messungen der horizontalen Bodenverformungen neben der Lamelle ergeben, dass infolge des Betoniervorgangs mit erheblichen Bodenverformungen von bis zu 100 mm in Richtung Erdreich im Bereich der weichen oberflächennahen Bodenschichten zu rechnen ist. Analog prognostizieren die numerischen Berechnungen einen deutlichen Anstieg der horizontalen Spannungen im angrenzenden

Boden verbunden mit einer Entlastung in Bereichen seitlich des zu betonierenden Schlitzes.

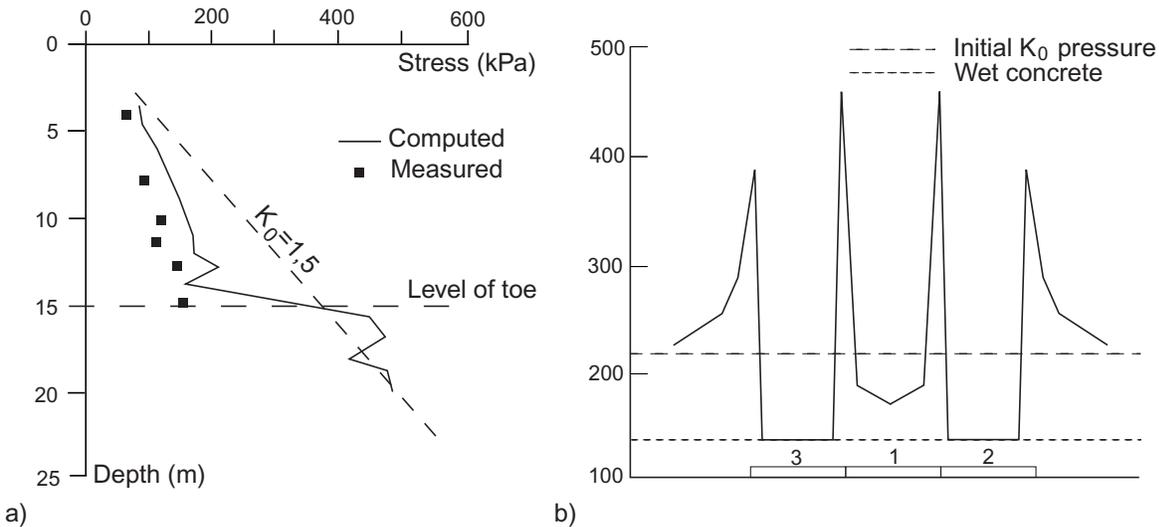


Bild 3.2: Qualitativer Verlauf des Erddrucks nach Fertigstellung eines Schlitzwandsegmentes in einer steifen überkonsolidierten Bodenformation, a) vertikaler Schnitt in Lamellenmitte [82] und b) horizontaler Schnitt in einer Tiefe von 8,5 m [81]

Schweiger und Freiseder [104] simulieren mit Hilfe eines dreidimensionalen FE-Modells neben dem Herstellungsvorgang einer Schlitzwand ebenfalls den nachfolgenden Aushub einer ca. 15 m tiefen, ausgesteiften Baugrube. Daraus resultiert, dass als Folge der Schlitzwandkonstruktion in den sandig-schluffigen Bodenformationen die horizontalen Spannungen im angrenzenden Erdreich um etwa 10 % im Vergleich zum Ausgangszustand ansteigen und bereits 50 % der Geländesetzungen eintreten, welche insgesamt nach Baugrubenaushub zu erwarten sind.

Der Großteil der bislang zitierten Referenzen bezieht sich auf die Herstellung von Ortbetonwänden in steifen, überkonsolidierten Tonböden, welche durch einen im Ausgangszustand entsprechend hohen Erdruhedruck charakterisiert sind. Durch die Konstruktion der Verbauwand wird in allen Fällen eine Reduktion des auf die Wand wirkenden Erddrucks gemessen und prognostiziert. Bild 3.2 stellt dazu in einem vertikalen und horizontalen Schnitt die resultierende Spannungsverteilung nach Fertigstellung der Schlitzwand am Beispiel des Lion Yard Projektes in Cambridge dar. Entscheidenden Einfluss auf den resultierenden Spannungszustand hat der Frischbetondruck während des Betonierens der Lamelle. Um den Ausgangsspannungszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs hinreichend genau zu erfassen, ist es somit von Bedeutung, den sich einstellenden Frischbetondruck realitätsnah zu erfassen und in das numerische Modell zu implementieren. Das folgende Kapitel 3.3 beschäftigt sich daher eingehender mit der Frage-

stellung der Druckentwicklung und -verteilung beim Betoniervorgang einer Schlitzwandlamelle im Kontraktorverfahren.

Eine systematische Analyse der Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung während der Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand in weichen, normalkonsolidierten Bodenformationen wurde bislang noch nicht durchgeführt. Die beispielhafte Betrachtung von de Wit [27, 28] deutet jedoch darauf hin, dass im Vergleich zu stark überkonsolidierten Böden mit einem grundsätzlich anderen Verformungsmechanismus und einer resultierenden Spannungsverteilung nach Fertigstellung der Schlitzwand zu rechnen ist.

3.3 Druck- und Steifigkeitsentwicklung des Frischbetons

Aus dem Hochbau ist bekannt, dass der Frischbetondruck während des Betonierens einer Wand nicht hydrostatisch über die gesamte Schalungshöhe des Bauteils zunimmt. Die Größe und Verteilung des Frischbetondrucks auf lotrechte Schalungen ist in DIN 18218 [10] geregelt. In Abhängigkeit der Betonkonsistenz und der Betoniergeschwindigkeit und unter Berücksichtigung weiterer Einflussfaktoren ergibt sich eine bilineare Verteilung, wobei der Druck ausgehend von der Spiegelhöhe der Betonsäule bis zu einer Tiefe h_s hydrostatisch zunimmt und in größerer Tiefe konstant bleibt. Bild 3.3 stellt dazu den qualitativen Verlauf der totalen Vertikal- und Horizontalspannung über die Tiefe einer frisch eingebauten Betonsäule der Höhe H entsprechend [67] dar. Während des Einbaus des Frischbetons kann vereinfacht davon ausgegangen werden, dass alle Zuschlagkörner vom flüssigen Zementleim vollständig umschlossen sind und keine Kornkontakte bestehen. In Analogie zur Bodenmechanik sind daher die effektiven Spannungen σ' gleich Null und die totalen Spannungen entsprechen dem Druck u der flüssigen Phase. Unmittelbar nach dem Einbau führt jedoch die Abgabe von Filtratwasser zum Aufbau von Feststoffbrücken und zu einer Reduktion von u , wodurch sich die sogenannte Grünstandfestigkeit des Betons ausbilden kann. Sie entsteht vor Beginn des eigentlichen Erstarrungsvorgangs durch Adhäsionskräfte zwischen Wasser und den festen Bestandteilen des Betons sowie durch eine Verzahnung der Zuschlagkörner selbst [42]. Als Folge der geringen Standfestigkeit können die zunehmenden vertikalen Spannungen infolge eines ansteigenden Betonspiegels zum Teil über Kontaktkräfte der Zuschlagkörner abgetragen werden, wodurch die horizontalen Spannungen im Frischbeton unterproportional anwachsen (Bild 3.3b, [25]). Eng verbunden mit der Grünstandfestigkeit ist die Gründruckfestigkeit des Betons, welche in erster Linie durch die Konsistenz

des Frischbetons, der Kornform und -zusammensetzung des Zuschlags sowie der Verdichtung bestimmt wird. Je plastischer der Beton ist und je intensiver die Verdichtung nach Einbau erfolgt, desto höher ist die Stand- und Druckfestigkeit und desto geringere Tiefen h_s sind zu erwarten.

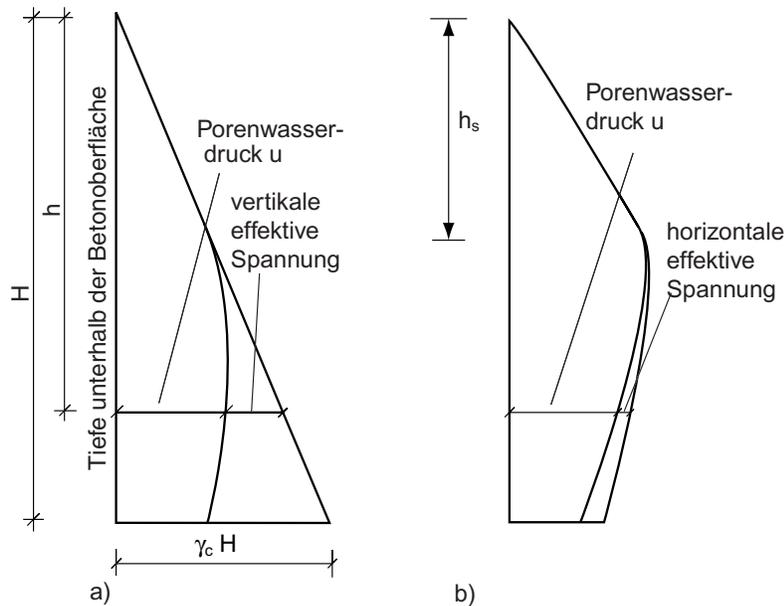


Bild 3.3: a) Verlauf der totalen Vertikalspannung innerhalb einer Frischbetonsäule der Höhe H sowie b) qualitative Verteilung des Frischbetondrucks auf eine lotrechte Schalung [25]

Im Vergleich zum Schalungsdruck bei Hochbauten ist die Verteilung des Frischbetondrucks innerhalb einer Schlitzwandlamelle eine bislang nicht vollständig geklärte Fragestellung. In-situ Messungen [29, 31, 80, 123] dokumentieren, dass der Betondruck ebenfalls nur bis zu einer gewissen Tiefe unterhalb des Betonspiegels hydrostatisch zunimmt. Im Unterschied zu [10] kann jedoch in größerer Tiefe ein weiterer Anstieg des Betondrucks mit geringerem Gradienten beobachtet werden, welcher daraus resultiert, dass der Betoniervorgang im Vergleich zu Hochbaukonstruktionen beim Schlitzwandbau im Schutze einer Stützsuspension erfolgt [67].

Zur Abschätzung des Frischbetondrucks wird von Lings et al. [67] ein bilinearer Verlauf über die Schlitztiefe vorgeschlagen, wobei die Empfehlungen des CIRIA-Reports 108 [25] für Betoniervorgänge unter Wasser aufgegriffen und auf den speziellen Fall der Schlitzwandbauweise übertragen werden. Demnach steigt der Frischbetondruck bis zu einer kritischen Tiefe h_{crit} hydrostatisch, unterhalb jedoch lediglich mit der Wichte γ_b der Bentonitsuspension an. Damit ergibt sich folgende Beziehung, die anhand der oben genannten Messungen verifiziert werden

konnte:

$$p_b = \begin{cases} \gamma_c \cdot h & : h \leq h_{crit} \\ (\gamma_c \cdot h_{crit}) + \gamma_b \cdot (h - h_{crit}) & : h > h_{crit} \end{cases} \quad (3.1)$$

Die kritischen Tiefe h_{crit} kann entsprechend dem CIRIA-Report 108, welcher ausschließlich den Frischbetondruck auf Wandschalungen behandelt, in Abhängigkeit der Betonrezeptur, der Betoniergeschwindigkeit und der Frischbetontemperatur zu 30 – 40 % der Wandhöhe angesetzt werden. Diese Angaben beziehen sich jedoch lediglich auf Wandhöhen bis zu 15 m und können somit nicht direkt auf deutlich tiefere Schlitzwandlamellen übertragen werden. Aus einer Extrapolation der Werte auf größere Schlitztiefen ergibt sich h_{crit} zu 12 – 22 % der gesamten Lamellentiefe [67]. Demgegenüber stehen exemplarisch die in-situ gemessenen Tiefen der oben genannten Baumaßnahmen in der Größenordnung von 22 – 30 % der jeweiligen Schlitztiefe. Somit verbleibt eine Unsicherheit bezüglich der Verteilung des Frischbetondrucks, die anhand der bisherigen Veröffentlichungen nicht geklärt werden kann.

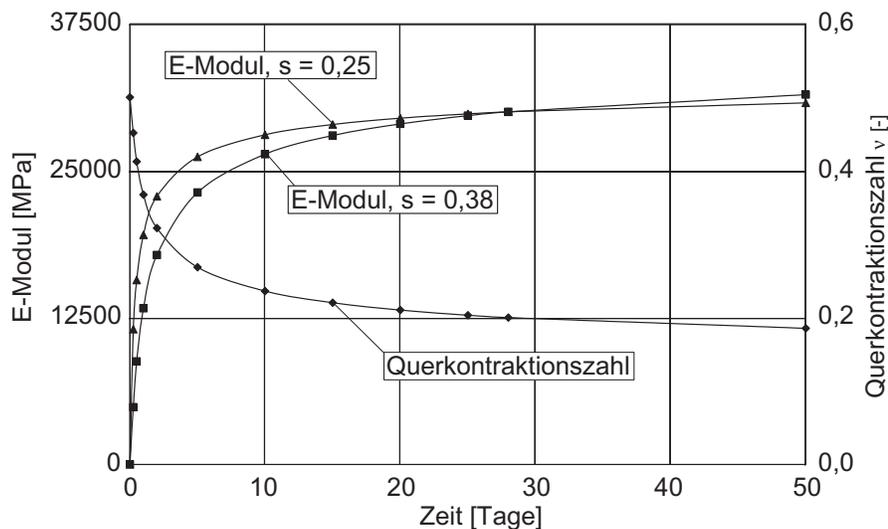


Bild 3.4: Zeitliche Entwicklung des E-Moduls und der Querkontraktionszahl des Betons nach Einbau [101, 73]

Im Rahmen der nachfolgenden Berechnungen werden u.a. Bodenverformungen prognostiziert, die aus der schrittweisen Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand bestehend aus mehreren einzelnen Lamellen resultieren. Der Herstellungstakt der Wand wird dabei so gewählt, dass pro Tag eine Schlitzwandlamelle fertiggestellt wird. Für die Verformungsprognose ist daher neben dem Frischbetondruck die Steifigkeitsentwicklung des aushärtenden Betons von Inter-

esse. Der Elastizitätsmodul E_c des Betons setzt sich aus den E-Moduli des Betonzuschlags und des Zementsteins zusammen und kann in Abhängigkeit der jeweiligen Volumenanteile näherungsweise ermittelt werden [101]. Da der Betonzuschlag in hohem Maße die Steifigkeit des Betons bestimmt, verläuft die zeitliche Entwicklung des E-Moduls schneller als jene der Druckfestigkeit und bereits kurz nach Einbau treten relativ hohe Steifigkeiten auf. In Bild 3.4 ist die Evolutionsgleichung für E_c nach [101] dargestellt, welche folgender Funktionsvorschrift genügt:

$$E_c(t) = \left[\exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \right]^{1/2} \cdot E_c \quad (3.2)$$

Darin ist $E_c(t)$ der Elastizitätsmodul nach t Tagen und E_c nach 28 Tagen, $t_1 = 1 \text{ Tag}$ ein Bezugsalter und s ein Beiwert, der die Steifigkeitszunahme unmittelbar nach Einbau steuert. Bild 3.4 stellt die resultierenden Verläufe für einen Beton C25/30 [8] mit $E_c = 30500 \text{ MPa}$ und eine Zementfestigkeitsklasse von 32,5 ($s = 0,38$) und 42,5 ($s = 0,25$) über einen Zeitraum von 50 Tagen dar.

Der zeitliche Verlauf der Querkontraktionszahl ν wird entsprechend dem Vorschlag von Mayer [73] approximiert. Ausgehend von $\nu = 0,5$ für den einzubauenden Frischbeton nimmt die Querkontraktionszahl proportional zum Verhältnis $E_c(t)/E_c$ ab und erreicht nach 28 Tagen einen Wert von $\nu_{28} = 0,2$:

$$\nu(t) = 0,5 - (0,5 - \nu_{28}) \cdot E_c(t)/E_c \quad (3.3)$$

Der Verlauf von ν ist für einen Beton mit der Zementfestigkeitsklasse 32,5 in Bild 3.4 zusätzlich dargestellt.

Für die nachfolgenden Berechnungen wird die Annahme zu Grunde gelegt, dass der Beton während der gesamten Herstellungssequenz im ungerissenen Zustand I verbleibt und das Spannungs-Verformungs-Verhalten durch ein zeitabhängiges inkrementelles HOOKsches Gesetz unter Verwendung der elastischen Parameter $E_c(t)$ und $\nu(t)$ beschrieben werden kann. Eine Volumenveränderung des Betons während des Hydratationsvorgangs der Zementklinkerphasen wird nicht berücksichtigt. Entsprechend Wesche [134] ist bei Wasserlagerung, welche für den Fall des Schlitzwandbaus mit in der Regel hoch anstehendem Grundwasserstand zutreffend ist, mit einem Quellverhalten des aushärtenden Betons zu rechnen. Die Quelldehnungen betragen jedoch lediglich 20 – 40 % der Schwinddehnungen und liegen in der Regel unterhalb von

0,08 %. Da Zuschlagstoffe und die Bewehrung das Quellen des Betons zusätzlich behindern, ist die Quelldehnung für die diskutierte Problemstellung von nachrangiger Bedeutung.

3.4 Herstellung einer einzelnen Schlitzwandlamelle

3.4.1 Referenzprojekt

Zur Analyse der effektiven Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung während der Herstellung von zweiphasigen Schlitzwandlamellen in weichen bindigen Bodenschichten, wird ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell generiert. Um die Aussagequalität des Modells zu verifizieren ist es zweckmäßig, ein geeignetes Referenzprojekt numerisch zu simulieren und gewonnene Berechnungsergebnisse mit vorhandenen, gut dokumentierten in-situ Messungen zu vergleichen.

Im Rahmen der Erweiterung des U-Bahn Netzes in Oslo wurde in den 1960er Jahren mit der Planung einer zweistöckigen Tunnelstrecke die Ost-West-Verbindung Oslos angestrebt. Inmitten des Stadtzentrums Studentertunden sollte die Tunnelstrecke mit Hilfe parallel verlaufender Schlitzwände in offener Bauweise hergestellt werden [33, 59]. Die Aushubtiefe der Baugrube lag zwischen 15 und 16 m und die erforderliche Schlitztiefe betrug ca. 28 m. Bis zum Beginn der 1970er Jahre konnten nur wenige Erfahrungen bezüglich der Schlitzwandbauweise innerhalb weicher Bodenschichten gesammelt werden. Daher wurde im Vorfeld der Baumaßnahme ein Feldversuch unter der Leitung des Norwegian Geotechnical Institute (NGI) durchgeführt [30], welcher die grundsätzliche Eignung der Schlitzwandbauweise in den weichen, normal- bis leicht überkonsolidierten Tonschichten in Oslo klären sollte. Dazu wurde unter Bentonitstützung eine Testlamelle mit den Maßen 28 x 5 x 1 m ausgehoben und die dabei auftretenden horizontalen Bodenverformungen entlang der Schlitztiefe mit Hilfe von Inklinometer- und Verformungsmessungen innerhalb des Schlitzes beobachtet. Um den Einfluss der Stützsuspension auf die Bodenverformungen während des Lamellenaushubs bewerten zu können, wurde die Bentonit-suspension mit einer anfänglich hohen Wichte von $\gamma_b = 12,16 \text{ kN/m}^3$ zunächst gegen eine Suspension mit $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$ und anschließend gegen Wasser ausgetauscht. Das Testprogramm sah insgesamt wie folgt aus:

- Aushub der 28 m tiefen Schlitzwandlamelle und Stützung mit $\gamma_b = 12,16 \text{ kN/m}^3$
- Austausch der Stützsuspension nach 12 Tagen gegen eine Suspension mit $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$

- Wiederholter Austausch der Suspension nach Verlauf von 7 weiteren Tagen gegen Wasser
- Einbau des Betons im Kontraktorverfahren nach 11 Tagen

Die Untergrundverhältnisse in Studenterlunden sind überwiegend gekennzeichnet von normal- bis leicht überkonsolidierten gering sensitiven Tonschichten marinen Ursprungs. An der Geländeoberkante befindet sich eine 1 – 2 m dicke Auffüllung, welche ihrerseits eine steife verwitterte Tonschicht gleicher Mächtigkeit überlagert. Der natürliche Felshorizont befindet sich im Bereich des Testfeldes in einer Tiefe von 30 – 34 m. Porenwasserdruckmessungen in den Jahren 1967 – 1971 dokumentieren einen freien Grundwasserspiegel in einer Tiefe von 3 – 3,5 m unterhalb der GOK. Weiterhin wurden bereits seit den beginnenden 1950er Jahren kontinuierliche Setzungsmessungen durchgeführt, die eine jährliche, leicht abnehmende Setzungsrate von 2,5 – 3 mm ergeben.

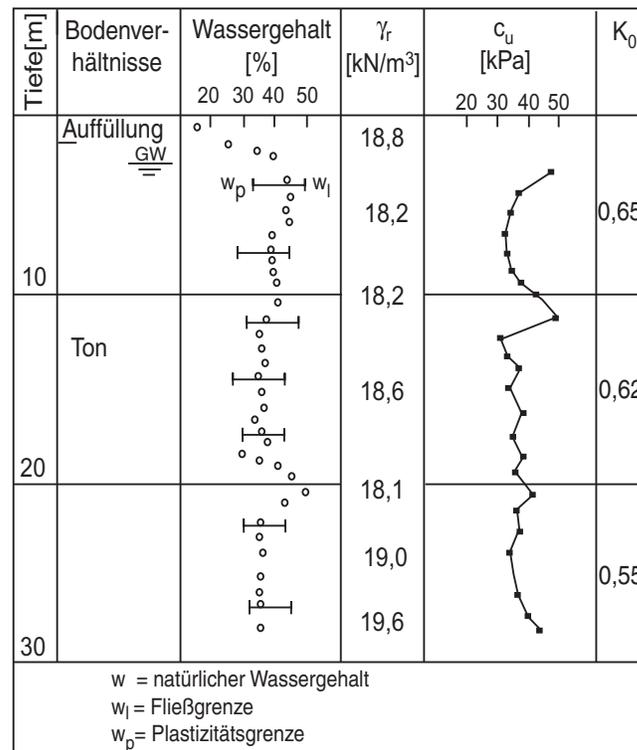


Bild 3.5: Schichtenaufbau und Zustandsgrößen des Testfeldes in Studenterlunden/Oslo [33]

Der Erdruhedruckkoeffizient K_0 wurde mit Hilfe der *hydraulic fracturing method* [17, 55, 71] in unterschiedlichen Tiefen bestimmt und nimmt von ca. 0,65 unterhalb der Auffüllung auf ca. 0,55 in einer Tiefe von 30 m ab. Die undrainierte Scherfestigkeit c_u der Tonschicht,

welche zwischen $20 - 40 \text{ kPa}$ bei einem Wassergehalt von $w = 35 - 45 \%$ variiert, wurde durch Flügelsondierungen, Triaxial- und Rahmenscherversuche bestimmt. Der Wassergehalt an der Fließgrenze beträgt $w_l = 40 - 50 \%$ und an der Ausrollgrenze $w_p = 20 - 25 \%$, wodurch sich die Plastizitätszahl nach DIN 18122 [4] zu $I_p = 15 - 25 \%$ ergibt. Mit einem Fließindex $I_L = 0,51 - 0,83$ ergibt sich eine vorwiegend breiige Konsistenz des anstehenden Bodens. Somit liegen im Sinne der Empfehlung *EB 90* des Arbeitskreises Baugruben der DGGT [131] weiche Bodenverhältnisse vor. Mit Hilfe der Plastizitätszahl und der Fließgrenze erfolgt nach DIN 18196 [9] die Bezeichnung des bindigen Bodens im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande. Die Wertepaare (w_l, I_p) liegen für die vorliegenden Bodenverhältnisse vorwiegend oberhalb der A-Linie, so dass der Ton den mittelplastischen Tonen TM zugeordnet werden kann. Nach Bjerrum [16] ist somit davon auszugehen, daß die viskosen Eigenschaften keine dominierende Rolle bei dem Verformungsverhalten des Bodens spielen werden. In Bild 3.5 ist der Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit, der Zustandsform des Bodens sowie des gemessenen Erdruhedrucks exemplarisch über die Tiefe dargestellt.

3.4.2 Finite-Elemente-Modell

Zur Simulation der Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand wird mit dem FE-Programm ABAQUS 6.3 ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell generiert. Das Modell besteht aus etwa 7500 trilinearen finiten Elementen (s. Bild 3.6), deren Ansatz eine gekoppelte Konsolidationsberechnung ermöglicht. In Anlehnung an die Empfehlungen in [75] weist das Modell eine Länge von insgesamt 84 m auf, welche der dreifachen Tiefe der Schlitzwandlamelle entspricht. Die gewählte Ausschnittsbreite mit 30 m resultiert aus den Untersuchungen in [12]. Der generierte Bodenaufbau entspricht den in Kapitel 3.4.1 vorgestellten Untergrundverhältnissen in Studenterlunden/Oslo und das Spannungs-Verformungs-Verhalten der weichen marinen Tonschichten wird mit Hilfe des in Kapitel 2.2 vorgestellten visko-hypoplastischen Stoffgesetzes abgebildet. Da im Vergleich zum Ton wenige Angaben über die Auffüllung an der GOK vorliegen, wird für diese Bodenschicht ein elastisches-idealplastisches Stoffmodell mit Mohr-Coulombschen Bruchkriterium gewählt. Diese Wahl erfolgt unter der Annahme, dass der Einfluss der Auffüllung auf die Bodenverformungen und die Spannungsentwicklung in der Tonschicht während der Schlitzherstellung vernachlässigbar gering ist. Auf Grund der Symmetrie parallel zur Schlitzwandlamelle wird lediglich eine Hälfte des Bodenausschnitts generiert. Die zweite Symmetrieebene senkrecht zur Lamelle wird nicht berücksichtigt, da das Modell im Folgenden erweitert und die Herstellung einer durchlaufenden ebenen Schlitzwand bestehend aus sieben

benachbarten Schlitzwandlamellen simuliert wird (s. Kapitel 3.5.1).

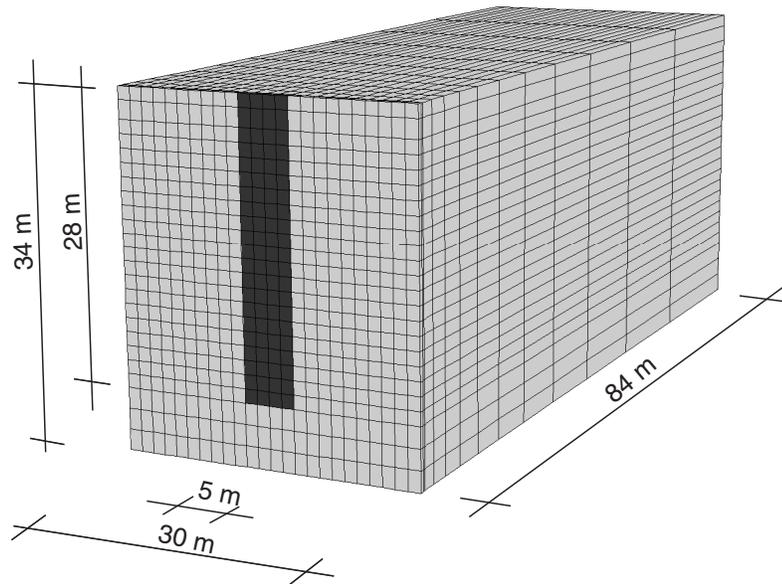


Bild 3.6: *Finite-Elemente-Modell einer einzelnen Schlitzwandlamelle*

In einer ersten FE-Berechnung erfolgt zunächst die Simulation des Feldversuchs der 28 m tiefen Schlitzwandlamelle in Studenterlunden. Dazu wird zu Beginn der geostatische Ausgangszustand des Bodens simuliert und hydrostatische Wasserdruckbedingungen sowie das effektive Spannungsfeld unter Berücksichtigung des gemessenen Erdruchdrucks initialisiert. Danach erfolgt die Simulation des Schlitzausbaus durch lagenweises Entfernen der finiten Elemente innerhalb der Lamelle, wobei die freien Schlitzwandungen durch Flächenlasten gestützt werden, welche dem hydrostatischen Stützdruck der Bentonitsuspension mit einer Wichte von $\gamma_b = 12,16 \text{ kN/m}^3$ entsprechen (s. Bild 3.7a). Die stufenweise Reduktion der Suspensionswichte auf $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ wird durch eine Verringerung der Flächenlast unter Berücksichtigung der zeitlichen Abfolge der Konstruktionsschritte des Feldversuchs simuliert. Zur Verifikation des Modells werden im folgenden Kapitel die berechneten Schlitzverformungen mit den Messungen aus [30] verglichen.

Um die Spannungsentwicklung im Boden während einer gesamten Konstruktionsabfolge einer zweiphasigen Schlitzwandlamelle zu untersuchen, wird in einem zweiten Berechnungsgang neben dem Schlitzausbau unter Bentonitstützung ebenfalls der Betoniervorgang der Lamelle numerisch simuliert. Dabei wird auf eine Variation der Suspensionswichte im Aushubzustand verzichtet und stützende Flächenlasten entsprechend der Wichte einer homogenisierten Ben-

tonitsuspension von $\gamma_b = 10,3 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Zur Simulation des anschließenden Betoniervorgangs werden die Lasten in ihrer Größe und Verteilung entsprechend der bilinearen Approximation des Frischbetondrucks nach Lings et al. [67] erhöht (s. Bild 3.7b). Abschließend werden die Flächenlasten wieder entfernt und zusätzliche finite Elemente zur Modellierung des Betons in den Schlitz eingefügt. Die zunehmende Steifigkeit des aushärtenden Betons erfolgt dabei durch eine zeitliche Entwicklung der Elastizitätsparameter E und ν entsprechend dem in Kapitel 3.3 vorgestellten Ansatz (s. Bild 3.7c).

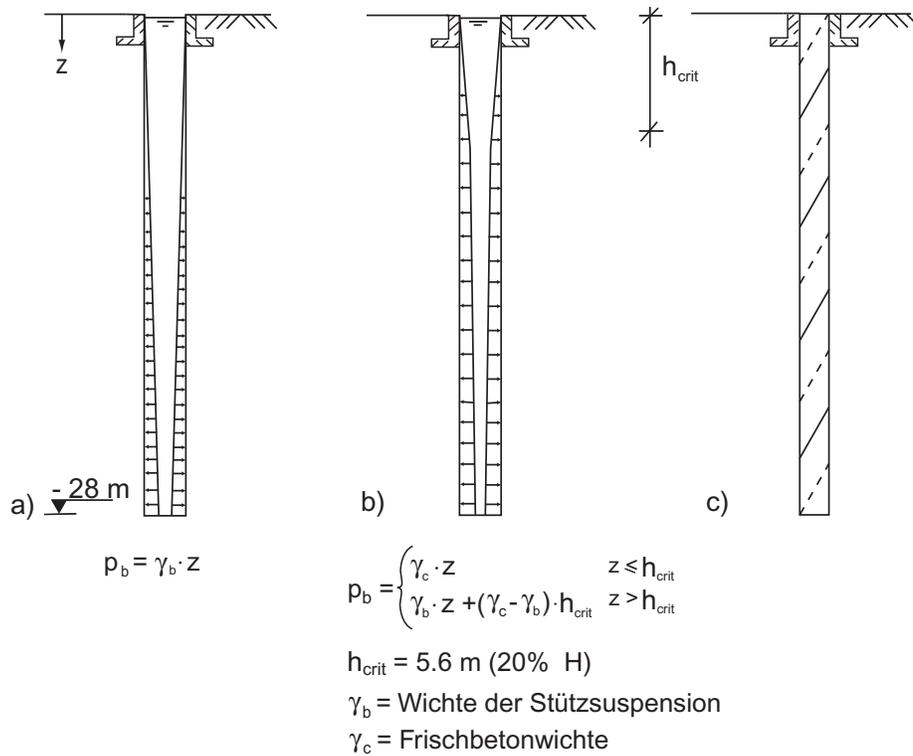


Bild 3.7: Simulation der Herstellung einer Schlitzwandlamelle: a) Schlitztaushub unter Suspensionsstützung, b) Betoniervorgang im Kontraktorverfahren sowie c) ausgehärtete Schlitzwandlamelle

3.4.3 Bestimmung der Bodenparameter

Die für das visko-hypoplastische Stoffgesetz erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen können aus der im Folgenden zitierten Literatur entnommen beziehungsweise mit Hilfe gegebener Kenngrößen korreliert werden. Unter der Annahme voller Wassersättigung kann die aktuelle Porenzahl e des Bodens unter Verwendung des Wassergehaltes w , der Wasserwichte

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ und einer Kornrohichte $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ errechnet werden:

$$e = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.4)$$

Der effektive Spannungszustand \mathbf{T} resultiert aus der Wichte des Bodens γ' unter Auftrieb, dem in-situ gemessenen Erdrudruckkoeffizienten K_0 sowie der entsprechenden Überlagerungshöhe z . Unter Verwendung von K_0 und des kritischen Reibungswinkels φ_c wird das Überkonsolidierungsverhältnis $OCR = p_e/p_e^+$ näherungsweise aus der empirischen Beziehung nach Mayne und Kulhawy [74] abgeleitet:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi_c) \cdot OCR^{(1 - \sin\varphi_c)} \quad (3.5)$$

Der kritische Reibungswinkel kann dabei unter der Annahme eines mittleren Plastizitätsindex $I_p = 20 \%$ nach Ladd et. al [62] zu $\varphi_c = 29^\circ$ abgeschätzt werden. Die Kompressions- und Schwellbeiwerte (λ, κ) folgen aus [138], wobei zu beachten ist, daß die angegebenen Parameter dem einfach-logarithmischen Kompressionsgesetz (C_c, C_s) nach Hvorslev [53] entsprechen und auf den doppel-logarithmischen Maßstab nach Butterfield (λ, κ) umgerechnet werden müssen. Für einen Wassergehalt von $w = 40 \%$ ergibt sich $C_c \approx 2\lambda$. Die Referenzporenzahl e_{e0} bei einem isotropen Referenzdruck $p_{e0} = 100 \text{ kPa}$ kann nun unter Verwendung der effektiven mittleren Spannung $p' = -\text{tr } \mathbf{T}/3$, des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR , der aktuellen Porenzahl e sowie des Kompressionsbeiwertes λ mit Hilfe des Kompressionsgesetz nach Butterfield [23]:

$$e_{e0} = (1 + e) \cdot \left(\frac{p}{p_{e0}} \right)^\lambda - 1 \quad (3.6)$$

bestimmt werden. Der Viskositätsindex I_v zur Berücksichtigung des Einflusses von OCR auf die Intensität der viskosen Dehnungsrate kann mit Hilfe der Fließgrenze w_l des Bodens korreliert werden. Für die Tonschichten in Studenterlunden ergibt sich w_l zu $30 - 40 \%$ und nach [118] folgt:

$$I_v[\%] \approx -7 + 2,55 \cdot \ln(w_l[\%]) \quad (3.7)$$

Die Referenzkriechrate $\dot{\gamma}$, welche die Kriechrate eines normalkonsolidierten Tons beschreibt und zusammen mit der Porenzahl e_{e0} und der mittleren Spannung p_{e0} die Lage der Referenzisotache im Porenzahl-Druck-Diagramm festlegt (Kapitel 2.2), lässt sich nicht aus der Literatur entnehmen oder mit anderen Bodenparametern korrelieren. In Studenterlunden wurden jedoch in den Jahren 1950 – 1970 Setzungsmessungen durchgeführt, die eine über die Zeit leicht abnehmende Setzungsrate von im Mittel $2,5 - 3 \text{ mm/Jahr}$ ergaben. Da in dieser Zeit nur geringfügige

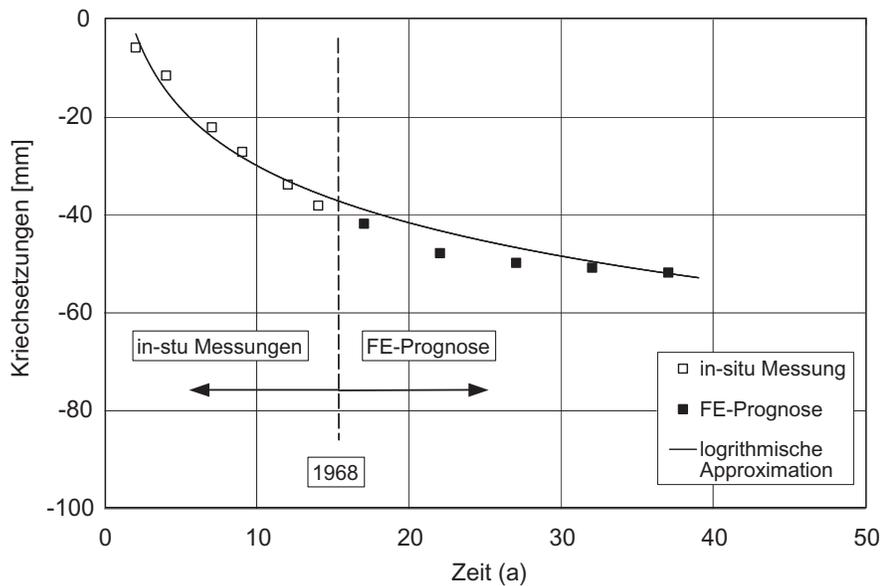


Bild 3.8: In-situ gemessene Kriechverformungen (bis 1967), aus den Messwerten über das Jahr 1968 hinaus logarithmisch extrapolierte sowie numerisch prognostizierte Kriechsetzungen

Schwankungen des freien Grundwasserspiegels gemessen worden sind, kann davon ausgegangen werden, dass es sich dabei in erster Linie um Kriechsetzungen handelt. Zur Bestimmung von $\dot{\gamma}$ werden diese Kriechsetzungen zunächst über das Jahr 1968 hinaus logarithmisch extrapoliert. Unter Verwendung der bislang ermittelten Bodenparameter und Zustandsvariablen werden anschließend für den Zeitraum nach 1968 die Kriechverformungen numerisch prognostiziert und durch die Variation der Referenzkriechrate an den extrapolierten Verlauf angepasst. Bild 3.8 zeigt den bis zum Jahr 1968 gemessenen und den darüber hinaus rechnerisch prognostizierten Verlauf der Kriechsetzungen. Aus der Anpassung der berechneten Setzungsraten resultiert eine Referenzkriechrate von $\dot{\gamma} = 1 \cdot 10^{-10}/s$.

Während des sequentiellen Aushubs und Betonierens von Schlitzwandlamellen kommt es zu wiederholten Richtungsänderungen der Dehnungspfade im angrenzenden Boden. Damit verbunden sind Änderungen der Steifigkeit, welche wiederum einen Einfluss auf die berechneten Bodenverformungen ausüben. Zur Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit des Bodens bei kleinen Dehnungsamplituden und -pfadänderungen wurde das visko-hypoplastische Stoffgesetz um das in Kapitel 2.3 beschriebene Konzept der *Intergranularen Dehnung* erweitert. Die dafür erforderlichen Parameter lassen sich jedoch nur anhand von Elementversuchen (Kapitel 2.4)

Tabelle 3.1: Verwendete Bodenparameter und Zustandsvariablen für Oslo

Schicht	Tiefe	φ'	c'	I_v	e	e_{e0}	C_c	C_s	OCR	$\dot{\gamma}$
	[m]	[°]	[kPa]	[%]	-	-	-	-	-	[1/s]
Auffüllung	0-3	34	10	-	1,0	-	-	0,0015	-	-
weiche marine Tonschicht	3-16 16-20 20-22 22-34	29	0	2,7 2,3 3,1 2,3	1,03 0,86 1,22 0,86	1,0	0,08	0,016	1,65 1,65 1,25 1,0	10^{-10}

Tabelle 3.2: Intergranulare Parameter der Tonschicht

R	m_R	m_T	β_R	χ
10^{-4}	5	2	0,5	6

bestimmen und müssen für den vorliegenden Fall aus Erfahrungswerten abgeschätzt werden. In der Literatur [73, 127] wird bei der Berechnung von Randwertproblemen in rolligen Böden verschiedentlich auf den intergranularen Parametersatz für *Karlsruhe Sand* zurückgegriffen, welcher ursprünglich von Niemunis und Herle [86] bestimmt worden ist. Da im Zuge der vorgestellten Berechnungen nicht die Möglichkeit besteht, eigene Elementversuche zur Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter durchzuführen, wird dieser Parametersatz (s. Tabelle 3.2) im Folgenden ebenfalls für die numerischen Berechnungen verwendet.

Für das elasto-plastische Stoffverhalten der Auffüllung werden die Steifigkeitsparameter E und ν sowie die Festigkeitsparameter φ' und c' benötigt. Mit der Annahme von $C_s = 0,0015$ lässt sich der Steifemodul nach [43] mit Hilfe der effektiven Spannung σ'_v und der Porenzahl e in Schichtmitte überschlägig berechnen. Unter Verwendung der Querkontraktionszahl $\nu = 0,2$ kann daraus der E-Modul bestimmt werden und ergibt sich im vorliegenden Fall zu $E = 30 \text{ MPa}$. Der Reibungswinkel der Auffüllung wird für locker gelagerten Sand mit $\varphi' = 34^\circ$ abgeschätzt und ebenso wird eine assoziierte Fließregel vorausgesetzt. Zusätzlich wird infolge eines kapillaren Aufstiegs des Grundwassers eine effektive Kohäsion von $c' = 10 \text{ kPa}$ angenommen. In den Tabellen 3.1 und 3.2 sind die bei den nachfolgenden Berechnungen verwendeten Bodenparameter und Zustandsgrößen zusammenfassend dargestellt.

3.4.4 Berechnungsergebnisse der Einzellamelle

Zur Überprüfung der Prognosequalität des numerischen Modells werden zunächst die berechneten Bodenverformungen mit den gemessenen Werten des Feldversuchs in Studenterlunden verglichen. Bild 3.9 stellt dazu die horizontalen Verformungen des an den Probeschlitzen angrenzenden Bodens über die Schlitztiefe dar, die sich unter einer Bentonitstützung des offenen Schlitzes mit einer Wichte von $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^2$ (Bild 3.9a) und unter der Stützung des Erdreichs mit Wasser (Bild 3.9b) ergeben.

Die Verteilung und Größenordnung der gemessenen Bodenverformungen unter Bentonitstützung können zufriedenstellend durch das FE-Modell approximiert werden. Auf Grund der stützenden Wirkung der Leitwand treten annähernd keine Deformationen an der Geländeoberkante auf. Unterhalb der Leitwand nehmen die Bodenverformungen mit wachsender Schlitztiefe stetig zu und erreichen in einer Tiefe zwischen 20 und 25 m einen Maximalwert von etwa 2 cm. Im Bereich des Schlitzfußes kann anschließend eine rasche Verformungsabnahme beobachtet werden und bereits 2 m unterhalb des offenen Schlitzes werden keine Verformungen mehr prognostiziert.

Infolge des Austausches der Bentonitsuspension gegen Wasser tritt eine deutliche Zunahme der Bodenverformungen über die gesamte Schlitztiefe ein. Die maximalen Deformationen kurz oberhalb des Schlitzfußes betragen etwa 3,5 cm. Auch wenn in größerer Tiefe die gemessenen Deformationen geringfügig unterschätzt werden, bilden die numerischen Berechnungen die charakteristische Verteilung der Bodenverformungen auch in dieser Phase des Feldversuchs über die Tiefe gut ab.

Bild 3.10 stellt in einer Tiefe von 15,5 m unterhalb der GOK die Deformationen während der Bentonit- und Wasserstützung über die Länge des Schlitzes dar. Auf Grund der stützenden Wirkung der seitlichen Bodenbereiche verformt sich der Schlitz parabelförmig und die maximalen Verformungsordinaten treten in der Mitte des 5 m langen Schlitzes auf.

Der Vergleich der berechneten und in Studenterlunden gemessenen horizontalen Schlitzverformungen dokumentiert die Prognosequalität des numerischen Modells. Die während der Bentonit- und Wasserstützung berechneten Bodenverformungen (Bild 3.9 und 3.10) bilden die Messwerte in Größe und Verteilung über die Schlitztiefe und -länge hinreichend genau ab. Die Abweichungen können zum einen in dem natürlichen Streubereich der gewählten Bodenparameter und Zustandsvariablen, zum anderen aber auch in den Drainagebedingungen im Umgebungsbereich der Lamelle begründet sein.

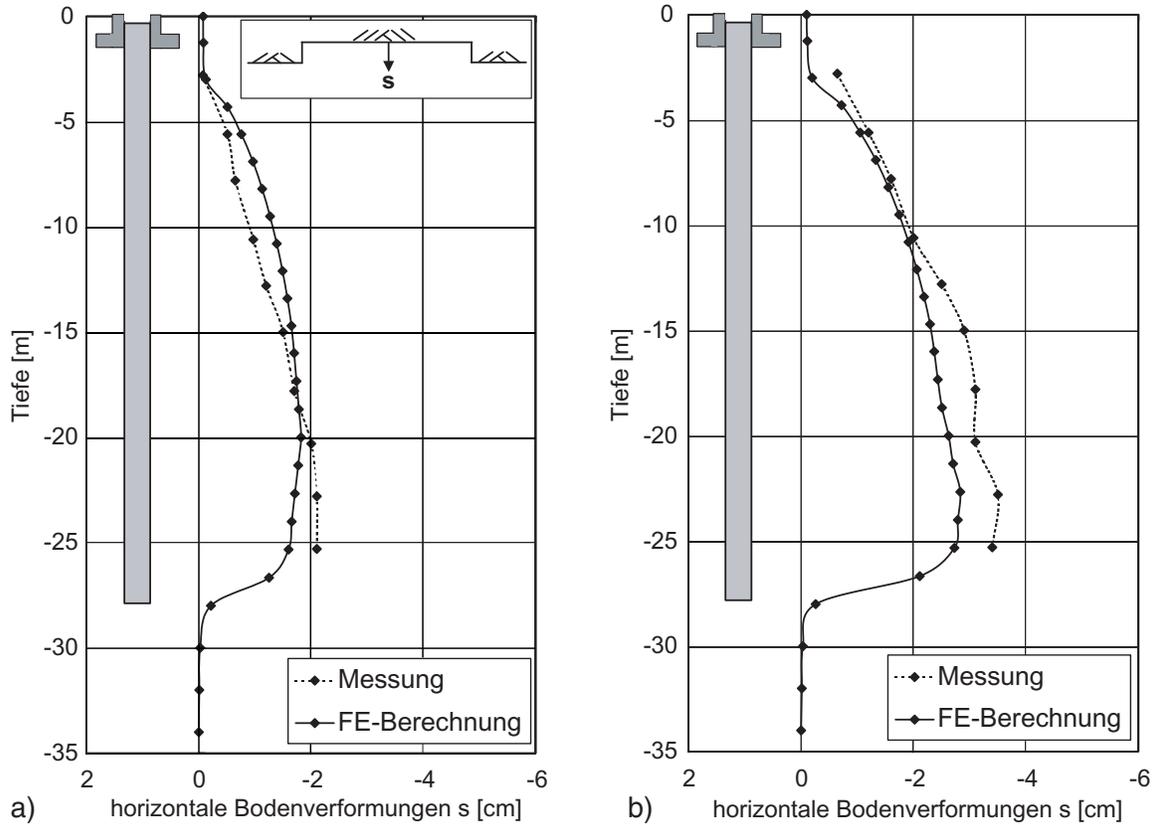


Bild 3.9: Horizontale Bodenverformungen in Schlitzmitte infolge Bodenaushubs unter a) Bentonitstützung mit $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$ und b) Wasserstützung

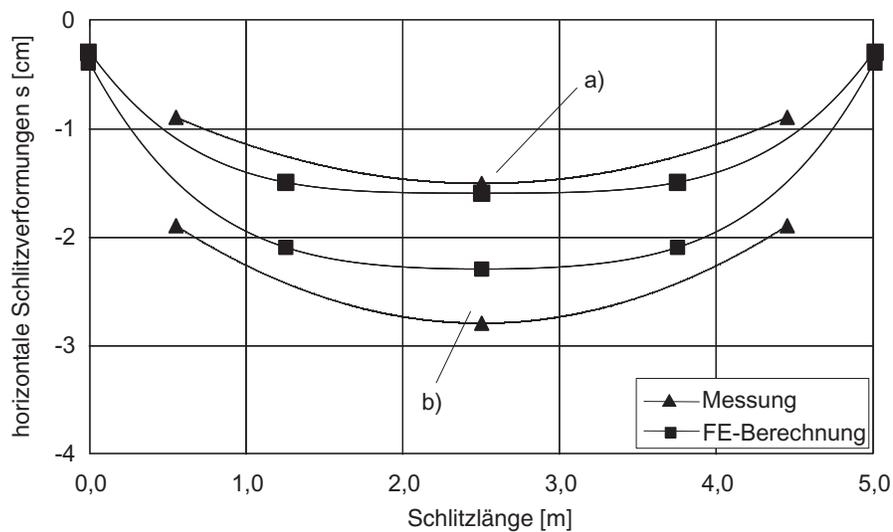


Bild 3.10: Horizontale Bodenverformungen über die Schlitzlänge in einer Tiefe von 15,5 m, a) Bentonitstützung mit $\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$ und b) Wasserstützung

Anhand der nachfolgend vorgestellten Entwicklung des Porenwasserdrucks bei der Herstellung der Schlitzwandlamelle wird deutlich, dass während des Schlitzaushubs unter Bentonitstützung ein Absinken des Porenwasserdrucks im Umgebungsbereich der Lamelle eintritt. Bezogen auf den hydrostatischen Ausgangszustand kann diese Reduktion als Porenwasserunterdruck u interpretiert werden. Aus der Untersuchung des Setzungsverhaltens einer Einzelgründung während der Herstellung einer Schlitzwandlamelle in Kapitel 5 wird ersichtlich, dass infolge der Dissipation des Porenwasserunterdrucks und des damit verbundenen Schwellens des Bodens eine erhebliche Zunahme der Deformationen auftreten kann. Für die in Bild 3.9 dargestellten Schlitzverformungen ist es daher entscheidend, wie schnell der Dissipationsvorgang der während des Schlitzaushubs entstandenen Porenwasserunterdrücke abläuft und ob eine Drainagewirkung über den Schlitz besteht. Bei den vorliegenden Bodenverhältnissen kann davon ausgegangen werden, dass es während der Stützung des offenen Schlitzes zu einer Filterkuchenbildung an der Grenzfläche Boden-Suspension kommt [120]. Durch die teilweise Trennung von festen und flüssigen Suspensionsphasen fließt dabei zunächst Filtratwasser in den angrenzenden Boden ab und führt zu einer beschleunigten Konsolidation. Mit zunehmender Dauer bildet sich jedoch ein Filterkuchen geringer Durchlässigkeit aus, welcher ein weiteres Abfließen des Filtratwassers unterbindet.

Weiterhin wird die Dissipation von u durch die Wasserdurchlässigkeit k des angrenzenden Bodens gesteuert, welche infolge der Parallelstruktur des tonigen Erdstoffes anisotrop [43] und in der Regel in horizontaler Richtung höher als in der vertikalen ist. Im Rahmen der Berechnungen wird für den Ton jedoch vereinfacht eine isotrope Durchlässigkeit mit $k = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ und volle Drainagewirkung durch den Schlitz zu Grunde gelegt. Bild 3.11 zeigt dazu vergleichend die Bodenverformungen entlang der Schlitztiefe infolge Wasserstützung bei einer zehnfach geringeren Durchlässigkeit von $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$. Erwartungsgemäß sind die Deformationen durch den zeitlich verzögerten Konsolidationsprozess geringer als die des ursprünglichen Modells, die Auswirkungen sind jedoch verhältnismäßig gering und liegen innerhalb einer schmalen Bandbreite.

Berücksichtigt man, dass die verwendeten visko-hypoplastischen Bodenparameter mit Ausnahme der Referenzkriechrate $\dot{\gamma}$ ausschließlich anhand von Literaturangaben und Korrelationen bestimmt worden sind und dass nachträglich keine Anpassung von Berechnungs- und Messergebnissen erfolgte, so können mit Hilfe des Modells im Rahmen geotechnischer Fragestellungen zutreffende Prognosen erwartet werden.

Zur Interpretation der Spannungsentwicklung während der schrittweisen Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand ist es zunächst sinnvoll, den Konstruktionsvorgang einer einzelnen La-

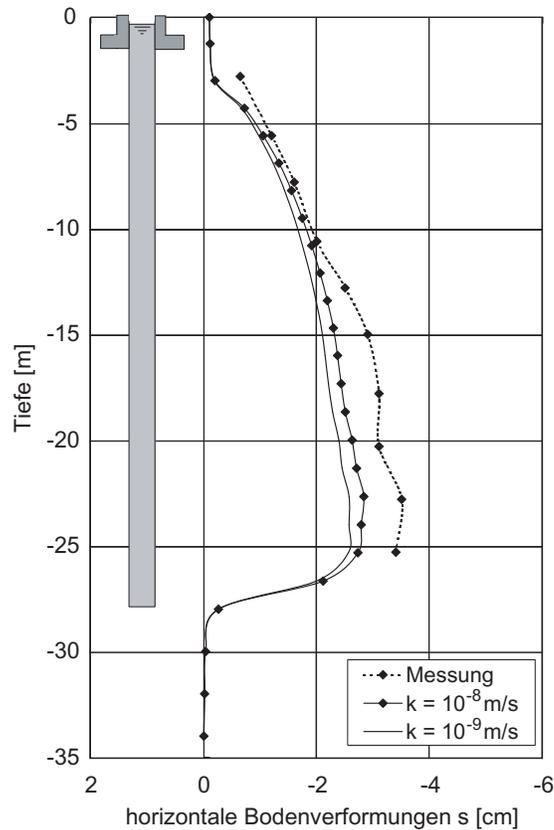


Bild 3.11: Horizontale Schlitzverformungen (Wasserstützung) bei einer Wasserdurchlässigkeit des Bodens von $k = 1 \cdot 10^{-8}$ und $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

melle bestehend aus Schlitzaushub unter Bentonitstützung und anschließendem Betoneinbau näher zu untersuchen. Abweichend vom Feldversuch in Studenterlunden wird dabei auf eine Variation des Stützdrucks verzichtet und eine Schlitzwandlamelle betrachtet, die während des schrittweisen Aushubs durch eine Bentonitsuspension mit der Wichte $\gamma_b = 10,3 \text{ kN/m}^3$ gestützt und anschließend im Kontraktorverfahren betoniert wird.

Bild 3.12 zeigt dazu in Schlitzmitte die horizontalen Bodenverformungen, die sich während der unterschiedlichen Konstruktionsschritte ergeben. Infolge des Schlitzaushubes verformt sich der angrenzende Boden parabelförmig über die Schlitztiefe ins Innere der Lamelle. Die maximale Verformungsordinate ist mit etwa $1,5 \text{ cm}$ geringer als die des Testschlitzes bei Bentonitstützung, da sich im Unterschied zum Feldversuch unmittelbar nach Erreichen der Endteufe der Betoniervorgang anschließt und somit der Schwellvorgang des angrenzenden Bodens unterbunden wird. Infolge des anschließenden Betoniervorgangs kommt es zu einer Reduktion der Deformationen und in der oberen Schlitzhälfte können sogar konvexe Schlitzverformungen in Richtung des angrenzenden Erdreichs beobachtet werden.

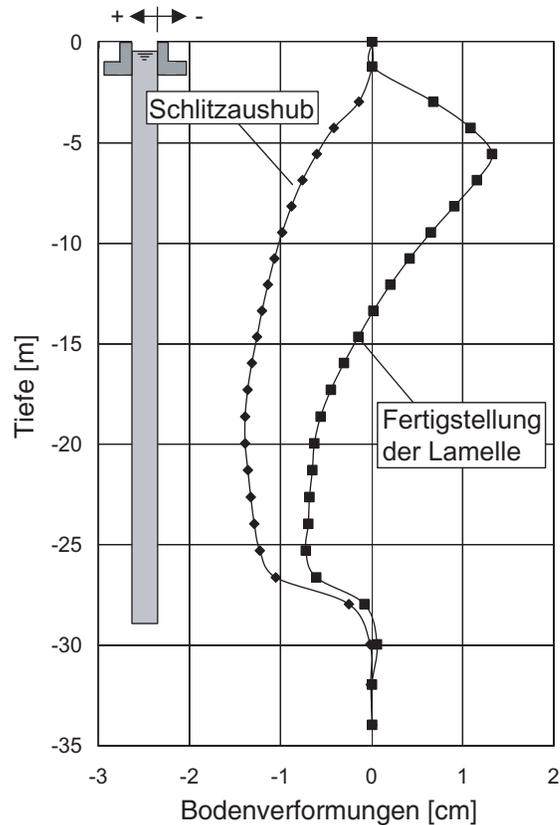


Bild 3.12: Horizontale Bodenverformungen in Schlitzmitte während des Schlitzaushubs unter Bentonitstützung mit $\gamma_b = 10,3 \text{ kN/m}^3$ und nach Abschluss des Betoniervorgangs

Zum Verständnis der Verformungsentwicklung ist eine analoge Betrachtung der horizontalen Spannungen im angrenzenden Erdreich während der Bentonitstützung und nach Fertigstellung der Betonarbeiten zweckmäßig. In Bild 3.13a ist die Verteilung der totalen horizontalen Spannungen σ_h in Schlitzmitte zu den entsprechenden Zeitpunkten über die Tiefe dargestellt. Ferner ist der in-situ gemessene totale Erdruchdruck abgebildet.

Während des Schlitzaushubs sinken die totalen Horizontalspannungen im Bereich des Schlitzes auf das Maß des Suspensionsdrucks ab und unterhalb des Schlitzfußes ist eine Spannungserhöhung infolge einer vertikalen Gewölbebildung zu beobachten. Da der Suspensionsdruck über die gesamte Schlitztiefe geringer als der Erdruchdruck im Ausgangszustand ist, bilden sich zugehörige Bodenverformungen ins Innere des geöffneten Schlitzes aus. Der Betoniervorgang führt im Anschluss auf Grund des hohen Frischbetondrucks zu einem Wiederanstieg von σ_h , welcher nahe der GOK über das ursprüngliche K_0 -Niveau hinausreicht und Verformungen des angrenzenden Bodens in entgegengesetzte Richtung zum Schlitz verursacht. Betrachtet man vergleichend die Verteilung der effektiven Spannung σ'_h über die Schlitztiefe (Bild 3.13b), so ergibt

sich ein deutlicherer Unterschied zwischen dem Ausgangszustand und jenem nach Fertigstellung der Lamelle. Die Herstellung der Schlitzwandlamelle führt in der oberen Schlitzhälfte zu einer Spannungserhöhung um bis zu 70 % während in größerer Tiefe das Spannungsniveau unterhalb des K_0 -Zustands absinkt. Bei der Darstellung von σ'_h wurde die vollständige Dissipation der beim Betoniervorgang entstandenen Porenwasserüberdrücke bereits berücksichtigt.

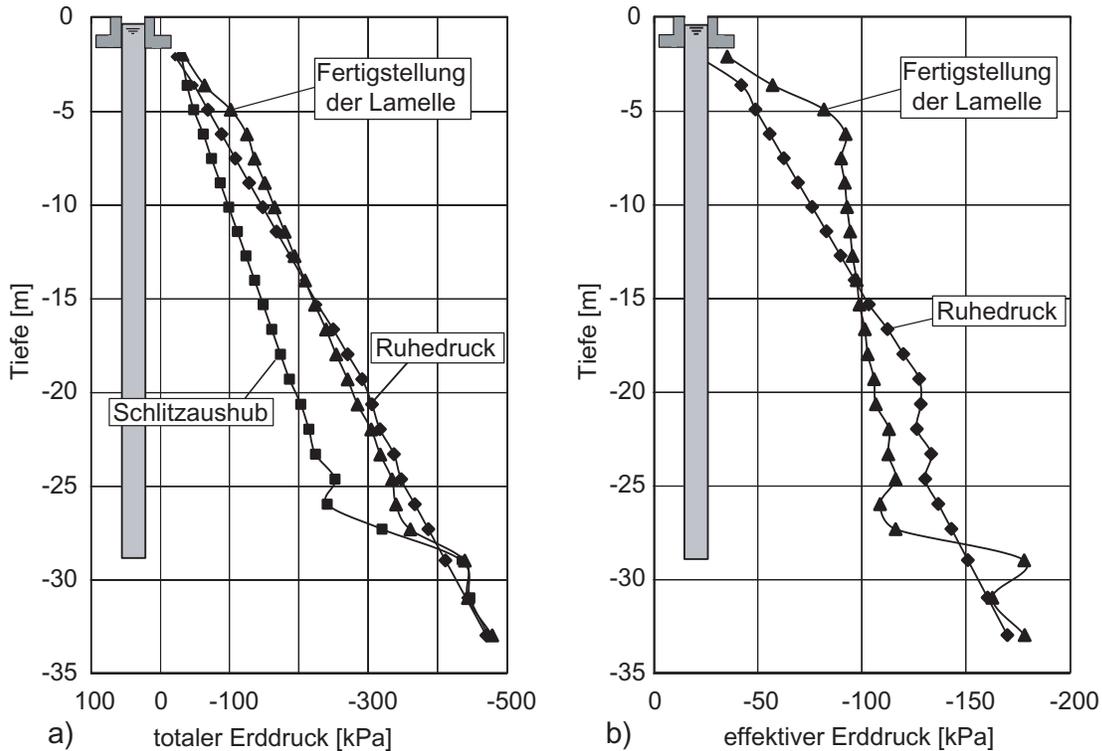


Bild 3.13: a) Verteilung der totalen Horizontalspannungen über die Schlitztiefe im Ausgangszustand, während der Suspensionsstützung und nach Betoneinbau, b) Vergleich des K_0 -Zustands und der effektiven Horizontalspannungen nach Fertigstellung der Lamelle und Dissipation der Porenwasserüberdrücke

Anhand der Spannungsverteilung in Bild 3.13 können über die Schlitztiefe somit drei Bereiche unterschieden werden: Nahe der Geländeoberkante führt die Herstellung der Lamelle zu einer Erhöhung der horizontalen Spannungen in Lamellenmitte, in mittlerer Tiefe entspricht das resultierende Spannungsniveau etwa dem Ausgangszustand und in Richtung des Lamellenfußes findet eine deutliche Spannungsreduktion statt. Die Auswertung der Spannungsverteilung über die Schlitzlänge erfolgt daher im Folgenden repräsentativ in den Tiefen 5 m, 14 m und 26 m. Die Bilder 3.14, 3.15 und 3.16 stellen dazu die Verteilung der totalen Spannungen σ_h während des Aushubvorgangs des Schlitzes und nach Abschluss des Betoneinbaus in den entsprechenden

Tiefen dar.

Infolge des Schlitzausbaus wird der geostatische Gleichgewichtszustand innerhalb des Bodens gestört und es bilden sich Spannungsgewölbe im angrenzenden Boden aus (Bilder 3.14a bis 3.16a). Dadurch nehmen unabhängig von der betrachteten Tiefe die totalen Horizontalspannungen σ_h im Bereich der geöffneten Lamelle ab, so dass sich ein Gleichgewichtszustand zwischen Suspensions- und totalem Erddruck einstellen kann. Als Folge der Gewölbebildung steigen die Spannungen zu beiden Seiten des geöffneten Schlitzes sprunghaft an und es bilden sich entsprechende Spannungskonzentrationen in den unmittelbar angrenzenden Bodenbereichen aus. Mit zunehmendem seitlichen Abstand vom Schlitz nehmen diese Spannungen jedoch wieder ab und erreichen innerhalb einer Distanz, welche annähernd der Länge des Schlitzes entspricht, den Ruhedruckzustand.

Im Vergleich dazu beobachten Gourvenec und Powrie [41] bei der numerischen Simulation der Herstellung einer 5 m langen Schlitzwandlamelle im überkonsolidierten Lias Clay einen nur geringfügigen Spannungsanstieg in den Mitten der benachbarten Lamellen. Ng und Yans [83] Berechnungen zu Folge sinken die Spannungen sogar innerhalb eines Drittels der Schlitzlänge wieder auf den ursprünglichen K_0 -Wert ab. Der seitliche Einflussbereich des Schlitzausbaus ist somit für weiche Böden größer als für steife Bodenformationen. Eine Erklärung dafür bietet die folgende Überlegung. Zur Ausbildung der horizontalen Spannungsgewölbe ist die Mobilisierung von Schubspannungen im angrenzenden Boden erforderlich. In Abhängigkeit des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR steigt die Scherfestigkeit des Bodens, so dass im Falle von stark überkonsolidierten Böden höhere Schubspannungen mobilisiert werden können. Die dafür notwendigen Scherdeformationen sind deutlich geringer als bei weichen, normalkonsolidierten Böden. Als Folge daraus kann der umzulagernde Erddruck innerhalb einer geringeren Distanz auf die seitlichen Bodenbereiche abgetragen werden. Dem entgegen steht jedoch der Sachverhalt, dass bei steifen Böden auf Grund des mit OCR ebenfalls ansteigenden Erdruhedrucks höhere Lasten während des Schlitzausbaus umzulagern sind.

Dennoch ergibt sich daraus auch für normalkonsolidierte Böden die Konsequenz, dass der Spannungszustand des an den Schlitz angrenzenden Bodens ausschließlich durch die Herstellung des Schlitzes selbst sowie der daran beidseitig anschließenden Lamellen beeinflusst wird. Demnach entspricht die vorgestellte Spannungsentwicklung der Einzellamelle jener, welche für den Fall der Herstellung einer durchlaufenden Schlitzwand im Pilger-Schritt-Verfahren temporär im Umgebungsbereich der Primärlamellen zu erwarten ist.

In den Bildern 3.14a bis 3.16a ist zusätzlich die Verteilung der Horizontalspannungen mit zuneh-

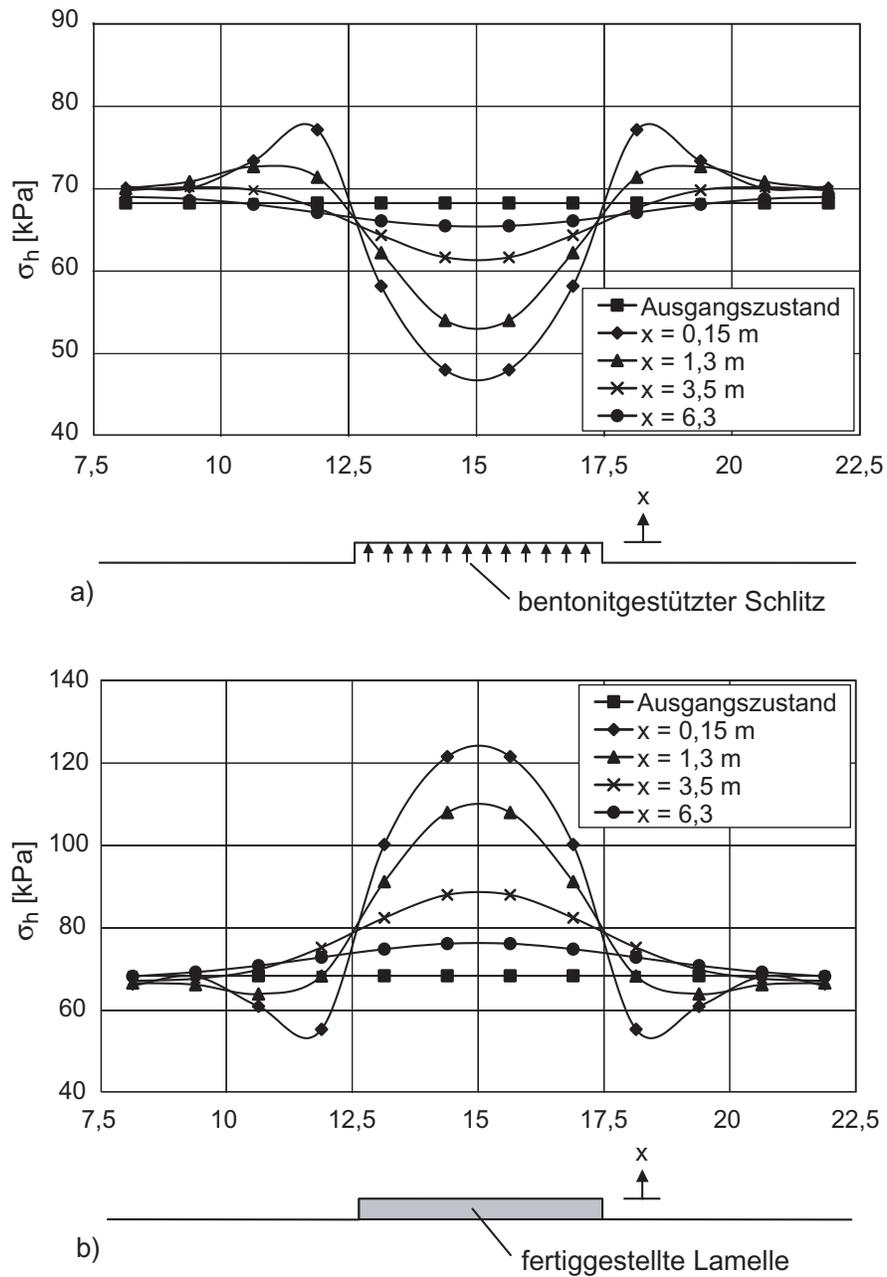


Bild 3.14: Verteilung der totalen Spannungen parallel zum Schlitz für unterschiedliche Abstände x und einer Tiefe von 5 m unterhalb der GOK, a) während der Suspensionsstützung und b) nach Abschluss des Betoneinbaus

mender Distanz senkrecht zur Lamelle dargestellt. Die Abstände resultieren aus der Netzweite des FE-Netzes, da die Spannungen jeweils in Elementmitte ausgewertet werden. Unmittelbar neben dem Schlitz ($x = 0,15 \text{ m}$) ist die Spannungsumlagerung besonders ausgeprägt und mit zunehmendem Abstand zum Schlitz sinkt der Einfluss des Bodenaushubs auf σ_h entsprechend. In einem Abstand von $x = 6,3 \text{ m}$ bleibt der K_0 -Zustand schließlich nahezu unverändert. Die Ausbildung des Spannungsgewölbes senkrecht zum Schlitz bis in eine Entfernung der eineinhalb- bis zweifachen Schlitzlänge entspricht somit etwa jenen Dimensionen, welche in [41] für steife Böden angegeben sind.

In Bild 3.15 ist die Verteilung der totalen Horizontalspannungen parallel zum Schlitz in einer Tiefe von 14 m dargestellt. Die Spannungsverteilung infolge des Bodenaushubs unter Bentonitstützung (Bild 3.15a) entspricht qualitativ derjenigen in einer Tiefe von 5 m , bezogen auf den K_0 -Zustand findet jedoch eine ausgeprägtere Spannungsumlagerung statt. Der Einflussbereich bleibt jedoch unverändert, so dass seitlich in einem Abstand gleich der Schlitzlänge und senkrecht in einer Entfernung von $x = 6,3 \text{ m}$ vom Schlitz annähernd der Erdruchdruck herrscht.

Die Darstellung der Spannungsverteilung in einer Tiefe von 26 m nahe des Schlitzfußes (Bild 3.16) setzt schließlich die bislang beobachtete Tendenz fort. Infolge des Schlitzaushubs ist im Vergleich zu Bereichen geringerer Tiefe eine ausgeprägtere Spannungsumlagerung in Bodenbereichen außerhalb des geöffneten Schlitzes zu beobachten, wobei die Größe des Einflussbereichs parallel und senkrecht zum Schlitz unverändert bleibt.

Die Erkenntnis, dass sich in den betrachteten weichen Sedimenten ein horizontales Spannungsgewölbe während des Schlitzaushubs ausbildet, ergänzt die Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" zu weichen Böden [131]. In dem Entwurf der Empfehlung EB 92 wird vorausgesetzt, dass bei weichen Untergrundverhältnissen keine Gewölbebildung unterstellt werden kann. Die äußere Standsicherheit des Schlitzes ist dadurch zu gewährleisten, dass der Suspensionsdruck in jeder Tiefe mindestens 10% größer sein muss als die Summe aus aktivem Erd- und Wasserdruck, wobei für die Berechnung des Erddrucks ebene Verhältnisse zu Grunde gelegt werden. Die numerischen Ergebnisse deuten jedoch darauf hin, dass diese Annahme zu konservativ ist. Aus der Spannungsumlagerung auf die Bodenbereiche seitlich des geöffneten Schlitzes kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass sich auch in weichen Böden ein räumlicher Erddruck während des Schlitzaushubs ausbildet, welcher standardmäßig beim Nachweis der Standsicherheit nach DIN 4126 [5] angesetzt werden darf. Jedoch ist zu beachten, dass bei den numerischen Berechnungen lediglich ein Parametersatz verwendet worden ist, welcher einen mittelplastischen Ton repräsentiert. Letztlich bleibt natürlich immer eine Ungewissheit darüber, wie genau das verwendete Stoffgesetz das Spannungs-Verformungs-Verhalten abbil-

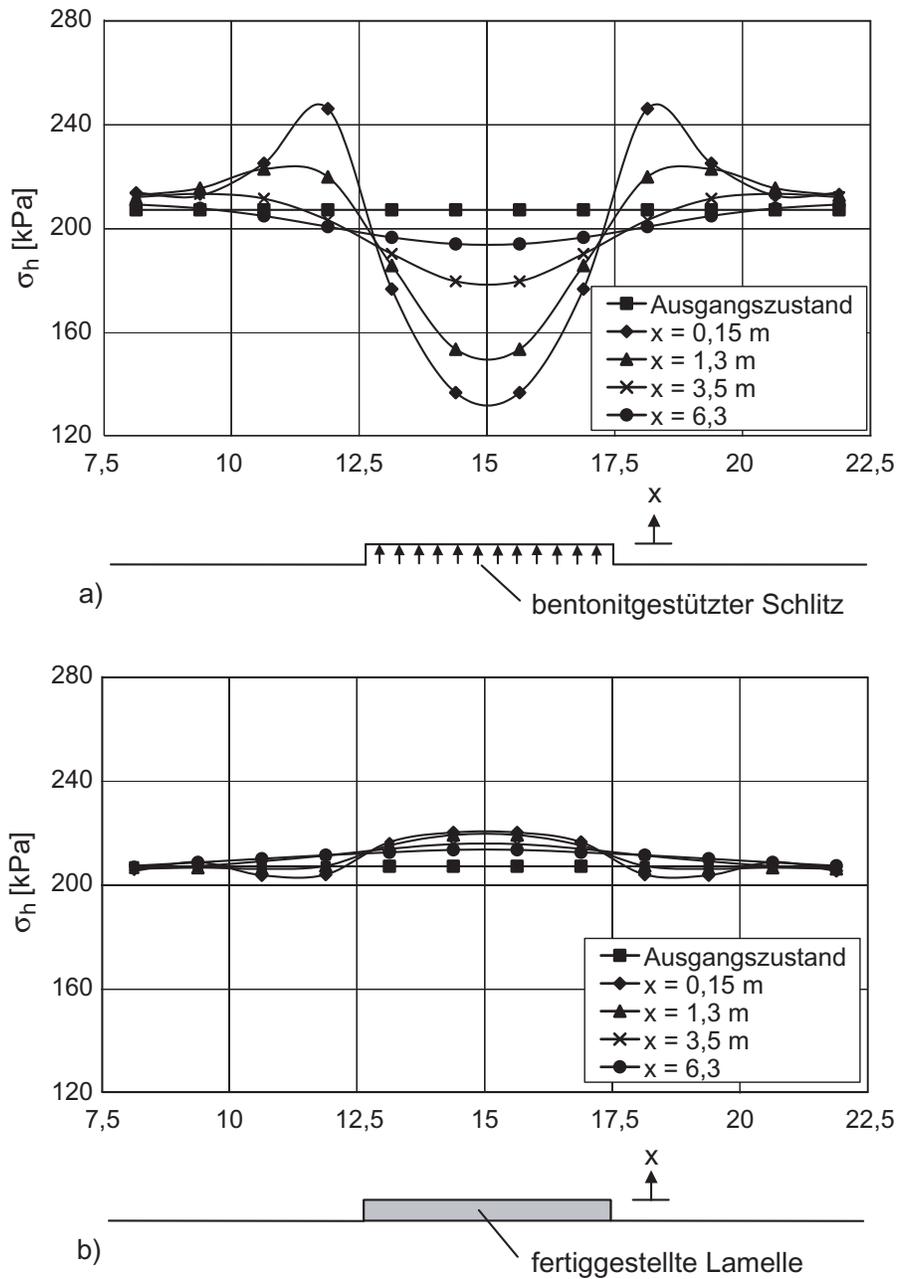


Bild 3.15: Verteilung der totalen Spannungen parallel zum Schlitz für unterschiedliche Abstände x und einer Tiefe von 14 m unterhalb der GOK, a) während der Suspensionsstützung und b) nach Abschluss des Betoneinbaus

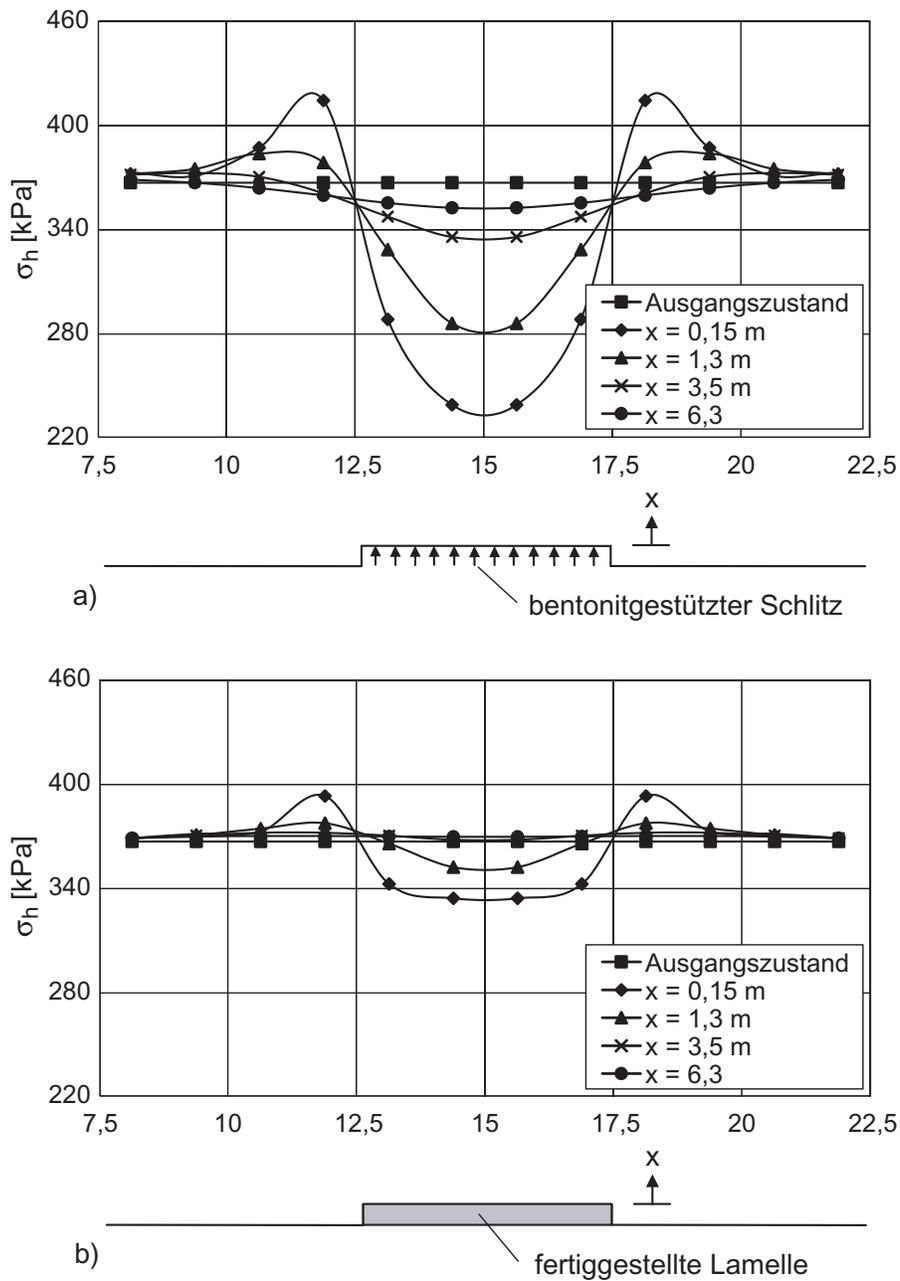


Bild 3.16: Verteilung der totalen Spannungen parallel zum Schlitz für unterschiedliche Abstände x und einer Tiefe von 26 m unterhalb der GOK, a) während der Suspensionsstützung und b) nach Abschluss des Betoneinbaus

det und wie groß der Einfluss auf die Umlagerungsmechanismen des Erddrucks während der Schlitzherstellung ist. Feld- und Modellversuche bleiben daher auch in diesem Zusammenhang ein unverzichtbarer Bestandteil der Bodenmechanik.

Im Vergleich zum horizontalen Lastabtrag kann während des Schlitzaushubs ein nur geringer Spannungsanstieg unterhalb des Schlitzfußes und im Bereich der Leitwand festgestellt werden. Aus Bild 3.13a ist ersichtlich, dass die vertikale Lastumlagerung unterhalb des Schlitzes lediglich einen Bereich von maximal $2 m$ oberhalb der Schlitzsohle betrifft. Grund dafür ist im Wesentlichen das Räumlichkeitsverhältnis H/L (H = Schlitztiefe, L =Schlitzlänge) der Lamelle, wodurch der Hauptteil der umzulagernden Horizontalspannungen über die im Vergleich zur Schlitztiefe geringe Länge des Schlitzes abgetragen wird. Im Hinblick auf die Herstellung eines Schlitzwandsegmentes bieten dabei während des Bodenaushubs der Schließerlamellen die bereits fertiggestellten Primärlamellen ein besonders steifes Widerlager.

Im Unterschied zum Schlitzaushub ist die qualitative Verteilung der totalen Horizontalspannungen σ_h nach Abschluss der Betonierarbeiten abhängig von der betrachteten Tiefe unterhalb der GOK. Aus Bild 3.17 ist zu entnehmen, dass der angenommene Frischbetondruck den totalen Erdruchdruck im oberen Drittel der Lamelle über- und im unteren Drittel unterschreitet. Nach Fertigstellung der Schlitzwandlamelle entspricht im unmittelbar angrenzenden Boden die Verteilung der Spannungen in etwa derjenigen des Frischbetondrucks. Die Konsequenz, die sich dabei für die effektiven Spannungen des Bodens nach Dissipation der Porenwasserüberdrücke ergibt, wird anschaulich durch Bild 3.13 dokumentiert. Im oberen Drittel der Wand tritt eine deutliche Spannungszunahme auf, die im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand in der Tiefe $h_{crit} = 5,6 m$ (Kapitel 3.3) ihr Maximum erreicht. Unterhalb von h_{crit} nehmen die Spannungen nur mit einem geringeren Gradienten über die Tiefe zu, so dass im unteren Drittel der Lamelle das Spannungsniveau schließlich unterhalb des Ausgangszustands verbleibt.

Betrachtet man einen horizontalen Schnitt in einer Tiefe von $5 m$ unterhalb der GOK (Bild 3.14b), so wird deutlich, dass der Betoniervorgang der Lamelle zu einer hohen Spannungskonzentration im Bereich des Schlitzes führt. Die maximalen Spannungsordinaten sind dabei um bis zu 70 % größer als die des geostatischen Ausgangszustands. Ausgehend von der Mitte nehmen die Spannungen in Richtung Lamellenrand zügig ab und in den Bereichen außerhalb des Schlitzes tritt sogar eine Entlastung des Bodens unterhalb des Erdruchdrucks auf. Mit wachsendem Abstand senkrecht zum Schlitz nimmt jedoch die Entlastung ab und in einer Entfernung größer als $x = 3,5 m$ findet ausschließlich eine Spannungserhöhung infolge des Betonierens statt. Der Einflussbereich des Betoneinbaus auf die horizontalen Spannungen seitlich der Lamelle entspricht etwa der Schlitzlänge und ist somit vergleichbar mit jenem, welcher bereits während

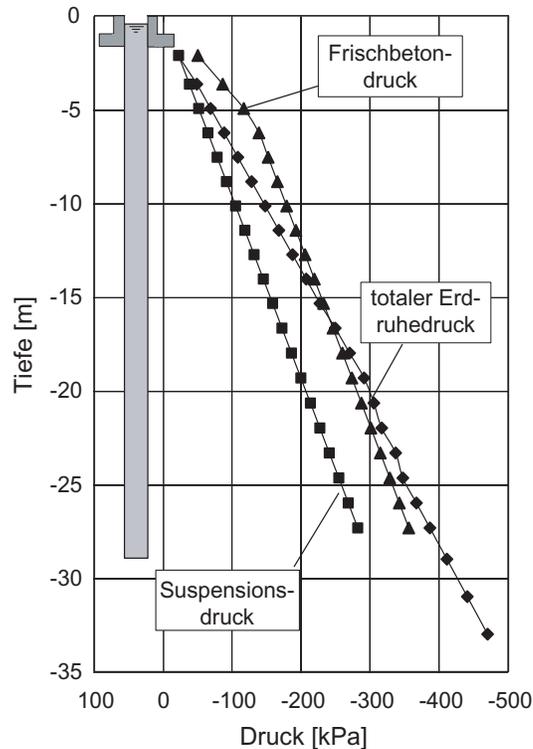


Bild 3.17: Verteilung des in-situ gemessenen totale Erdruchdrucks, des hydrostatischen Suspensions- sowie des bilinear approximierten Frischbetondrucks

des Aushubzustands der Lamelle beobachtet werden konnte.

Betrachtet man im Vergleich dazu den in Bild 3.15 dargestellten horizontalen Schnitt in 14 m Tiefe, so fällt auf, dass sich der Spannungszustand im angrenzenden Boden nach Fertigstellung der Lamelle nur geringfügig vom Ausgangszustand unterscheidet. Aus Bild 3.13 ist bereits ersichtlich, dass in dieser Tiefe der Spannungszustand nach Fertigstellung der Schlitzwandlamelle annähernd dem Ausgangszustand entspricht. Durch die in Bild 3.15b dargestellte Spannungsverteilung wird dieses Bild bestätigt. Der Betoniervorgang hebt die Spannungsumlagerung infolge des Schlitz-aushubs vollständig auf und nach der Fertigstellung verbleibt nur eine geringfügige Belastung des Bodens innerhalb und eine Entlastung außerhalb der Lamelle. Die resultierende Spannungsverteilung parallel zur Lamelle weicht letztlich weniger als 10 % vom Spannungszustand vor der Schlitzherstellung ab.

In größerer Tiefe, welche stellvertretend durch den horizontalen Schnitt 26 m unterhalb der GOK in Bild 3.16 abgedeckt wird, kann schließlich das Spannungsgewölbe durch den Betoneinbau nicht mehr überdrückt werden, da der Frischbetondruck als Folge des geringeren Gradienten unterhalb der kritischen Tiefe h_{crit} kleiner als der Erddruck im Ausgangszustand ist. Somit

verbleibt auch nach Abschluss der Betonierarbeiten ein horizontales Spannungsgewölbe im Boden.

Bild 3.18 stellt für die drei betrachteten Tiefen in der Mitte der Lamelle die Spannungspfade (Schlitzaushub und Betoniervorgang) im $p' - q$ -Diagramm mit den Invarianten $p' = -\text{tr } \mathbf{T}/3$ und $q = \sqrt{3/2} \|\mathbf{T}^*\|$ dar. Ausgehend vom jeweiligen K_0 -Zustand kann zunächst ein Anstieg der Deviatorspannung q infolge des Schlitzaushubs beobachtet werden. Je tiefer dabei der Punkt unterhalb der GOK liegt, desto näher verläuft der Spannungspfad am Grenzzustand des Bodens. Die Neigung der den Grenzzustand beschreibenden kritischen Zustandslinie M resultiert aus dem aktuellen Spannungszustand \mathbf{T} und dem kritischen Reibungswinkel φ_c des Bodens. Da sich in den betrachteten Punkten keine rotationssymmetrischen Spannungszustände ergeben, muss M für den allgemeinen Fall mit Hilfe der Spannungsfunktion $F(\mathbf{T})$ (Kapitel 2.2, Gleichung 2.11) zu $M = F(\mathbf{T})M_c$ berechnet werden. Es gelten folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{triaxiale Kompression:} \quad M &= M_c = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} = F \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \\ &\rightarrow F = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{triaxiale Extension:} \quad M &= M_e = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} = F \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \\ &\rightarrow F = \frac{3 - \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} \end{aligned}$$

Die Größe von F im triaxialen Extensionszustand richtet sich demnach nach dem Reibungswinkel φ_c des Bodens und stellt das Verhältnis von M_e/M_c dar. Im Falle von $\varphi_c = 29^\circ$ ergibt sich somit $F = 0,72$. Für die untersuchten Punkte liegen die Werte für F zum Zeitpunkt des Schlitzaushubs zwischen 0,87 und 0,95 und deuten daraufhin, dass der Spannungszustand im angrenzenden Boden tendenziell triaxialen Kompressionsverhältnissen entspricht. Dies widerspricht zunächst den bodenmechanischen Überlegungen, da ausgehend vom K_0 -Zustand die Spannungskomponente senkrecht zum Schlitz infolge des Bodenaushubs auf das Maß des Suspensionsdrucks absinkt und somit ein Extensionszustand zu erwarten wäre. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass während des Schlitzaushubs unabhängig von der Tiefe Porenwasserunterdrücke im Boden entstehen (vgl. der totalen $p - q$ und effektiven Spannungspfade $p' - q$ in Bild 3.18), die ein zu schnelles Absinken der effektiven Spannungskomponente unterbinden. Dissipieren diese Porendrücke im Folgenden jedoch, ist zu erwarten, dass triaxiale Extensionsverhältnisse maßgebend werden und sich somit die Spannungspfade dem Bruchzustand weiter

nähern. Bild 3.19 stellt den Verlauf der skalaren Spannungsfunktion $F(T)$ für die drei betrachteten Punkte während des schrittweisen Schlitzausbaus und einer anschließenden einjährigen Konsolidierungsphase dar. Im geostatischen Ausgangszustand liegen mit $F = 1$ Kompressionszustände vor, da $K_0 < 1$ gilt. Der Aushubvorgang des Schlitzes führt zu einer Abnahme von F , so dass nach dem Erreichen der Endteufe die oben angegebenen Werte für F resultieren. Die weitere Abnahme der effektiven Spannungskomponente senkrecht zum Schlitz infolge Dissipation von Porenwasserunterdrücken führt insbesondere in der unteren Schlitzhälfte zu einer weiteren Abnahme von F , so dass schließlich unter drainierten Verhältnissen vorwiegend Extensionszustände anliegen.

Anhand der Spannungspfade ist ferner zu erkennen, dass der anschließende Betoniervorgang zu Porenwasserüberdrücken führt, welche insbesondere in oberflächennahen Bereichen (Bild 3.18a) besonders ausgeprägt sind. Über den kurzen Drainageweg zur Auffüllung folgt jedoch eine schnelle Dissipation, so dass ein Anstieg der effektiven mittleren Spannung p' im Vergleich zu den Tiefen 14 m und 26 m bereits während des Betonierens beobachtet werden kann.

In Analogie zu der in Bild 1.2 dargestellten theoretischen Spannungs-Verformungs-Hysterese stellt Bild 3.20 die berechneten Verläufe für die Tiefen 5 m und 26 m in der Mitte des Schlitzes dar. Daraus ist ersichtlich, dass durch die Herstellung der Lamelle in geringer Tiefe unterhalb der GOK der passive Erddruck und nahe des Schlitzfußes der aktive Erddruck des Bodens anteilig mobilisiert werden. Der Punkt 1 der jeweiligen Kurve stellt in diesem Zusammenhang den Ausgangszustand dar, welcher bei einer konventionellen *wip*-Berechnung einer Baugrube zu Grunde gelegt wird. Im Vergleich dazu charakterisiert der Punkt 4 den Spannungs-Verformungszustand des angrenzenden Bodens, welcher sich in-situ nach Fertigstellung der Lamelle und Dissipation von u in der Mitte des Schlitzes ergibt.

In Bild 3.21 wird der Einfluss der Viskosität des Bodens auf die Entwicklung der effektiven horizontalen Spannungen während und nach der Herstellung der Schlitzwandlamelle untersucht. Die Betrachtung beschränkt sich auf zwei Punkte mittig zur Lamelle in einer Tiefe von jeweils 5 m (Bild 3.21a) und 26 m (Bild 3.21b) unterhalb der GOK, in denen die bisherigen Berechnungsergebnisse den stärksten Einfluss des Konstruktionsvorgangs der Lamelle auf den Spannungszustand des Bodens dokumentieren. Die viskosen Eigenschaften des Bodens werden durch einen variierenden Viskositätsindex I_v berücksichtigt, welcher für die betrachteten Fälle 0,5 %, 3 % und 10 % beträgt. Die Zeitskala auf der Abszisse des Bildes 3.21 ist in logarithmischem Maßstab aufgetragen und umfasst eine Dauer von insgesamt 10 Jahren.

Unabhängig von der Viskosität des Bodens ergeben sich zunächst für die betrachteten Unter-

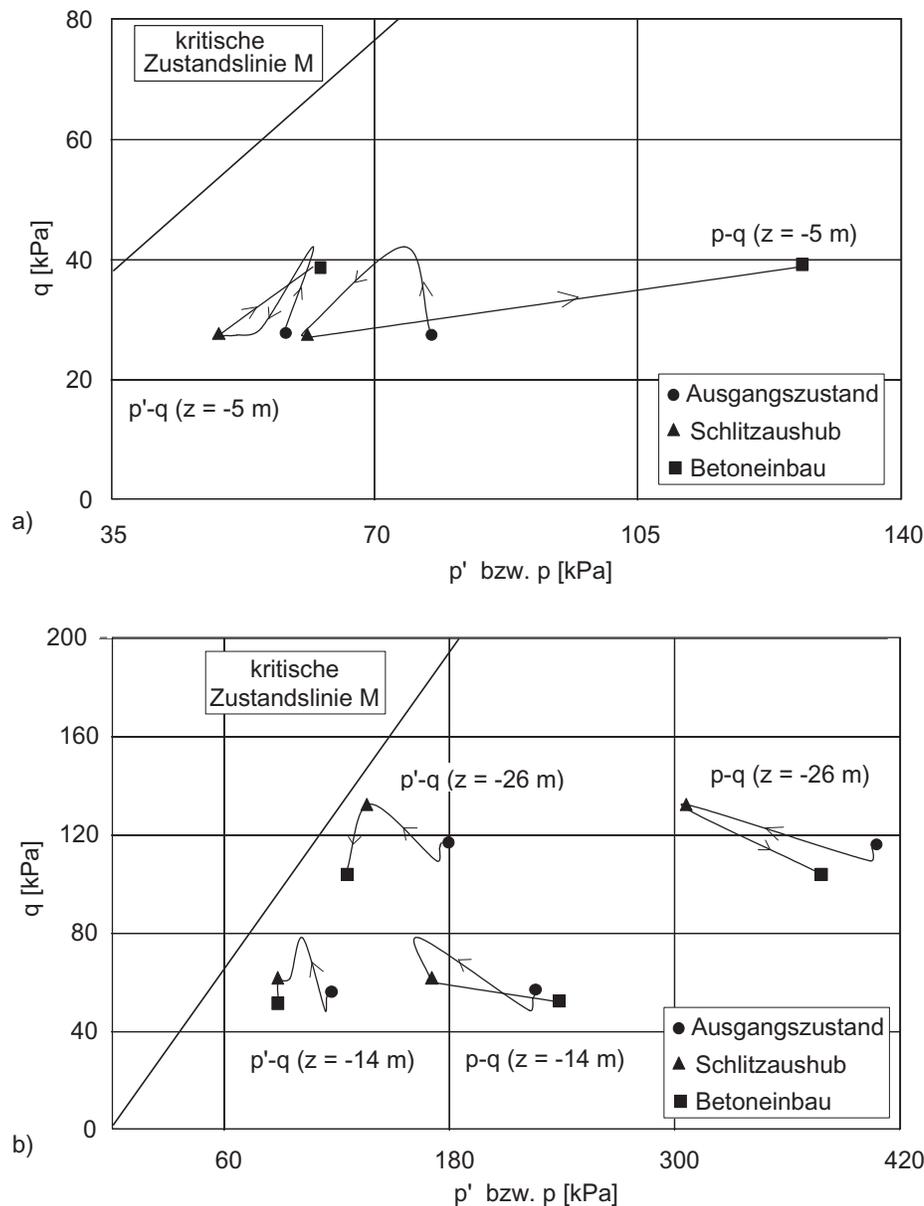


Bild 3.18: Effektive $p' - q$ - und totale $p - q$ -Spannungspfade in den Tiefen a) 5 m und b) 14 und 26 m unterhalb der GOK. Betrachtet wird jeweils ein Punkt in der Mitte der Lamelle

grundverhältnisse annähernd deckungsgleiche Spannungskurven während des Schlitzzaushubs und des anschließenden Betoneinbaus. Nach Fertigstellung der Lamelle dissipieren die Porenwasserüberdrücke und es treten Kriechverformungen sowie Relaxation im angrenzenden Boden auf. Dieser Vorgang, welcher von Scherzinger [105] als *Kriechrelaxation* bezeichnet wird, führt zu einer graduellen Veränderung des Spannungsverlaufs in der Form, dass σ'_h dem anfänglichen Ruhedruck entgegen strebt. Je ausgeprägter die viskosen Eigenschaften des Bodens dabei

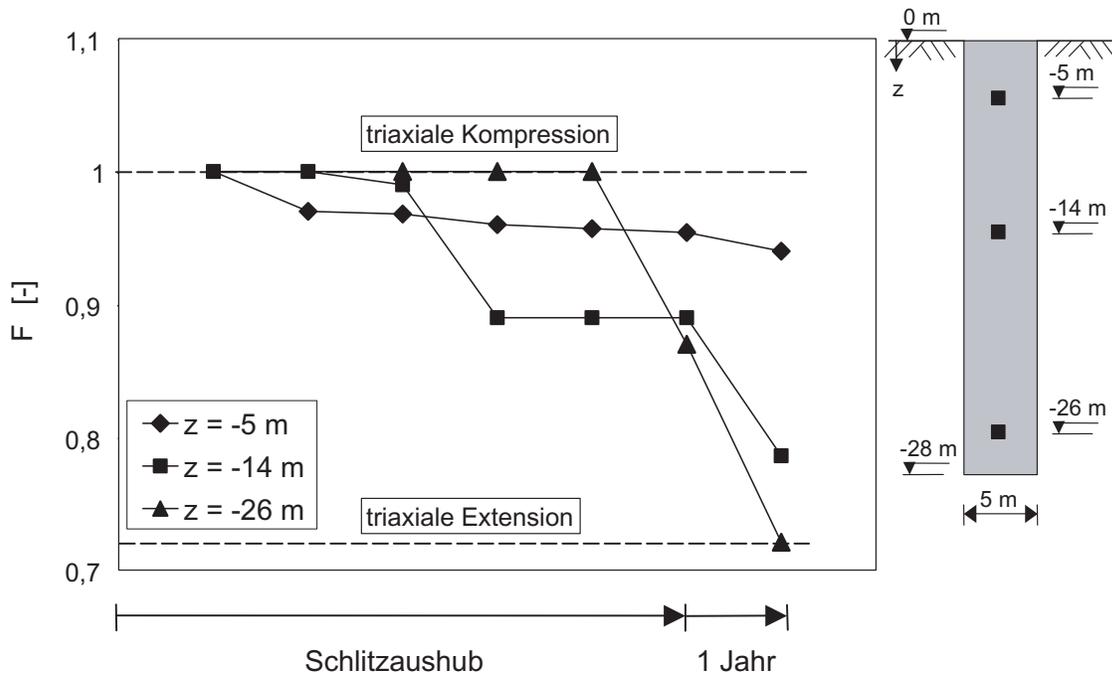


Bild 3.19: Verlauf der skalaren Spannungsfunktion F_m während des Schlitzaushubes und einer anschließenden einjährigen Konsolidationsphase

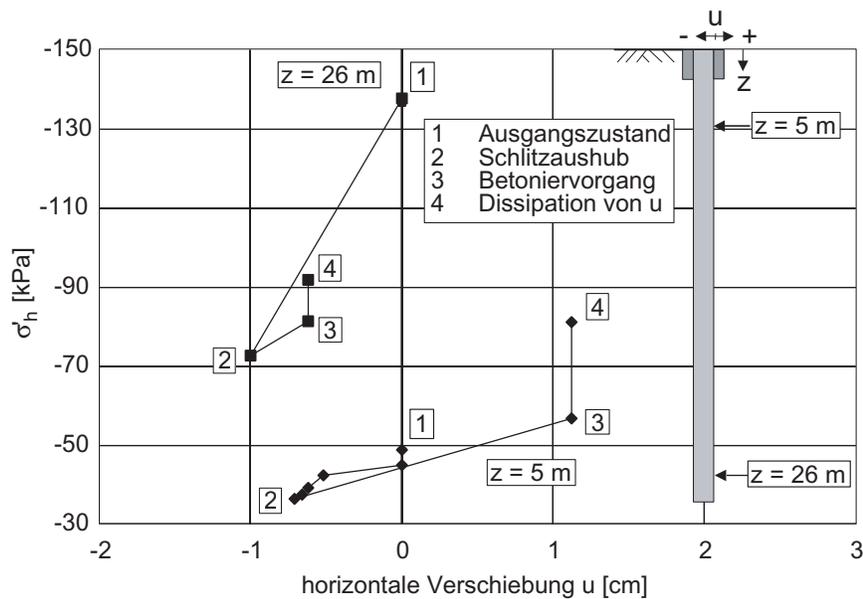


Bild 3.20: Spannungs-Verformungs Verhalten des Bodens während der Herstellung der Schlitzwandlamelle

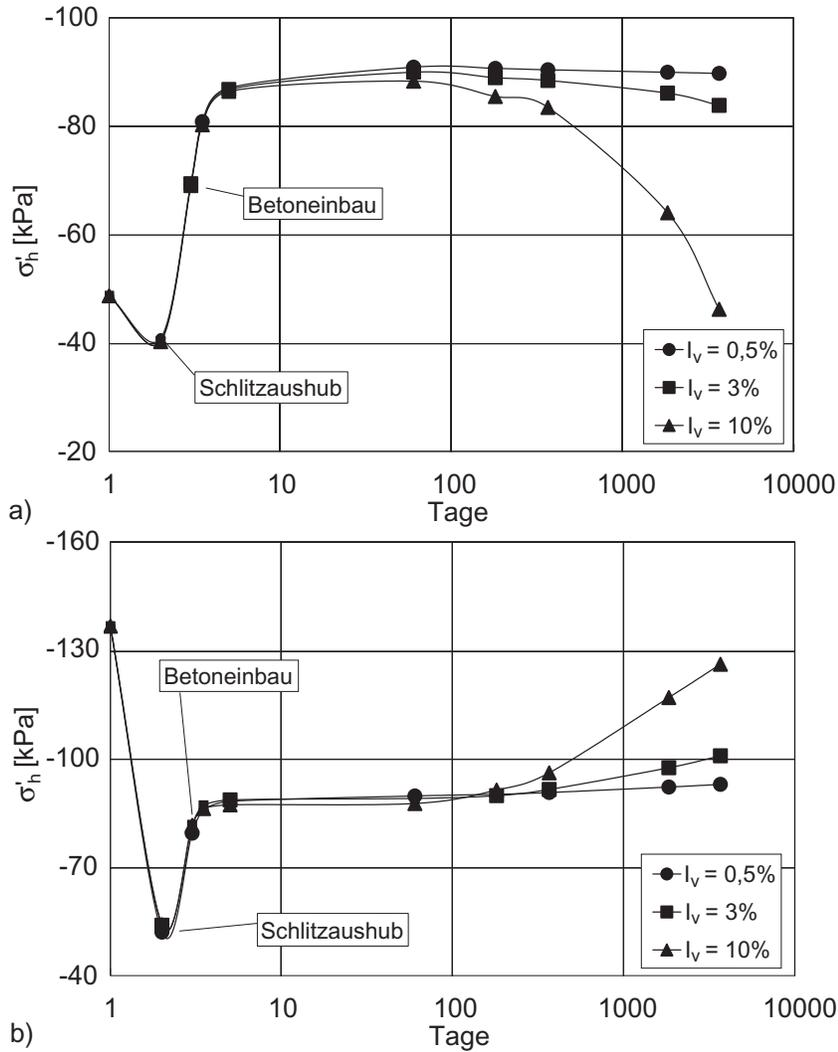


Bild 3.21: Zeitliche Entwicklung von σ'_h in der Mitte der Lamelle für eine unterschiedliche Viskosität (I_v) des Bodens, a) 5 m und b) 26 m unterhalb der GOK

sind, desto deutlicher ist die Kriechrelaxation zu beobachten. Für $I_v = 10\%$ wird 10 Jahre nach Fertigstellung der Schlitzwandlamelle der Ausgangsspannungszustand annähernd wieder erreicht.

Geht man davon aus, dass in Abhängigkeit der Fließgrenze w_l der Viskositätsindex für schluffig tonige Sedimente etwa $I_v = 3 - 5\%$ beträgt [43, 61], so ergibt sich aus Bild 3.21, dass für den betrachteten Fall eine Erddruckveränderung infolge Kriechrelaxation aus baupraktischer Sicht vernachlässigbar ist. Hinzu kommt, dass die Herstellungsdauer einer baugrubenumschließenden Schlitzwand selten länger als 3 – 6 Monate in Anspruch nimmt und somit bis zum Baugrubenaushub kaum ausreichend Zeit zur Verfügung steht, um eine nachhaltige Veränderung von σ'_h

zu bewirken.

Um eine Aussage bezüglich der Spannungsverteilung unmittelbar vor Beginn des Baugrubenaushubs treffen zu können, ist es jedoch nicht ausreichend, die Veränderung der horizontalen Spannungen im Boden angrenzend an eine einzelne Schlitzwandlamelle zu untersuchen. Im Folgenden wird daher das vorgestellte FE-Modell erweitert, um die Herstellung einer geschlossenen zweiphasigen Schlitzwand numerisch zu simulieren. Die Auswertung der Spannungsentwicklung erfolgt insbesondere unter der Fragestellung, inwiefern der Spannungszustand hinter einer fertiggestellten Lamelle durch den Konstruktionsvorgang der benachbarten Lamellen verändert wird.

3.5 Herstellung eines ebenen Schlitzwandsegmentes

3.5.1 Erweitertes FE-Modell

Die sequentielle Herstellung eines ebenen Schlitzwandsegmentes wird mit Hilfe eines erweiterten FE-Modells bestehend aus sieben benachbarten Lamellen entsprechend Bild 3.22 simuliert. Der Bodenaufbau und die geometrischen Verhältnisse der Schlitzwandlamellen ($28 \times 5 \times 1 \text{ m}$) und des Modellausschnitts entsprechen dem in Kapitel 3.4.2 vorgestellten Simulationsmodell des Feldversuchs in Studenterlunden. Zur seitlichen Begrenzung des Modells muss zu beiden Seiten ein vertikaler Schnitt durch die Schlitzwand und des umgebenden Bodens geführt werden. Auf Grund der Symmetriewirkung der Modellränder werden die beiden äußeren Schlitzwandlamellen 1 und 7 nur mit halber Länge diskretisiert und die senkrechten Ebenen durch die Lamellenmitten als Modellbegrenzung gewählt. Die Herstellung jeder Lamelle gliedert sich in den Schlitzaushub unter Suspensionsstützung und dem anschließenden Betoneinbau. Die numerische Simulation entspricht dabei der für den Einzelschlitz beschriebenen Vorgehensweise. Die Dauer des Schlitzaushubs beträgt jeweils 8 h und entspricht somit einer Aushubrate des Bodens von etwa $18 \text{ m}^3/\text{h}$. Der Zeitraum des Betoniervorgangs richtet sich nach der in DIN 4126 [5] minimal geforderten Steiggeschwindigkeit des Frischbetons von $3 \text{ m}/\text{h}$ und beträgt für die gewählte Schlitzgeometrie etwa $9,5 \text{ h}$. Die Steifigkeitsentwicklung der eingebauten Betonelemente erfolgt mit Hilfe der in Kapitel 3.3 beschriebenen Evolutionsgleichung des E-Moduls und der Querkontraktionszahl.

Als Herstellungssequenz wird für den betrachteten Schlitzwandausschnitt das Pilger-Schritt-Verfahren gewählt. Bild 3.23 stellt dazu die Abfolge der Schlitzherstellung anhand des FE-

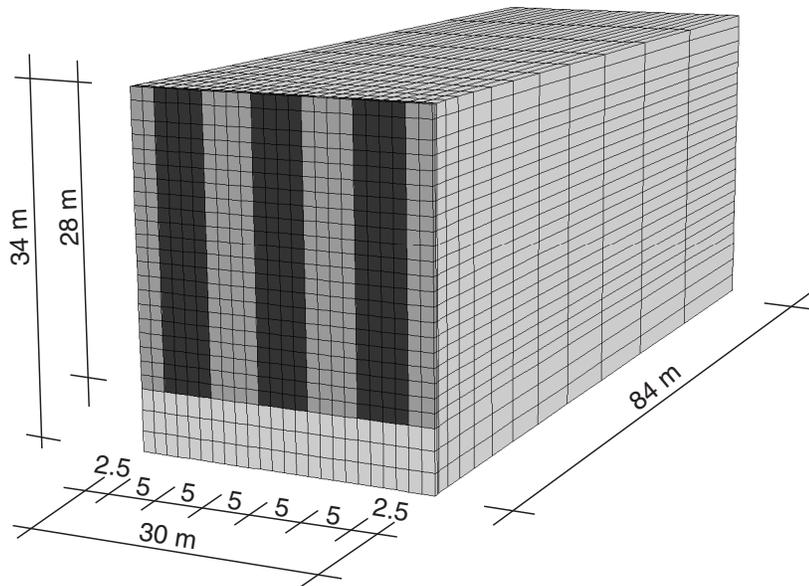


Bild 3.22: Erweitertes FE-Modell bestehend aus sieben Schlitzwandlamellen

Modells dar. Die zeitliche Diskretisierung erfolgt so, dass jeweils eine Lamelle innerhalb eines Tages fertiggestellt wird und somit die Herstellungsdauer der Schlitzwand insgesamt 7 Tage beträgt.

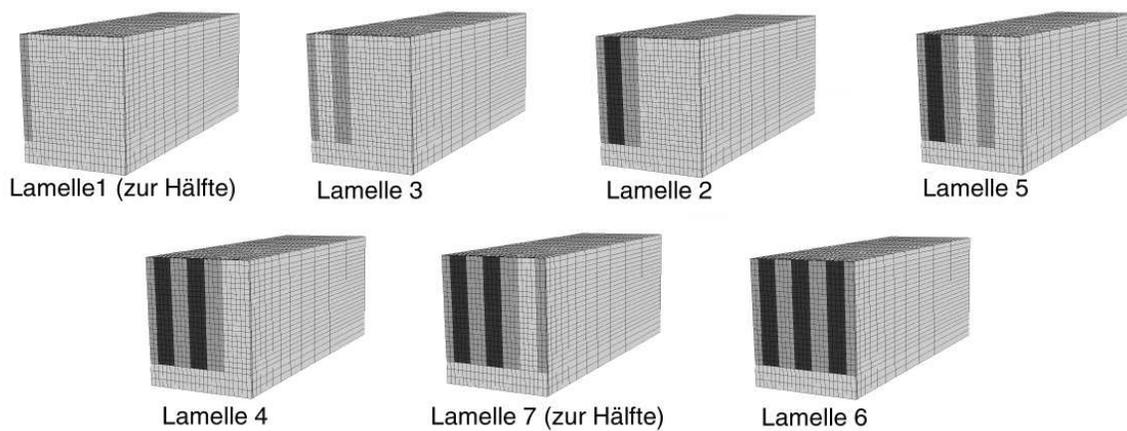


Bild 3.23: Herstellung der Schlitzwandlamellen im Pilger-Schritt-Verfahren

Nach Fertigstellung des Schlitzwandausschnitts wird ferner eine Zeitspanne von einem Jahr simuliert, innerhalb derer der Boden über die Sandschicht an der GOK drainieren kann und Porenwasserüberdrücke als Folge des Herstellungsvorgangs der Wand dissipieren.

3.5.2 Berechnungsergebnisse des Schlitzwandsegmentes

Aus den numerischen Berechnungen des Einzelschlitzes in Kapitel 3.4.4 wird deutlich, dass die resultierende Spannungsverteilung im benachbarten Boden nach Fertigstellung der Lamelle erheblich vom Ausgangsspannungszustand abweichen kann. Der Einfluss des Konstruktionsvorgangs der Lamelle auf die horizontalen Spannungen ist dabei im oberen und unteren Drittel des Schlitzes besonders ausgeprägt. Ferner lassen die Ergebnisse die Vermutung zu, dass bei der Herstellung des in Bild 3.22 dargestellten Wandausschnitts im Pilger-Schritt-Verfahren der Spannungszustand des Bodens im Bereich der Primärlamellen (vgl. Kapitel 3.4.4) nicht nur ausschließlich durch die Konstruktion der Lamelle selbst, sondern weiterhin durch den Einbau der unmittelbar benachbarten Sekundärlamelle kontrolliert wird. Für die nachfolgende Auswertung der effektiven Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung während der Wandherstellung ergeben sich daher zwei Konsequenzen. Zum einen sollte die Spannungsauswertung hinter einer primären Wandlamelle erfolgen, um den Einfluss der Sekundärlamelle zu berücksichtigen und somit eine repräsentative Aussage über die Druckentwicklung treffen zu können. Zum anderen ist es ausreichend, sich dabei auf zwei unterschiedliche Tiefen im oberen und unteren Drittel der Wand zu konzentrieren, da hierdurch die beiden extremalen Fälle abgedeckt werden.

Bild 3.24 stellt die zeitliche Entwicklung der effektiven Spannung σ'_h und des Porenwasserdrucks u während der schrittweisen Herstellung der Schlitzwand und einer anschließenden Zeitspanne von einem Jahr dar. Betrachtet werden zwei Punkte in einer Tiefe von 5 m und einem Abstand von 30 cm hinter der Primärlamelle 3, wobei sich Punkt A (Bild 3.24a) in der Mitte und Punkt B (Bild 3.24b) am Rand der Lamelle zur benachbarten Sekundärlamelle 4 befindet. Die Vorzeichenkonvention erfolgt so, dass die effektiven Druckspannungen mit einem negativen und der Porenwasserdruck mit einem positiven Vorzeichen gekennzeichnet sind. Die auf der Abszisse dargestellten Konstruktionsschritte der einzelnen Lamellen umfassen jeweils den Schlitzaushub und den anschließenden Betoneinbau, so dass sich für σ'_h und u jeweils zwei Ordinaten je Herstellungsschritt ergeben. Aus darstellungstechnischen Gründen können die berechneten Spannungen und Porenwasserdrücke 1 Jahr nach Fertigstellung der Schlitzwand nicht maßstäblich auf der Abszisse eingetragen werden.

Der Spannungszustand hinter Lamelle 3 wird durch den Herstellungsvorgang der Startlamelle 1 nicht beeinflusst. Erst infolge des Schlitzaushubs der Lamelle 3 selbst kann an den Punkten A und B eine Reduktion von σ'_h und u beobachtet werden. Der anschließende Betoniervorgang führt zu einem Wiederanstieg der effektiven Spannungen und zu Porenwasserüberdrücken im unmittelbar an den Schlitz angrenzenden Boden. Infolge der Dissipation von u während der

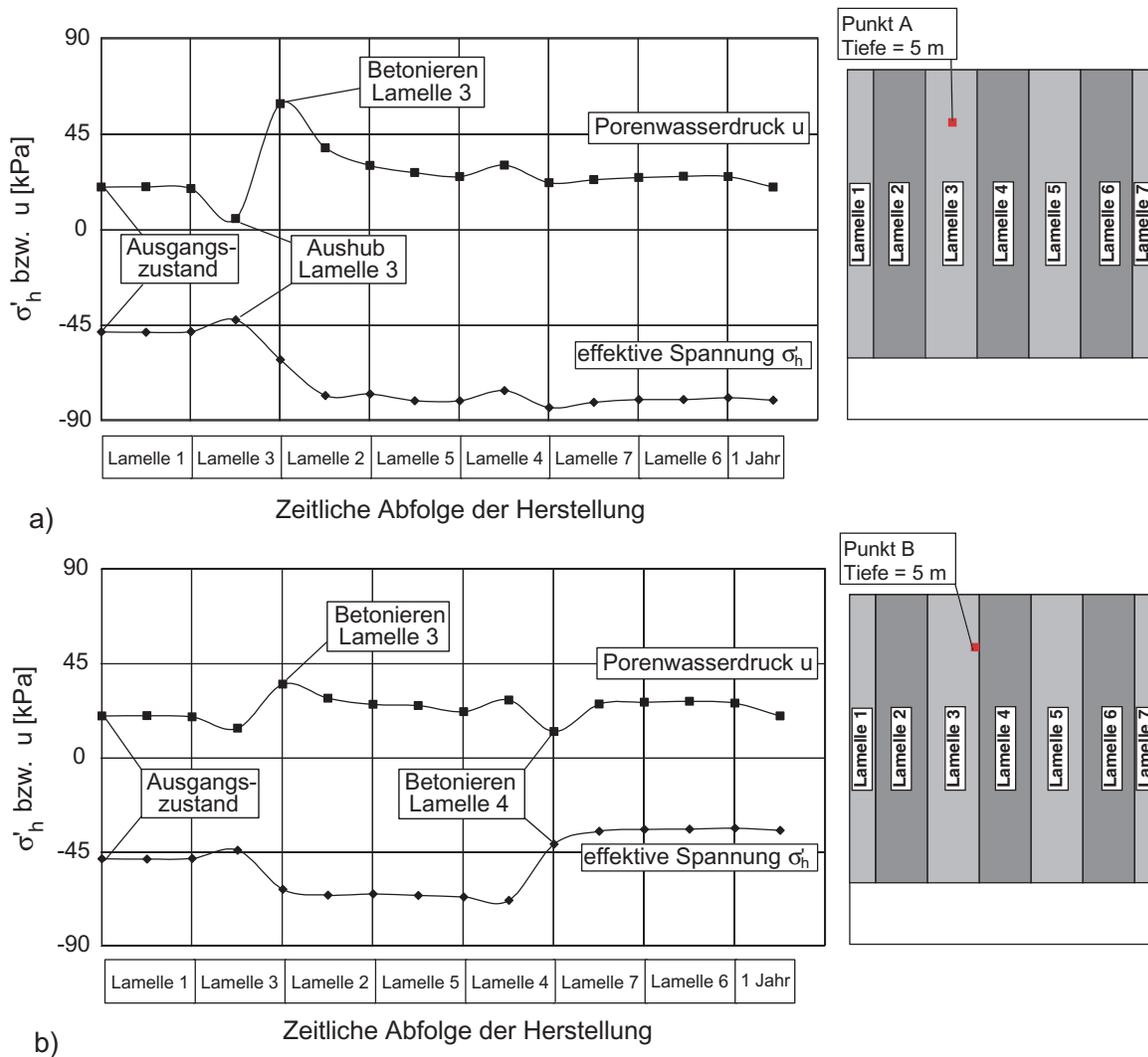


Bild 3.24: Zeitliche Entwicklung der effektiven Spannung σ'_h und des Porenwasserdrucks u in einer Tiefe von 5 m während der Herstellung der Wand im Pilger-Schritt-Verfahren und einer anschließenden Zeitspanne von 1 Jahr, a) in der Mitte (Punkt A) und b) am Rand (Punkt B) der Primärlamelle 3

nachfolgenden Konstruktionsschritte steigen im Punkt A die effektiven Spannungen weiter an und erreichen nach Fertigstellung der Wand ein Niveau, welches um etwa 67 % höher als im Ausgangszustand ist.

Im Punkt B verläuft die zeitliche Entwicklung von σ'_h und u zunächst qualitativ ähnlich wie im Punkt A. Aus den vorgestellten Ergebnissen des Einzelschlitzes wird jedoch deutlich, dass bei der Konstruktion des Schlitzwandsegmentes die Herstellung der Sekundärlamellen einen Einfluss auf den Spannungszustand des Bodens im Bereich der Primärlamellen ausüben wird.

Während des Schlitzausbaus der Lamelle 4 kann daher infolge des sich temporär ausbildenden Spannungsgewölbes um den geöffneten Schlitz eine Zunahme der effektiven Spannung σ'_h im Punkt B (Bild 3.24b) beobachtet werden. Der anschließende Betoniervorgang verursacht analog zu Bild 3.14b eine Spannungskonzentration in der Mitte der Lamelle 4 und führt zu einer erheblichen Reduktion der effektiven Spannung und zu Porenwasserunterdrücken im Punkt B. Durch die unmittelbar anschließende Dissipation nimmt σ'_h im Folgenden weiter ab und beträgt nach Abschluss der Bauaktivitäten lediglich 70 % des ursprünglichen K_0 -Wertes.

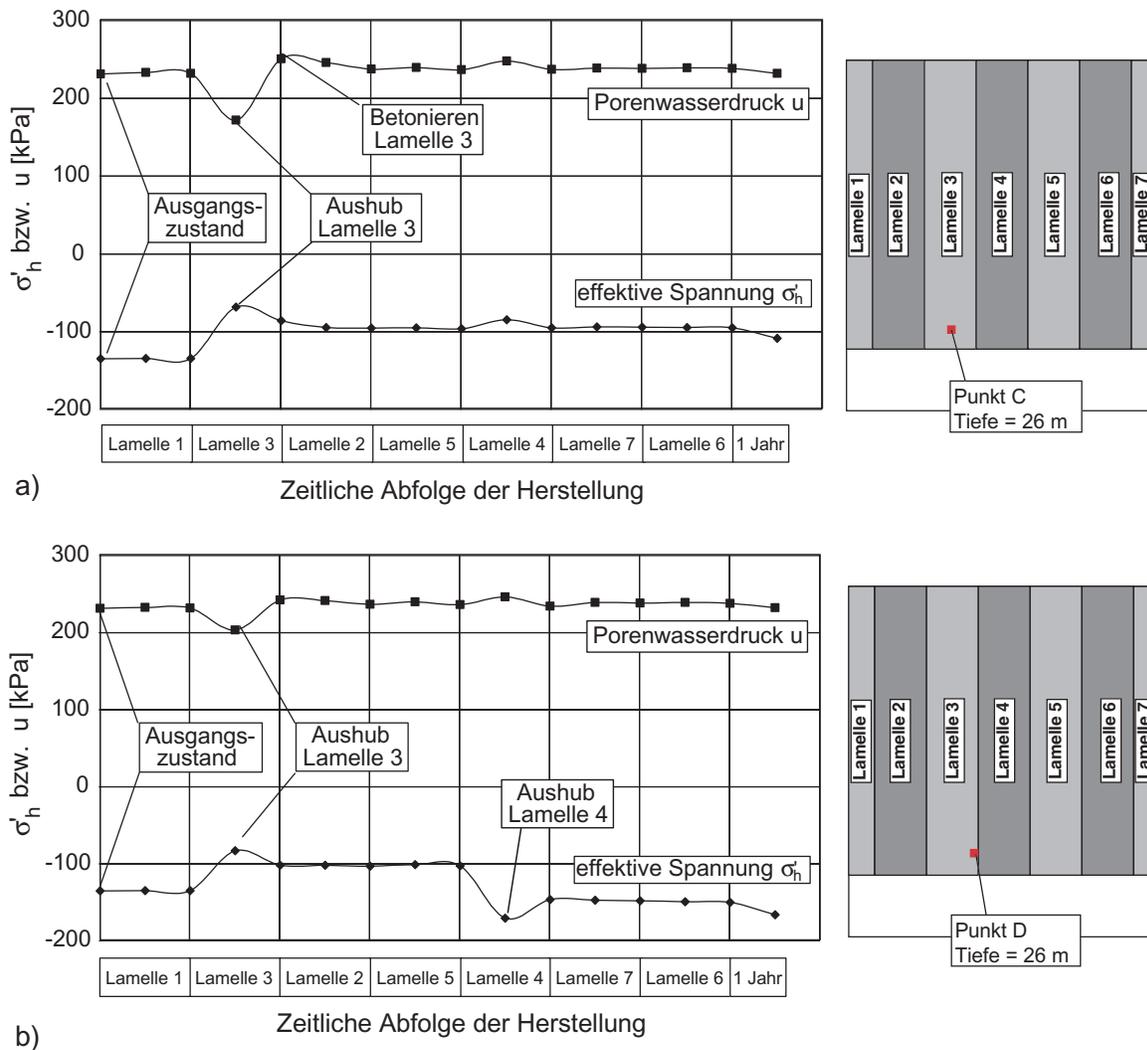


Bild 3.25: Zeitliche Entwicklung der effektiven Spannung σ'_h und des Porenwasserdrucks u in einer Tiefe von 26 m während der Herstellung der Wand im Pilger-Schritt-Verfahren und einer anschließenden Zeitspanne von 1 Jahr, a) in der Mitte (Punkt C) und b) am Rand (Punkt D) der Primärlamelle 3

Bild 3.25 zeigt ebenfalls die Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung im Boden angrenzend an Lamelle 3 während des Herstellungsvorgangs des Schlitzwandausschnitts im Pilger-Schritt-Verfahren. Die betrachteten Punkte C und D in der Mitte und am Rand der Lamelle befinden sich nun jedoch in einer Tiefe von 26 m unterhalb der Geländeoberkante. Der Einbau der Lamelle 1 hat wie bereits zuvor keinen Einfluss auf das Spannungsniveau in den betrachteten Punkten. Der Aushubvorgang der Lamelle 3 hingegen führt im angrenzenden Erdreich zu einer Reduktion der Porenwasserdrücke, welche jedoch durch den anschließenden Betoneinbau unmittelbar neutralisiert werden. Nach Abschluss des Betoniervorgangs liegen daher annähernd hydrostatische Wasserdruckbedingungen im Umgebungsbereich der Lamelle vor. Während des Schlitzaushubs sinkt gleichzeitig das effektive Spannungsniveau ausgehend vom K_0 -Zustand um etwa 40 – 50 % ab. Für den betrachteten Punkt C in der Mitte der Lamelle bleibt dieser Spannungszustand während der folgenden Konstruktionsschritte nahezu unverändert und nur der Betoniervorgang der Lamelle selbst sowie die Dissipation von dabei entstandenen Porenwasserüberdrücken verursachen im weiteren Verlauf eine geringfügige Zunahme von σ'_h . Das resultierende Spannungsniveau nach Fertigstellung der Wand liegt somit in der Lamellenmitte deutlich unterhalb des Ausgangszustands.

Im Vergleich dazu bewirkt die Herstellung der angrenzenden Sekundärlamelle 4 ähnlich wie in 5 m Tiefe eine weitere Veränderung des Spannungszustands am Rand der Lamelle 3. Als Folge der Spannungsumlagerung während des Bodenaushubs der Lamelle 4 kann im Punkt D (Bild 3.25b) eine Zunahme von σ'_h um bis zu 70 % im Vergleich zum Zeitpunkt nach Fertigstellung der Lamelle 5 beobachtet werden. Da mit zunehmender Tiefe die Größe des umzulagernden Erddrucks ansteigt, ist die Spannungserhöhung in Punkt D entsprechend stärker ausgeprägt als in Punkt B. Der Porenwasserdruck bleibt währenddessen weitestgehend unberührt auf hydrostatischem Niveau, da auf Grund der fehlenden Scherfestigkeit des Fluids die Gewölbewirkung lediglich vom Korngerüst übernommen werden kann. Der nachfolgende Betoniervorgang der Lamelle bewirkt nur eine geringe Abnahme von σ'_h , da der Betondruck nicht mehr dazu ausreicht, das Spannungsgewölbe vollständig zu überdrücken. Das Spannungsniveau im betrachteten Punkt D wächst somit durch die Konstruktion der Schlitzwand um mehr als 23 % gegenüber dem K_0 -Zustand an.

Zur Darstellung der aus dem Bauvorgang resultierenden dreidimensionalen Spannungsverteilung im angrenzende Boden werden horizontale Schnittebenen in unterschiedlichen Tiefen unterhalb der Geländeoberkante betrachtet. Bild 3.26 illustriert dazu den Verlauf von σ'_h parallel zur Schlitzwand in den Tiefen 5, 14 und 26 m nach Fertigstellung der sieben Lamellen und Dissipation von Porenwasserüberdrücken. Ergänzend dazu ist zusätzlich der effektive Aus-

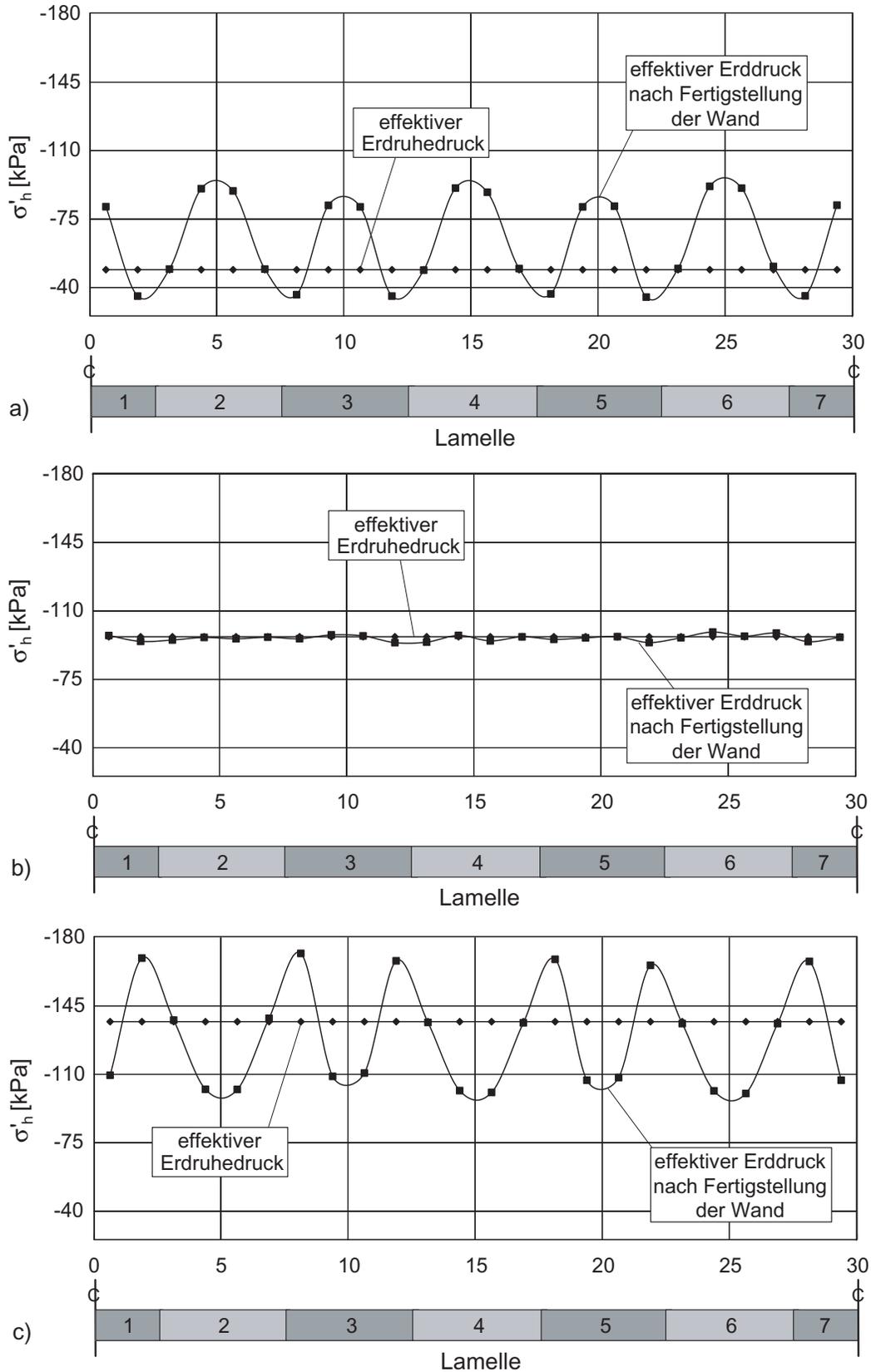


Bild 3.26: Verteilung der effektiven horizontalen Spannungen nach Fertigstellung des Schlitzwandausschnitts und Dissipation der Porenwasserüberdrücke in einer Tiefe von a) 5 m, b) 14 m und c) 26 m unterhalb der GOK

gangsspannungszustand in der jeweiligen Tiefe dargestellt.

Wie bereits in Kapitel 3.4.4 für die Einzellamelle beobachten werden kann, ist der Einfluss des Herstellungsvorgangs der Wand auf die Verteilung der effektiven horizontalen Spannungen im angrenzenden Boden in geringer und in großer Tiefe besonders ausgeprägt. Die Spannungsverteilung 5 und 26 *m* unterhalb der GOK ist gekennzeichnet durch einen regelmäßig oszillierenden Verlauf und weicht sichtbar vom Ausgangszustand ab. In 5 *m* Tiefe (Bild 3.26a) sind in den Lamellenmitten Spannungsmaxima zu beobachten, welche den ursprünglichen K_0 -Wert erheblich überschreiten. Im Vergleich dazu verbleibt jedoch an den Rändern der Primärlamellen auch nach Abschluss der Bauaktivitäten eine Spannungsreduktion unterhalb des Ausgangswertes. Wird der oszillierende Spannungsverlauf über die Länge des Schlitzwandsegmentes gemittelt, so ergibt sich in einer Tiefe von 5 *m* unterhalb der GOK ein mittleres Spannungsniveau, welches als Folge des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand um mehr als 30 % gegenüber dem Ausgangszustand angestiegen ist.

In einer Tiefe von 26 *m* (Bild 3.26c) ergibt sich zwar der gleiche charakteristische Verlauf der effektiven Spannung wie in der Nähe der GOK, nun tritt jedoch eine Abnahme von σ'_h in den Mitten der Lamellen auf, während an den Rändern der Primärlamellen jeweils eine Spannungserhöhung zu erkennen ist. Im Vergleich zum Ausgangszustand sinkt das durchschnittliche Spannungsniveau um etwa 6 %.

Analog zu den Ergebnissen des Einzelschlitzes ergibt sich nun auch für das betrachtete Schlitzwandsegment, dass der Konstruktionsvorgang der Schlitzwand keinen nennenswerten Einfluss auf die Verteilung des Erddrucks in einer Tiefe von 14 *m* ausübt (Bild 3.26b). Der resultierende Spannungszustand nach Fertigstellung der Wand entspricht in der Ordinate und der Verteilung annähernd jenem zu Beginn der Baumaßnahme.

Auch wenn davon ausgegangen werden kann, dass die Messung des Erdrückkoeffizienten K_0 und somit die Bestimmung des Ausgangsspannungszustands mit einer Fehlertoleranz behaftet ist, führt die Herstellung der zweiphasigen Schlitzwand zu einer Veränderung des Spannungszustands im Boden, welche außerhalb des üblichen messtechnischen Toleranzbereichs liegt. Das resultierende Spannungsbild unterscheidet sich dabei grundsätzlich von jenem, welches für überkonsolidierte Böden bislang messtechnisch und numerisch erfasst werden konnte [41, 83, 115, 117]. Auf Grund des hohen Erdrückdrucks führt bei steifen Böden entsprechend der qualitativen Darstellung in Bild 3.2 die Herstellung von Ortbetonwänden zu einer Abnahme des Spannungsniveaus um bis zu 20 – 30 %. Eine konventionelle Simulation des Baugrubenaushubs, welche die Spannungsveränderung infolge Verbauwandherstellung vernachlässigt und

den Erdruchdruck als Ausgangszustand zu Grunde legt (*wip*-Modell), überschätzt somit die auftretenden Boden- und Wandverformungen [66] und liegt vom ingenieurmäßigen Standpunkt auf der sicheren Seite. Die vorgestellten Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass die Herstellung von Ortbetonwänden in normalkonsolidierten Bodenschichten mit geringem Erdruchdruck zu einem Anstieg des Spannungsniveaus gerade in den Bodenbereichen führt, welche während des anschließenden Baugrubenaushubs gestützt werden müssen. In den folgenden Kapiteln wird daher der Fragestellung nachgegangen, ob die Berücksichtigung der Herstellung der Verbauwand und des dadurch veränderten Ausgangsspannungszustands zu einer Zunahme der Wand- und Bodenverformungen infolge Baugrubenaushubs führt und somit konventionelle Berechnungsansätze für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Stützkonstruktionen in weichen Böden auf der unsicheren Seite liegen.

3.6 Fazit

Die numerischen Berechnungen zeigen, dass die Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwandlamelle im normal- bis leicht überkonsolidierten bindigen Boden zu einer Veränderung des Spannungsfeldes im angrenzenden Erdreich führt. Während des Schlitzzaushubs unter Bentonitstützung bilden sich trotz der weichen Konsistenz der Bodenschichten Spannungsgewölbe aus, die eine horizontale Umlagerung des Erddrucks im Bereich des geöffneten Schlitzes bewirken. Seitlich des Schlitzes tritt infolge der Lastumlagerung ein sprunghafter Anstieg der effektiven Spannungen in unmittelbarer Nähe zur Lamelle auf, welcher mit zunehmendem seitlichen Abstand stetig abklingt. In einer Entfernung gleich der Schlitzlänge wird schließlich das ursprüngliche K_0 -Niveau wieder erreicht.

Die infolge des Schlitzzaushubs auftretenden horizontalen Bodenverformungen betragen weniger als 2 cm und liegen damit in einer Größenordnung, welche für nichtbindige Untergrundverhältnisse zu erwarten sind [73]. Allerdings erfolgt der Bodenaushub für bindige Bodenschichten weitestgehend undrainiert, so dass infolge Konsolidierung mit zunehmender Zeit ein weiterer Anstieg der Deformationen zu erwarten ist.

Auf Grund der großen Schlitztiefe wird der Erddruck vorrangig in horizontaler Richtung abgetragen. Unterhalb der Schlitzsohle und im Bereich der Leitwand kann während des Schlitzzaushubs daher nur ein geringfügiger Spannungszuwachs beobachtet werden.

Der resultierende Spannungszustand nach Fertigstellung der Lamelle wird durch die Größe und Verteilung des Frischbetondrucks gesteuert. Im Unterschied zum hydrostatischen Sus-

pensionsdruck dokumentieren eine Reihe von in-situ Messungen einen bilinearen Verlauf des Frischbetondrucks, wobei ausgehend von der GOK hydrostatische Druckbedingungen nur bis etwa 20 – 30 % der Schlitztiefe herrschen. Im Gegensatz dazu kann in größerer Tiefe ein geringerer Gradient beobachtet werden, welcher näherungsweise der Suspensionswichte entspricht. Als Folge des hohen Frischbetondrucks im oberen Bereich der Lamelle wird der passive Erd- druck im angrenzenden Boden anteilig mobilisiert und es treten konvexe Schlitzverformungen in Richtung Erdreich auf. Damit verbunden ist eine Entlastung des Bodens seitlich der Lamelle. Da in größerer Tiefe der Frischbetondruck geringer als der totale Erddruck im Ausgangszustand ist, verbleibt auch nach Fertigstellung im unteren Drittel der Lamelle ein Spannungsgewölbe im benachbarten Boden. Die Lamellenherstellung beeinflusst den Spannungszustand im Boden dort am geringsten, wo der Frischbeton- und der totale Erdruchdruck annähernd gleich groß sind.

Bei der sequentiellen Herstellung einer ebenen Schlitzwand wird der Spannungszustand im Bereich einer Lamelle nicht nur durch den Herstellungsvorgang des Schlitzes selbst, sondern zusätzlich durch den Bodenaushub und den Betoniervorgang der beidseitig benachbarten La- mellen gesteuert. Im Falle des Pilger-Schritt-Verfahrens beeinflusst daher die Konstruktion der Sekundärlamellen die Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung im unmittelbaren Boden- bereich nahe der bereits eingebauten Primärlamellen. Nach Abschluss der Bauaktivitäten und Dissipation von Porenwasserüberdrücken resultiert in Abhängigkeit der Tiefe ein oszillierender Spannungsverlauf parallel zur Wand. Im Unterschied zu stark überkonsolidierten Böden mit hohem Erdruchdruckkoeffizienten K_0 , bei denen die Schlitzwandherstellung zu einer Abnahme des Spannungsniveaus über der gesamten Wandtiefe führt, kann für die betrachteten weichen Untergrundverhältnisse eine Zunahme des mittleren Spannungsniveaus um bis zu 30 % im oberen Drittel der Wand beobachtet werden.

Während des nachfolgenden Baugrubenaushubs spielt im Hinblick auf die Wandverformungen und Geländesetzungen unter anderem der Ausgangsspannungszustand des Bodens eine entschei- dende Rolle. Es ist daher davon auszugehen, dass im Falle weicher Böden die Berücksichtigung der Herstellung der Stützkonstruktion zu einer Zunahme der Deformationen führt.

Kapitel 4

Boden- und Wandverformungen infolge Baugrubenherstellung

4.1 Vorbemerkungen

Während im Blickfeld der bisherigen Untersuchungen die Auswirkungen der Schlitzwandbauweise auf den Spannungszustand des angrenzenden Bodens stand, rückt in den folgenden Kapiteln das Verformungsverhalten des Boden-Bauwerk-Systems in den Mittelpunkt des Interesses. Die Betrachtung beschränkt sich dabei nicht nur auf den Herstellungsvorgang der Schlitzwand selbst, sondern schließt den eigentlichen Baugrubenaushub unter Berücksichtigung des veränderten Ausgangszustands mit ein. Um sicherzustellen, dass die numerisch prognostizierten Deformationen dabei weitestgehend der Realität entsprechen, muss das Modell durch eine Rückrechnung eines geeigneten Referenzprojektes verifiziert werden. Das Anforderungsprofil dieses Projektes besteht für die vorliegende Arbeit in einer tiefen, durch eine Schlitzwand gestützten Baugrube in normal bis leicht überkonsolidiertem Ton. Neben einer intensiven messtechnischen Begleitung der Bauausführung müssen die Angaben hinsichtlich der geometrischen Verhältnisse, des Bauablaufs und des Untergrundaufbaus so detailliert aufgeführt sein, dass sich daraus ein realitätsnahes dreidimensionales FE-Modell generieren lässt.

Die in der Fachliteratur [91, 92, 93] ausführlich dokumentierte Baugrube des Taipei National Enterprise Centers (TNEC) bietet dazu ideale Voraussetzungen. Im nachfolgenden Kapitel wird daher zunächst ein Simulationsmodell der TNEC-Baugrube generiert und die berechneten Wand- und Bodenverformungen für unterschiedliche Bauzustände mit den in-situ Messungen verglichen. Zur Beantwortung der Frage, wie groß der Einfluss der Schlitzwandherstellung auf das

Verformungsverhalten der Stützkonstruktion ist, wird neben einer klassischen *wip*-Berechnung eine Simulation durchgeführt, welche vor dem Baugrubenaushub den Herstellungsvorgang der Schlitzwand bestehend aus fünf benachbarten Lamellen berücksichtigt (*wim*-Berechnung).

Aufbauend auf dem validierten Prognosemodell der TNEC-Baugrube werden in den anschließenden Kapiteln modifizierte Simulationsmodelle generiert, um das Verformungsverhalten von benachbarten Gründungselementen während der Schlitzwandherstellung selbst und infolge des anschließenden Baugrubenaushubs zu analysieren und hieraus grundsätzliche Schlussfolgerungen zu ziehen.

4.2 Das Taipei National Enterprise Center

4.2.1 Projektbeschreibung

Das 1991 errichtete *Taipei National Enterprise Center* (TNEC) ist ein 18-stöckiges Gebäude mit fünf Untergeschossen und befindet sich inmitten der Stadt. Die im Rahmen des Projektes ausgeführte Baugrube mit einem annähernd trapezförmigen Grundriss umfasste eine Grundfläche von ca. 3500 m^2 mit einer Länge von 106 bzw. 61 *m* und einer Breite von 43 *m* (Bild 4.1). Die Herstellung der 19,7 *m* tiefen Baugrube erfolgte in top-down Bauweise mit einer Gesamtbauzeit von etwa eineinhalb Jahren. Als Verbauwand wurde eine zweiphasige Schlitzwand mit einer Dicke von 90 *cm* und einer Tiefe von 35 *m* ausgeführt, deren Herstellung abschnittsweise durch insgesamt 57 Lamellen mit einer Länge von jeweils 4 – 6 *m* erfolgte. Während des Baugrubenaushubs wurde die Verbauwand durch insgesamt sechs Deckenscheiben (B0-B5, Bild 4.1) ausgesteift, welche entsprechend dem Aushubfortschritt eingebaut worden sind. Darüber hinaus wurden zur temporären Sicherung vorgespannte Stahlsteifen zusätzlich in zwei Ebenen eingebaut.

Nach der Fertigstellung der Schlitzwand und vor Beginn des Baugrubenaushubs wurden bis in eine Tiefe von etwa 36 *m* unterhalb der Geländeoberfläche Pfähle im Bereich der Baugrube hergestellt (Bild 4.2), welche als Gründungselemente der aufgehenden Konstruktion dienen. Die Angaben über die Pfahlabmessungen, das Pfahlraster sowie der Herstellungsmethode liegen nur unvollständig vor und müssen für die Modellbildung daher zum Teil entsprechend abgeschätzt werden. Der Pfahldurchmesser beträgt ca. 1,20 *m* und der minimale Abstand zur Schlitzwand etwa 3,5 *m*. Der Pfahlabstand parallel zur Verbauwand wird mit 5 *m* als übliches Hochbaumaß abgeschätzt. Die Herstellung erfolgte in der Form, dass jeweils nach dem Erreichen der Endteufe

Tabelle 4.1: Konstruktionsschritte der TNEC-Baugrube

Schritt	Aktion	Tage
-1	Herstellung der Schlitzwand	1-89
0	Herstellung der Pfahlgründung innerhalb der Baugrube	90-155
1	Aushub bis $z_a = -2,8 \text{ m}$	156-162
2	Einbau und Vorspannung der Steifenlage strut 1 ($z_s = -2,0 \text{ m}$)	164-169
3	Aushub bis $z_a = -4,9 \text{ m}$	181-188
4	Betonieren der Deckenscheibe B1 ($z_s = -3,5 \text{ m}$)	217
5	Ausbau von strut1 und Betonieren von B0	222-328
6	Aushub bis $z_a = -8,6 \text{ m}$	233-255
7	Betonieren der Deckenscheibe B2 ($z_s = -7,1 \text{ m}$)	279
8	Aushub bis $z_a = -11,8 \text{ m}$	318-337
9	Betonieren der Deckenscheibe B3 ($z_s = -10,3 \text{ m}$)	352
10	Aushub bis $z_a = -15,2 \text{ m}$	363-378
11	Betonieren der Deckenscheibe B4 ($z_s = -13,7 \text{ m}$)	400
12	Aushub bis $z_a = -17,3 \text{ m}$ (center strip)	419-423
13	Einbau und Vorspannung von strut2 ($z_s = -16,5 \text{ m}$)	425-429
14	Aushub bis $z_a = -17,3 \text{ m}$ (side strips)	430-436
15	Einbau und Vorspannung von strut2	437-444
16	Aushub bis $z_a = -19,7 \text{ m}$	445-460
17	Betonieren der Bodenplatte	464-468
18	Ausbau der Steifenlage strut2	528

der Pfahl bis auf Höhe der Baugrubensohle im Endaushubzustand betoniert, in den frischen Beton Stahlprofile eingestellt und anschließend die obere Leerbohrung wiederverfüllt wurde.

Tabelle 4.1 und Bild 4.2a-f geben einen Überblick über den Konstruktionsablauf der Baugrube. Beginnend von der Geländeoberkante erfolgte zunächst ein $2,8 \text{ m}$ tiefer Voraushub und der Einbau der oberen temporären Steifenlage (strut 1) in einer Tiefe von $-2,0 \text{ m}$ unterhalb der GOK. Die Stahlsteifen wiesen einen Abstand von 6 bis 11 m auf und wurden jeweils mit einer Kraft von $784,8 \text{ kN}$ vorgespannt. Im Anschluss darauf erfolgte der Baugrubenaushub unter gleichzeitigem Einbau der Steifenlagen (B0-B4) schrittweise bis in eine Tiefe von $-15,2 \text{ m}$ unter Geländeniveau. Zur Minimierung der aushubbedingten Wandverformungen wurde der anschließende Aushubschritt bis $-17,3 \text{ m}$ innerhalb der Baugrube horizontal unterteilt: Zunächst

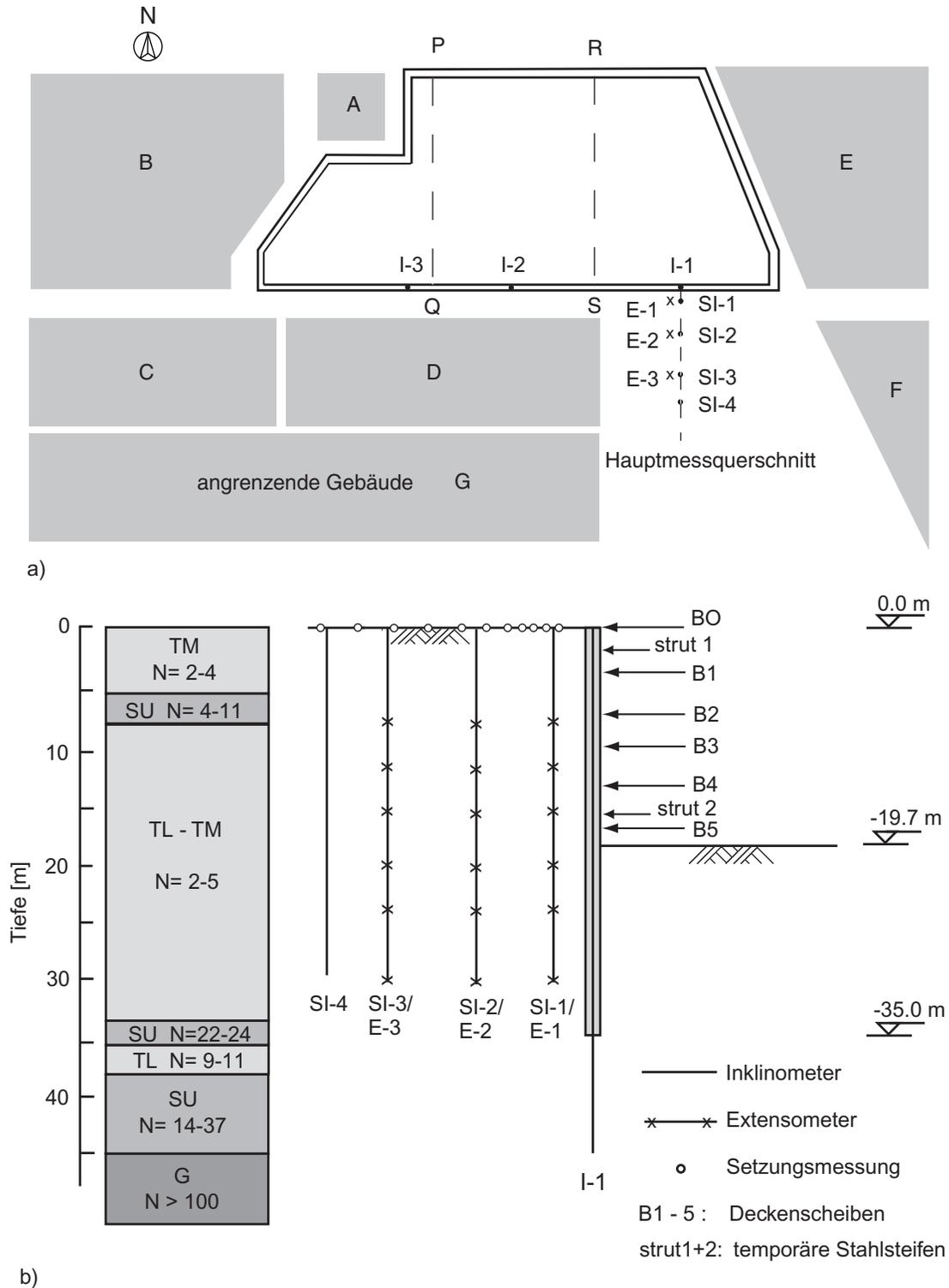


Bild 4.1: Grundriss (a) und Schnitt (b) der Baugrube des Taipei National Enterprise Centers (TNEC) im Endaushubzustand

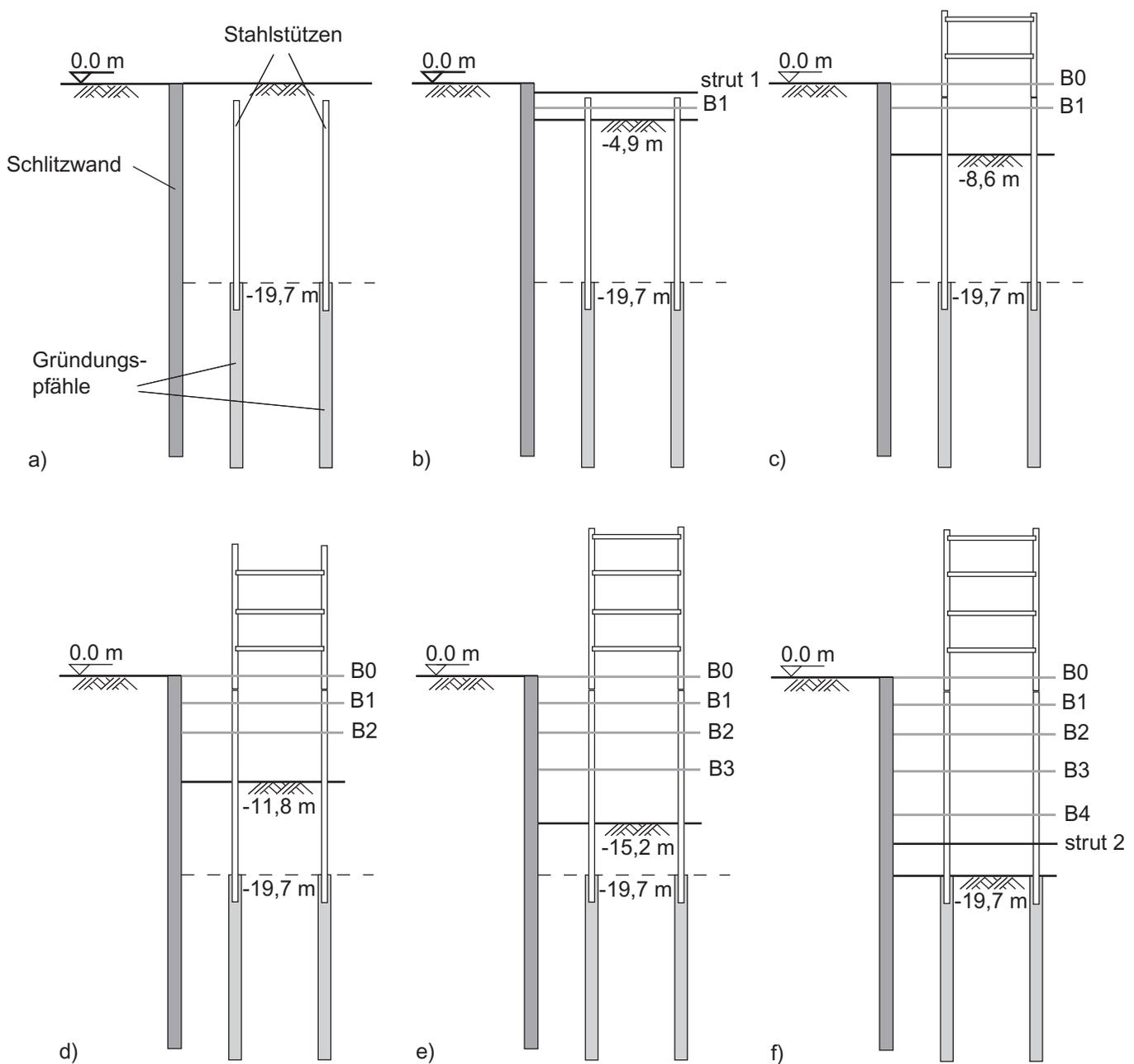


Bild 4.2: Prinzipieller Bauablauf der in top-down Bauweise ausgeführten Baugrube: a) Herstellung der Schlitzwand und der Gründungspfähle innerhalb der Baugrube, b) Aushub bis $-4,9$ m unter Einbau der temporären Steifenlage strut1 und der Deckenscheibe B1, c)-e) schrittweiser Baugrubenaushub bis $-15,2$ m unter Einbau der Deckensteifen B0 und B2 – B3, f) Endaushub bis $-19,7$ m unter Einbau der Steifenlage B4 und der temporären Steifenlage strut2

erfolgte der Bodenaushub und der Einbau der unteren Temporärsteifen im mittleren Baugrubensegment (Segment P-R-S-Q, vgl. Bild 4.1). Erst danach wurden die seitlichen Bereiche der Baugrube bis in eine Tiefe von $-17,3\text{ m}$ ausgehoben und die untere temporäre Steifenlage durch den Einbau der noch fehlenden Steifen komplettiert. Die messtechnische Überwachung und nachträglich durchgeführte FE-Berechnungen ergaben jedoch, dass diese Vorgehensweise keinen nennenswerten Einfluss auf die Wandverformungen hatte [91]. Der horizontale Abstand der temporären Steifen in der unteren Lage variierte zwischen $2,5\text{ m}$ und $6,0\text{ m}$ bei einer Vorspannkraft von 1177 kN je Steife.



a)



b)

Bild 4.3: Blick in Ost-West-Richtung entlang der a) Süd- und der b) Nordwand der Baugrubenumschließung während der Aushubarbeiten der Baugrube

Die während des fortschreitenden Baugrubenaushubs auftretenden Boden- und Wandverformungen wurden mit Hilfe eines umfangreichen Messprogramms überwacht. Entsprechend Bild 4.1a befand sich der Hauptmessquerschnitt in der Südwand der Baugrube mit einem Abstand von 21 m gemessen von der süd-östlichen Baugrubenecke. Die Messachse war mit insgesamt vier Vertikal-Inklinometern ausgestattet, wobei das erste (I1) direkt innerhalb der Schlitzwand und die übrigen drei (S1-3) mit zunehmendem Abstand zur Baugrube angeordnet wurden. Zusätzlich wurden entlang der Südwandachse zwei weitere Inklinometer (I2+I3) zur Messung der Schlitzwandverformungen installiert. Zur Überwachung der auftretenden Geländesetzungen wurden angrenzend an die südliche Baugrubensicherung eine Vielzahl von geodätischen Messstellen eingerichtet und zusätzlich im Bereich des Hauptmessquerschnitts drei Extensometer (E1-3) eingebaut. Die umliegenden Gebäude A, B, D und E wurden darüber hinaus mit Vertikal-Neigungsmessern ausgestattet um die jeweilige Schiefstellung infolge des Baugrubenaushubs zu erfassen.

Der Einbau der Messtechnik erfolgte erst nach Fertigstellung der Baugrubensicherung. Die angegebenen Messdaten beziehen sich daher ausschließlich auf den Bodenaushub der Baugrube und erfassen nicht den Verformungsanteil, welcher bereits aus der Herstellung der Schlitzwand resultiert.

In Bild 4.3 ist die Baugrube nach Einbau der Deckenscheibe B0 und eines fortschreitenden Bodenaushubs bis in eine Tiefe von $-4,9$ m dargestellt. Parallel zum Baugrubenaushub hat die Montage der aufgehenden Stahlkonstruktion bereits begonnen. Die Bilder sind aus einer Ost-West-Perspektive aufgenommen und zeigen jeweils einen Ausschnitt der südlichen und der nördlichen Baugrubenumschließung.

4.2.2 Geologie

Das TNEC-Gebäude befindet sich im Taipei-Basin, welches aus der vor 5000 – 6000 Jahren entstandenen Sungshang-Formation besteht. Die Sungshan-Formation setzt sich aus abwechselnden schluffigen Sand- und Tonschichten zusammen und weist im Bereich des TNEC-Gebäudes eine Mächtigkeit von 45 m auf. Sie überlagert die aus Kies bestehende, sehr dicht gelagerte Chingmei-Formation mit SPT-Schlagzahlen von > 100 .

Direkt an der Geländeoberkante befindet sich bis in eine Tiefe von 5,6 m eine überkonsolidierte, schluffige Tonschicht, die eine 2,4 m dicke schluffige Sandschicht überlagert (Bild 4.4a). Unterhalb dieser Sandschicht steht bis in einer Tiefe von 33 m eine schluffige Tonschicht an,

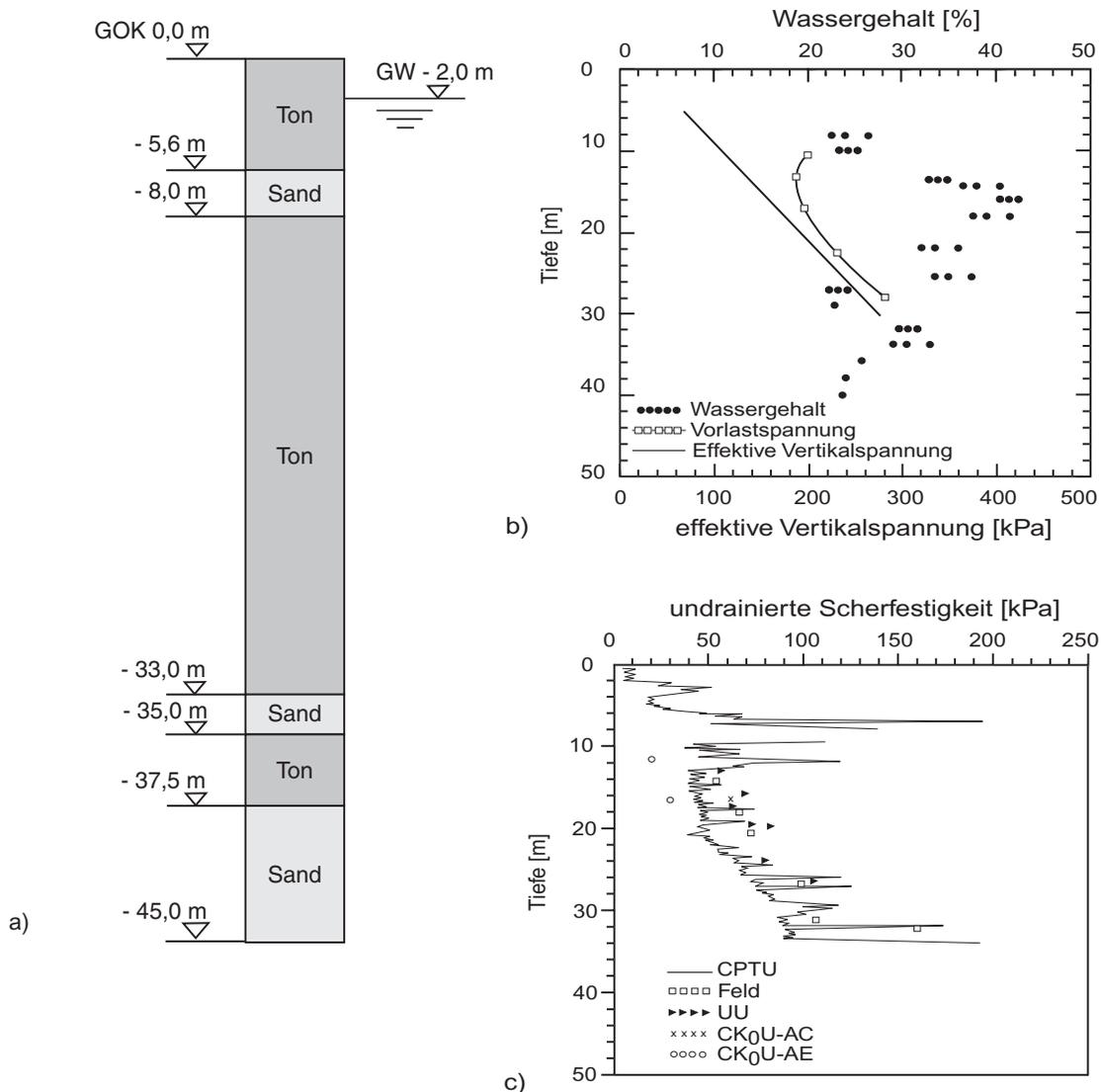


Bild 4.4: a) Idealisierter Schichtenaufbau, b) Verlauf des Wassergehaltes w und der Vorbelastung σ'_p über die Tiefe und c) Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit c_u über die Tiefe

welche das Verformungsverhalten der Verbauwand wesentlich beeinflusst. Der Wassergehalt dieser Schicht schwankt zwischen $w = 20 - 40 \%$ und liegt in weiten Bereichen nahe der Fließgrenze von $w_l = 29 - 39 \%$. Daraus kann nach DIN 18122 [4] die Konsistenz des Bodens als vorwiegend breiig bis flüssig eingestuft und die Bodenschicht entsprechend der Empfehlung *EB90* der EAB [131] als "weich" charakterisiert werden. Nach DIN 18196 [9] kann anhand des Plastizitätsdiagramms nach Casagrande der Boden den leicht- (TL) bis mittelplastischen Tonen (TM) zugeordnet werden. Auf Grund des geringen Plastizitätsindex $I_p = 9 - 19 \%$ lässt

sich jedoch schließen, dass die viskosen Eigenschaften nur eine untergeordnete Rolle bei dem Spannungs-Verformungs-Verhalten der Tonschicht spielen [16]. Diese Vermutung wird durch die Ergebnisse von triaxialen Kompressions- und Extensions-Kriechversuchen bestätigt, welche im Rahmen des Projektes an isotrop konsolidierten Bodenproben durchgeführt wurden [92]. Der daraus resultierende Kriechbeiwert $C_\alpha = 0,48 - 0,6 \%$ (vgl. Gleichung 2.5, Kapitel 2.1) deutet auf ein geringes bis mittleres Kriechpotenzial hin.

Mit Hilfe von Ödometerversuchen an Bodenproben aus unterschiedlichen Tiefen wurde das Überkonsolidierungsverhältnis abnehmend über die Tonschicht zu $OCR = 1,05 - 1,90$ bestimmt (Bild 4.4b). Zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Bodens wurden Flügel- und Drucksondierungen sowie Triaxialversuche (undrainiert-unkonsolidiert (UU), K_0 -konsolidiert-undrainiert für Kompressions- ($CK_0U - AC$) und Extensionsverhältnisse ($CK_0U - AE$)) durchgeführt. Bild 4.4c stellt den Verlauf von c_u über die Tiefe dar. Das Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit zur effektiven Überlagerungsspannung c_u/σ'_v beträgt für die UU-Versuche 0,36 und für die Flügelsondierungen 0,32. Inwieweit die Geschwindigkeitsabhängigkeit des Bodens bei der Durchführung der Versuche, insbesondere bei der Bestimmung des für die Modellgenerierung erforderlichen Konsolidierungsverhältnisses OCR , berücksichtigt worden ist, bleibt ungewiss. Die Wasserdurchlässigkeit der Tonschicht wurde anhand von ödometrischen Konsolidierungsversuchen bestimmt und beträgt $k = 4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$. Der Konsolidationsbeiwert c_v variiert zwischen $3 \cdot 10^{-3}$ und $1,1 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Unterhalb dieser Tonschicht stehen abwechselnd eine 2 m dicke, mitteldicht gelagerte Sandschicht, eine 2,5 m dicke, normalkonsolidierte Tonschicht und bis in eine Tiefe von 45 m eine mitteldicht bis dicht gelagerte schluffige Sandschicht an.

4.3 Finite-Elemente-Modell

4.3.1 Modellbeschreibung

Bild 4.5 stellt das räumliche FE-Modell eines ebenen Baugrubenausschnitts des TNEC-Projektes dar. Das Modell besteht aus 23984 trilinearen Volumenelementen mit insgesamt 108318 Freiheitsgraden für eine gekoppelte Konsolidationsberechnung. Die Tiefe des betrachteten Modellausschnitts beträgt 90 m mit einem baugrubenseitigen Anteil von 20 m und einem erdseitigen Anteil von 70 m. Die Schlitzwand besteht aus 5 Schlitzwandlamellen mit einer jeweiligen Länge

von 5 m, wobei die äußeren Lamellen 1 und 5 aus Symmetriegründen nur zur Hälfte diskretisiert werden. Daraus resultiert eine Breite des FE-Modells von insgesamt 20 m.

Der Bodenaufbau mit insgesamt 6 abwechselnden bindigen und nichtbindigen Bodenschichten (Bild 4.4) wird in Anlehnung an die Untergrundverhältnisse in Taipeh abgebildet. Das mechanische Verhalten der bindigen Bodensedimente wird mit Hilfe des in Kapitel 2.2 vorgestellten visko-hypoplastischen Stoffmodells [85] beschrieben. Für die rolligen Schichten findet eine in ABAQUS bereits implementierte nichtlinear elasto-plastische Formulierung Anwendung. Die elastische Steifigkeit des Materials ist dabei proportional zum mittleren Spannungsniveau $p' = -\text{tr } \mathbf{T}/3$. Als Bruchbedingung wird ein modifizierter Drucker-Prager-Ansatz mit unterschiedlichen Festigkeiten für triaxiale Kompressions- und Extensionszustände gewählt. Die erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen für die unterschiedlichen Bodenschichten werden separat im anschließenden Kapitel 4.3.2 vorgestellt. Die untere geometrische Modellbegrenzung bildet der in einer Tiefe von 45 m anstehende natürliche Felshorizont. Für die Modellränder werden die Randbedingungen so gewählt, das jeweils senkrecht zur Modellebene keine Knotenverschiebungen auftreten.

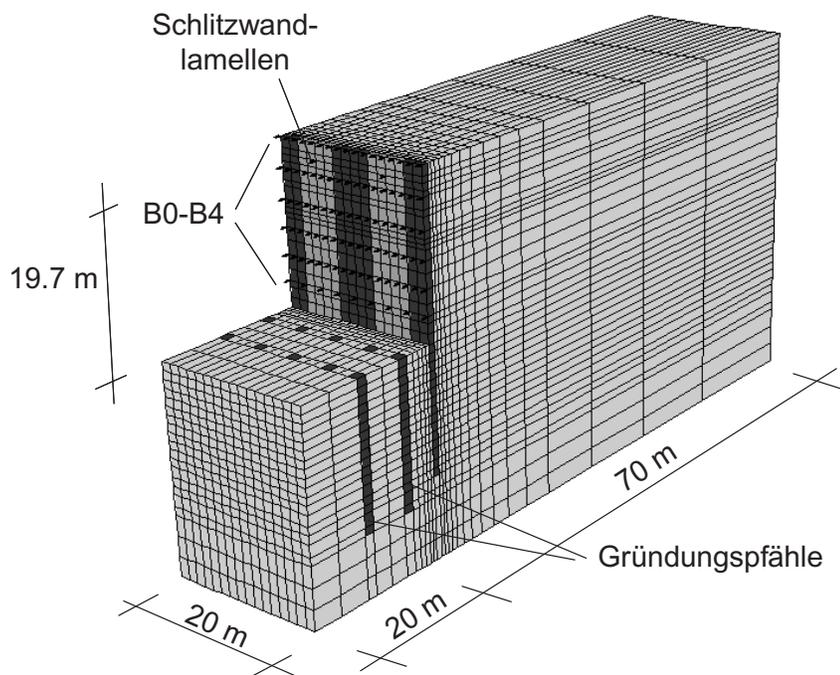


Bild 4.5: Dreidimensionales FE-Modell der Baugrube des Taipei National Enterprise Centers (TNEC)

Die Diskretisierung der Verbauwand erfolgt durch achtknotige trilineare Kontinuums-elemente. Um den bekannten *shear-locking*-Effekt bei linearen Ansatzfunktionen zu quantifizieren und ein zu steifes Verhalten der Wand unter Biegebeanspruchung auszuschließen, wurden im Vorfeld der TNEC-Berechnungen ein Krag- und ein Einfeldbalken numerisch simuliert. Die Systeme entsprachen in der Elementierung und der Biegesteifigkeit einem 1 m breiten Ausschnitt der TNEC-Schlitzwand. Der Vergleich der Durchbiegung unter Einzel- beziehungsweise Streckenlast ergab zwischen der analytischen und der numerisch approximierten Lösung einen Unterschied von weniger als 1 %.

Im Rahmen des geotechnischen Messprogramms wurde im Hauptmessquerschnitt II (Bild 4.1a) zusätzlich die Dehnung der Bewehrung über die Tiefe der Schlitzwand aufgezeichnet und der Verlauf des Biegemoments daraus zurückgerechnet. Unter der Annahme, dass der Beton während des Baugrubenaushubs im ungerissenen Zustand I verbleibt, kann die Biegemomentenverteilung ebenfalls durch die aus der Inklinometermessung II ermittelte Krümmung der Wand berechnet werden. Aus dem Vergleich der Verläufe [92] ist zu erkennen, dass sich der Beton im Endaushubzustand bis in eine Tiefe von 28 m im Zustand II befindet und die Biegesteifigkeit EI auf durchschnittlich 65 % abnimmt. Da das Trägheitsmoment I aus der Geometrie des FE-Netzes automatisch folgt, wird zur Berücksichtigung der Rissbildung bei den numerischen Berechnung ein um ca. 35 % reduzierter E-Modul des Betons mit $E_{cm} = 20000 \text{ MPa}$ zu Grunde gelegt. Zur Kontrolle wurde mit Hilfe eines vereinfachten zweidimensionalen FE-Modells der TNEC-Baugrube der Einfluss der Biegesteifigkeit der Verbauwand auf die Wandverformungen infolge Bodenaushubs abgeschätzt. Die Reduktion der Steifigkeit führt jedoch nur zu einer Verformungszunahme von lediglich 10 %.

Die Kontaktformulierung zwischen der Schlitzwand und dem angrenzenden Boden erfolgt in totalen Spannungen. Für die Definition der maximal übertragbaren Schubspannung τ_m kann somit nicht das Coulombsche Reibungsmodell $\tau_m = \sigma' \cdot \tan \delta$ mit dem Wandreibungswinkel δ zu Grunde gelegt werden. Alternativ findet ein Vorschlag analog zur rechnerischen Ermittlung der Mantelreibung von Pfählen Verwendung, welcher τ_m in Abhängigkeit der undrainierten Kohäsion c_u und eines Adhäsionsfaktors α darstellt: $\tau_m = \alpha \cdot c_u$. Entsprechend [37] wird für die anstehenden normal- bis leicht überkonsolidierten Bodenschichten $\alpha \simeq 1,0$ angesetzt. Zur Überprüfung der Sensibilität von α bezüglich der zu erwartenden Wandverformungen wurde ebenfalls eine Parameterstudie mit Hilfe eines ebenen Baugrubenmodells durchgeführt. Demnach führt eine Abnahme von α um 30 % zu einer Vergrößerung der horizontalen Verformungen im Endaushubzustand von weniger als 5 %.

Die innerhalb der Baugrube eingebauten Gründungspfähle für die Hochbaukonstruktion des

TNEC-Gebäudes bewirken einen Verdübelungseffekt des Bodens unterhalb der Baugrubensohle. Daher wird durch die Pfahlherstellung ein nachhaltiger Einfluss auf die horizontalen Wandverformungen unterstellt und eine Diskretisierung der Pfähle im FE-Modell berücksichtigt. Auf Grund der gewählten Orthogonalität des FE-Netzes werden die Gründungselemente durch im Grundriss quadratische finite Elemente mit der Kantenlänge $1,25\text{ m}$ modelliert (Bild 4.5) und ein linear elastisches Materialverhalten der Pfähle vorausgesetzt. Unter Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse sowie der Steifigkeiten des Betons und der eingestellten Stahlstützen wird eine Ersatzverbundsteifigkeit für das Modell von $E_{verbund} = 1,9E7\text{ kPa}$ gewählt. Bild 4.6b stellt die berechneten Wandverformungen infolge Baugrubenaushubs für unterschiedliche Biegesteifigkeiten EI^* der Pfahlgründung dar, wobei für die Referenzsteifigkeit EI der zuvor ermittelte E-Modul $E_{verbund}$ verwendet wird. Aus den Ergebnissen ist zu entnehmen, dass erwartungsgemäß eine abnehmende Biegesteifigkeit der Pfähle zu größeren Wandverformungen führt. Da jedoch der Einfluss auf die maximale Verformungsordinate verhältnismäßig gering ist, ist eine genauere Steifigkeitsapproximation in den nachfolgenden Berechnungen nicht erforderlich.

Die aussteifenden Geschossdecken $B0 - B4$ werden durch diskrete Federelemente mit einer äquivalenten Federsteifigkeit modelliert. Entscheidend ist dabei die Dehnsteifigkeit EA/L der Geschossdecken rechtwinklig zur Verbauwand. Bei einer Deckendicke von 15 cm , einem E-Modul $E_{cm} = 29000\text{ MPa}$ für einen Beton $C20/25$ und einer Baugrubenbreite von etwa 40 m ergibt sich die theoretische Steifigkeit zu $EA/L = 217,5\text{ MN/m}$. Das zeitabhängige Verhalten des Betons führt jedoch dazu, dass infolge des Kriech- und Schwindvorgangs der Geschossdecken die Schlitzwandverformungen mit der Zeit zunehmen [135].

Zur Berücksichtigung des Kriecheinflusses können die elastischen Dehnungen $\epsilon_c(t_0)$ und die zusätzlichen Kriechdehnungen $\epsilon_{cc}(t, t_0)$ nach [139] zusammengefasst werden:

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_c(t_0) + \epsilon_{cc}(t, t_0) \quad (4.1)$$

mit:
$$\epsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{cm}}, \quad \epsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c0}}$$

Die zeitabhängige Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ beschreibt das Verhältnis zwischen den elastischen Anfangs- und plastischen Kriechverformungen des Betons. Im Unterschied zu den mit Hilfe des mittleren E-Moduls E_{cm} berechneten Dehnungen $\epsilon_c(t_0)$ werden die Kriechdehnungen auf den ursprünglichen Tangentenmodul $E_{c0} = 1,1 \cdot E_{cm}$ bezogen.

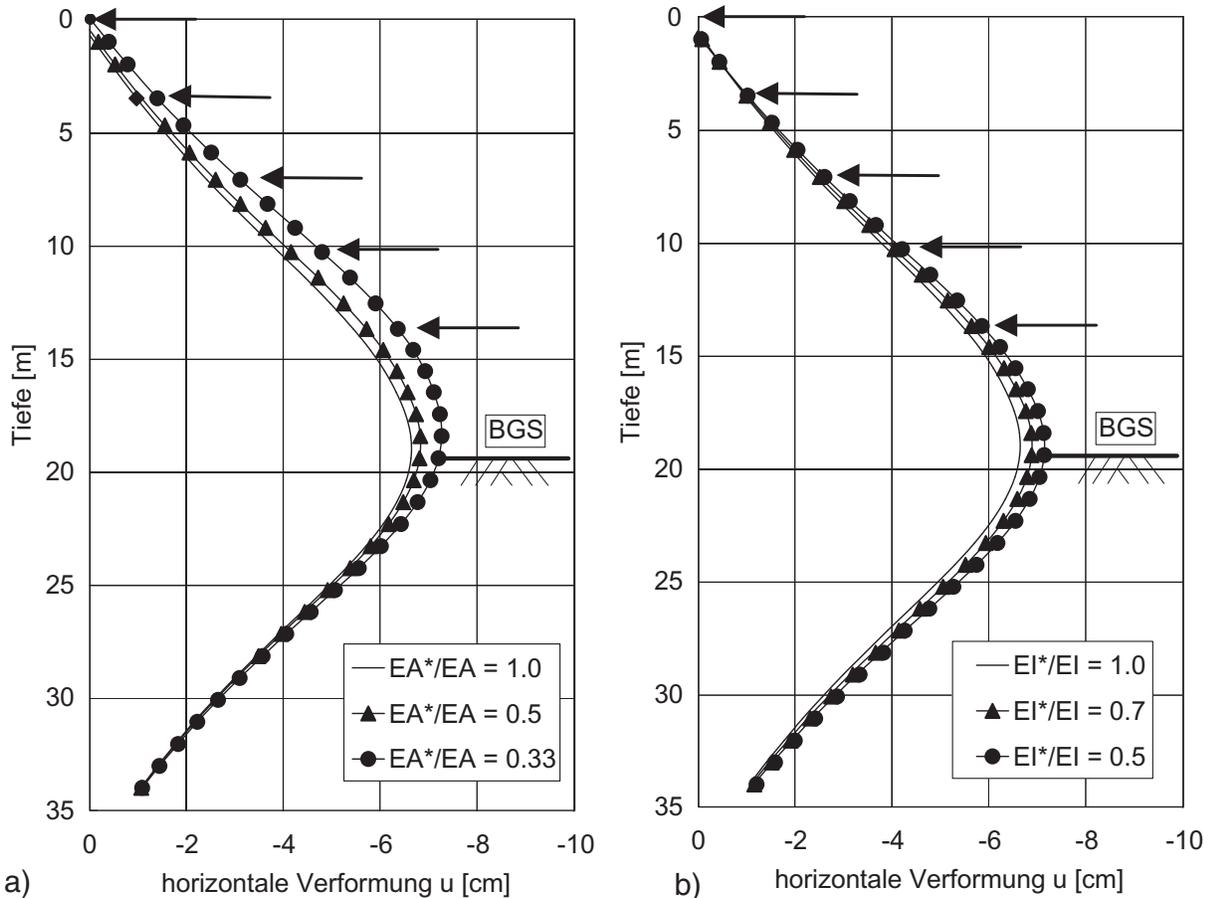


Bild 4.6: Mit Hilfe eines vereinfachten zweidimensionalen *wip*-Modells berechnete Wandverformungen für den Endaushubzustand der TNEC-Baugrube, a) Variation der Dehnsteifigkeit EA^* der Deckensteifen und b) Variation der Biegesteifigkeit EI^* der Gründungspfähle innerhalb der Baugrube. Die Steifigkeiten EA und EI stellen jeweils Referenzwerte dar.

Üblicherweise wird der Kriecheinfluss auf das Verformungsverhalten des Betons durch eine Abminderung des Elastizitätsmoduls berücksichtigt. Aus Gleichung 4.1 ergibt sich somit der effektive Elastizitätsmodul des Betons zu:

$$E_{c,eff} = \frac{1,1E_{cm}}{1,1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.2)$$

Für Berechnungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist die Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ in Abhängigkeit der wirksamen Bauteildicke h_0 , der relativen Luftfeuchte, der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} , des Betonalters t_0 bei Belastungsbeginn, sowie der Festigkeitsklasse des Zements beispielsweise dem Betonkalender [139] zu entnehmen. Für eine Betonfestigkeitsklasse $C20/25$, einer Decken-

Tabelle 4.2: Effektive E-Moduli der Deckenscheiben unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses

Deckenscheibe	B0	B1	B2	B3	B4
$E_{c,eff}[MPa]$	9114	7418	9114	6510	8395
$s_i[kN/m]$	85440	69540	85440	61031	78703

dicke $d = 0,15 m$ sowie einem aus Tabelle 4.1 zu entnehmendem Alter der Deckenscheiben bei Belastungsbeginn resultieren somit Endkriechzahlen zwischen 2,4 und 3,8 und unter Verwendung von Gleichung 4.2 die in Tabelle 4.2 dargestellten E-Moduli der Steifen. Mit Hilfe von $E_{c,eff}$ kann abschließend die ebenfalls in Tabelle 4.2 angegebene Steifigkeit des zugehörigen diskreten Federelementes mit $s_i = E_{i,c,eff} \cdot A_i/L$ berechnet werden. In Bild 4.6a ist die Sensibilität der Wandverformungen bezüglich der Dehnsteifigkeit der Geschossdecken dargestellt. Eine Verringerung der Steifigkeit um 67 % führt bei dem betrachteten zweidimensionalen Baugrubenmodell zu einer durchschnittlichen Verformungszunahme von etwa 10 mm. Der mittlere effektive Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$ in Tabelle 4.2 beträgt weniger als 30 % des ursprünglichen E-Moduls E_{cm} . Daher ist zu erwarten, dass die Kriechverformungen einen nennenswerten Einfluss auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion ausüben und ihre Berücksichtigung zu verbesserten Prognoseergebnissen führt.

Neben dem last- und zeitabhängigen Kriechverhalten führen die während des Hydratationsvorgangs auftretenden Schwinddehnungen zu einer weiteren Verformungszunahme der Stützkonstruktion. Unter Vernachlässigung des autogenen Schwindanteils ergeben sich aus reinem Trocknungsschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ Dehnungen in der Größenordnung von $\epsilon_{cds} = 0,03 \%$ [134], welche bei einer freien Bauteillänge von $L = 20 m$ (halbe Baugrubenbreite) einen Verformungszuwachs von 6 mm zur Folge hätten. Dabei bleibt jedoch unberücksichtigt, dass beispielsweise durch Deckenöffnungen und Dehnungsfugen innerhalb der Geschossdecken die maßgebende Bauteillänge und somit die Größe der zusätzlichen Verformungen deutlich geringer ausfallen kann. Daher wird bei den folgenden Berechnungen der Einfluss des Betonschwindens auf das Verformungsverhalten der Schlitzwand vernachlässigt.

Der Simulationsvorgang der Baugrubenherstellung gliedert sich in zwei grundsätzliche Schritte (*wim*-Modell, vgl. Kapitel 5.1). Zunächst erfolgt ausgehend vom geostatischen Gleichgewichtszustand des Bodenausschnitts die abschnittsweise Herstellung der Schlitzwand im Pilger-Schritt-Verfahren. Der Konstruktionsvorgang jeder Lamelle umfasst den Schlitzaushub unter Bentonitstützung sowie den anschließenden Betoneinbau. Der Herstellungstakt der Schlitzwand

ist so gewählt, dass jeweils eine Lamelle innerhalb eines Tages fertiggestellt wird. Die Simulationstechnik entspricht dabei der in Kapitel 3 vorgestellten Methodik. Nach der Fertigstellung des Schlitzwandsegmentes wird eine Zeitspanne von etwa 60 Tagen angesetzt, innerhalb derer die Herstellung der Gründungspfähle innerhalb der Baugrube erfolgt. Auf Grund der unvollständigen Informationen wird im Unterschied zur Schlitzwand auf eine numerische Simulation des Konstruktionsvorgangs der Pfähle verzichtet und dessen Einbau erfolgt als *wished-in-place* [80]. Der zweite Schritt der Simulation umfasst nun den Aushubvorgang der Baugrube und den mit dem Baufortschritt abgestimmten Einbau der Geschossdecken. Dazu werden zum einen die finiten Elemente vor der Verbauwand in mehreren Aushubschritten entfernt und zum anderen die entsprechenden Federelemente aktiviert. Die zeitliche Diskretisierung der Aushubarbeiten erfolgt in Abstimmung mit dem in Tabelle 4.1 angegebenen Bauablaufplan. Zur Verifikation des FE-Modells werden die prognostizierten Wandverformungen und Setzungen des umliegenden Geländes den in-situ Messungen des jeweiligen Bauzustands gegenüber gestellt.

Um ferner den Einfluss der Schlitzwandherstellung auf die Wand- und Bodenbewegungen während des Baugrubenaushubs qualitativ und quantitativ beurteilen zu können, wird zusätzlich eine konventionelle *wip*-Simulation der TNEC-Baugrube durchgeführt. Der Baugrubenaushub erfolgt dabei unter Vernachlässigung des Konstruktionsvorgangs der Stützkonstruktion ausgehend vom K_0 -Zustand des Bodens.

4.3.2 Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter

Die Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen erfolgt analog zu Kapitel 3.1 anhand der zur Verfügung stehenden Literatur, durch Korrelation mit bekannten Kenngrößen oder durch sinnvolle Abschätzungen. Um die Berechnungsgrößen an die Ergebnisse der Inklinometermessungen anzupassen, wird keine nachträgliche Kalibrierung der Parameter durchgeführt.

Die Wichte des wassergesättigten Bodens beträgt für die Sandschichten $\gamma_r = 18,9 - 19,6 \text{ kN/m}^3$ und für die Tonschichten $\gamma_r = 18,2 - 18,3 \text{ kN/m}^3$ [93]. Unter Verwendung der Porenzahl e , die unter der Annahme voller Wassersättigung mit Hilfe des Wassergehaltes w berechnet wird, und der Kornwichte γ_s , kann die Wichte des Bodens unter Auftrieb γ' bestimmt werden. Mit Hilfe der Wichte γ' und des Erdruhedruckkoeffizient K_0 ergibt sich das geostatische Spannungsfeld \mathbf{T} im Ausgangszustand. Die Bestimmung von K_0 der bindigen Bodenschichten erfolgt mit Hilfe des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR nach Gleichung 3.5 aus Kapitel 3.1. OCR folgt aus der in Bild 4.4b über die Tiefe dargestellten vertikalen Vorlastspannung σ'_p . Für die

nichtbindigen Bodensedimente wird zur Bestimmung der effektiven Horizontalspannung die empirische Beziehung nach Jáky [54] mit $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ zu Grunde gelegt.

Der Reibungswinkel φ' der Bodenschichten wurde mit Hilfe von CU-Triaxialversuchen bestimmt und kann der Literatur [91] entnommen werden. Die angegebenen Werte sind peak-Reibungswinkel, die sich in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR deutlich vom kritischen Reibungswinkel φ_c unterscheiden, welcher für das visko-hypoplastische Stoffgesetz erforderlich ist. Für die überkonsolidierte Tonschicht an der Geländeoberkante wird daher der Reibungswinkel φ_c des normal- bis leicht überkonsolidierten Schichtpakets 3 angenommen.

Der Kompressionsbeiwert C_c der bindigen Bodenschichten wird mit der Fließgrenze w_l nach Krieg [61] korreliert:

$$C_c = 0,0039 \cdot w_l - 0,034 \quad (4.3)$$

Das Verhältnis des Kompressions- C_c und des Schwellbeiwertes C_s wird mit 5 abgeschätzt [105]. Die Beiwerte gelten jedoch für die einfach-logarithmische Porenzahl-Druck Beziehung und müssen daher gemäß Kapitel 3.1 auf den doppel-logarithmischen Maßstab nach Butterfield [23] umgerechnet werden, der bei der Stoffgesetzformulierung Verwendung findet. Für die schluffigen Sandschichten wird der Schwellbeiwert mit $C_s = 0,002$ [43] abgeschätzt.

Die Bestimmung der Referenzporenzahl e_{eo} sowie die Korrelation des Viskositätsindex I_v mit Hilfe der Fließgrenze w_l des Bodens erfolgt nach der in Kapitel 3.1 angegebenen Vorgehensweise. Für die vorliegenden Untergrundverhältnisse gestaltet sich die Abschätzung der Referenzkriechrate $\dot{\gamma}$ schwierig, da zum einen keine weiterführenden Angaben in der Literatur vorliegen und zum anderen keine Korrelation mit bekannten Größen vorgenommen werden kann. Daher wird für die Tonschichten in Taipeh dieselbe Rate ($\dot{\gamma} = 10^{-10} \text{ 1/s}$) gewählt, welche für das Testfeld in Oslo anhand von langzeitigen Setzungsmessungen numerisch kalibriert werden konnte. Da es sich in beiden Fällen um leicht bis mittelplastische Böden handelt, scheint diese Annahme gerechtfertigt zu sein.

Die Tabellen 4.3 und 4.4 geben einen Überblick über die bei den Berechnungen verwendeten Bodenparameter und Zustandsvariablen.

Über das visko-hypoplastische Stoffgesetz wird die erhöhte Steifigkeit der Tonschichten bei kleinen Dehnungsamplituden mit Hilfe des Konzepts der *Intergranularen Dehnung* berücksichtigt. Analog zum Testfeld in Oslo wird dazu ein intergranularer Parametersatz bestehend aus den skalaren Multiplikatoren m_T und m_R , der Interpolationskonstanten χ und β_r sowie des Bodenparameters R (Kapitel 2.3) benötigt. Die Bestimmung der zusätzlichen Parameter kann nur anhand von Elementversuchen erfolgen, deren Durchführung im Rahmen der vorliegenden

Tabelle 4.3: Verwendete Bodenparameter und Zustandsvariablen der Tonschichten

Schicht	Tiefe	γ_r	φ_c	C_c	C_s	I_v	$\dot{\gamma}$	e_{eo}	OCR	K_0
	m	kN/m^3	$^\circ$	–	–	%	$1/s$	-	-	-
1	0 – 5,6	18,3	29	0,098	0,019	2	$1E-10$	0,81	5	1,1
3	8 – 33	18,2	29	0,098	0,019	2	$1E-10$	0,98	1,9 – 1,05	0,68 – 0,50
5	35 – 37,5	18,2	29	0,098	0,019	1,9	$1E-10$	0,81	1,05	0,5

Tabelle 4.4: Verwendete Bodenparameter und Zustandsvariablen der Sandschichten

Schicht	Tiefe	γ_r	φ'	c'	C_s	K_0
	m	kN/m^3	$^\circ$	kPa	–	-
2	5,6 – 8	18,9	32	0	0,002	0,47
4	33 – 35	19,3	32	0	0,002	0,47
6	37,5 – 45	19,6	32	0	0,002	0,47

γ_r =Wichte des wassergesättigten Bodens, φ_c =kritischer Reibungswinkel der Tonschichten, φ' =peak-Reibungswinkel der Sandschichten, c' = effektive Kohäsion, C_c/C_s = Kompressions-/Schwellbeiwert im einfach-logarithmischen Porenzahl-Druck-Diagramm, I_v =Viskositätsindex nach Leinenkugel [65], $\dot{\gamma}$ =Referenzkriechrate, e_{eo} =äquivalente Porenzahl für $p_{eo} = 100 \text{ kPa}$ auf der Referenzisotache, OCR =Überkonsolidierungsverhältnis, K_0 =Erdrudruckbeiwert

Arbeit nicht möglich war. Daher wird analog zum FE-Modell aus Kapitel 3.4.2 der Parametersatz in Tabelle 3.2 zu Grunde gelegt.

4.4 Berechnungsergebnisse

Zur Validierung des numerischen Modells der TNEC-Baugrube werden die berechneten horizontalen Wand- und Bodenverformungen des *wim*- und des *wip*-Modells den Inklinometermessungen I1 und SI2 im Hauptmessquerschnitt (Bild 4.1a) gegenüber gestellt. Die Auswertung erfolgt in den Konstruktionsschritten mit Aushubtiefen von $z_a = 8,6 \text{ m}$, $15,2 \text{ m}$ und nach End-aushub der Baugrube mit $z_a = 19,7 \text{ m}$. Auf eine zusätzliche Auswertung der Ergebnisse an den Messstellen SI1, SI3 und SI4 wird verzichtet, da zum einen die graphische Darstellung in einem überschaubaren Rahmen erfolgen soll und zum anderen die präsentierten Berechnungsgrößen für eine Verifikation des Modells als ausreichend erachtet werden. Bild 4.7a-c stellt für die drei betrachteten Aushubtiefen die berechneten und gemessenen Wandverformungen dar. Vor dem Hintergrund, dass nachträglich keine Variation der Bodenparameter und Zustandsvariablen zur Verbesserung der Berechnungsergebnisse erfolgt ist, fällt zunächst die sehr gute Übereinstim-

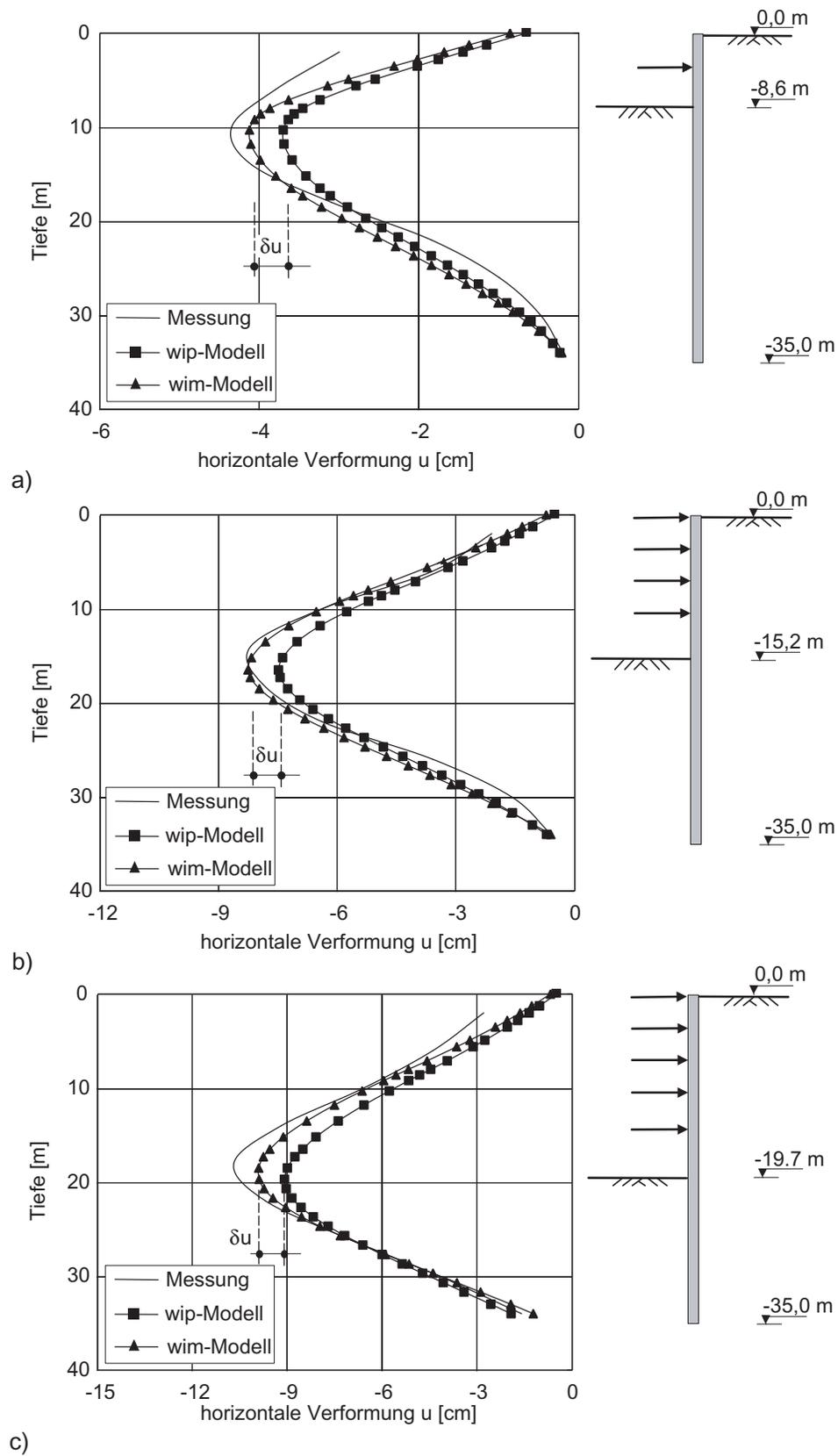


Bild 4.7: Horizontale Wandverformungen (Inklinometer I1) infolge a) 8,6 m, b) 15,2 m und c) 19,7 m tiefen Baugrubenaushubs

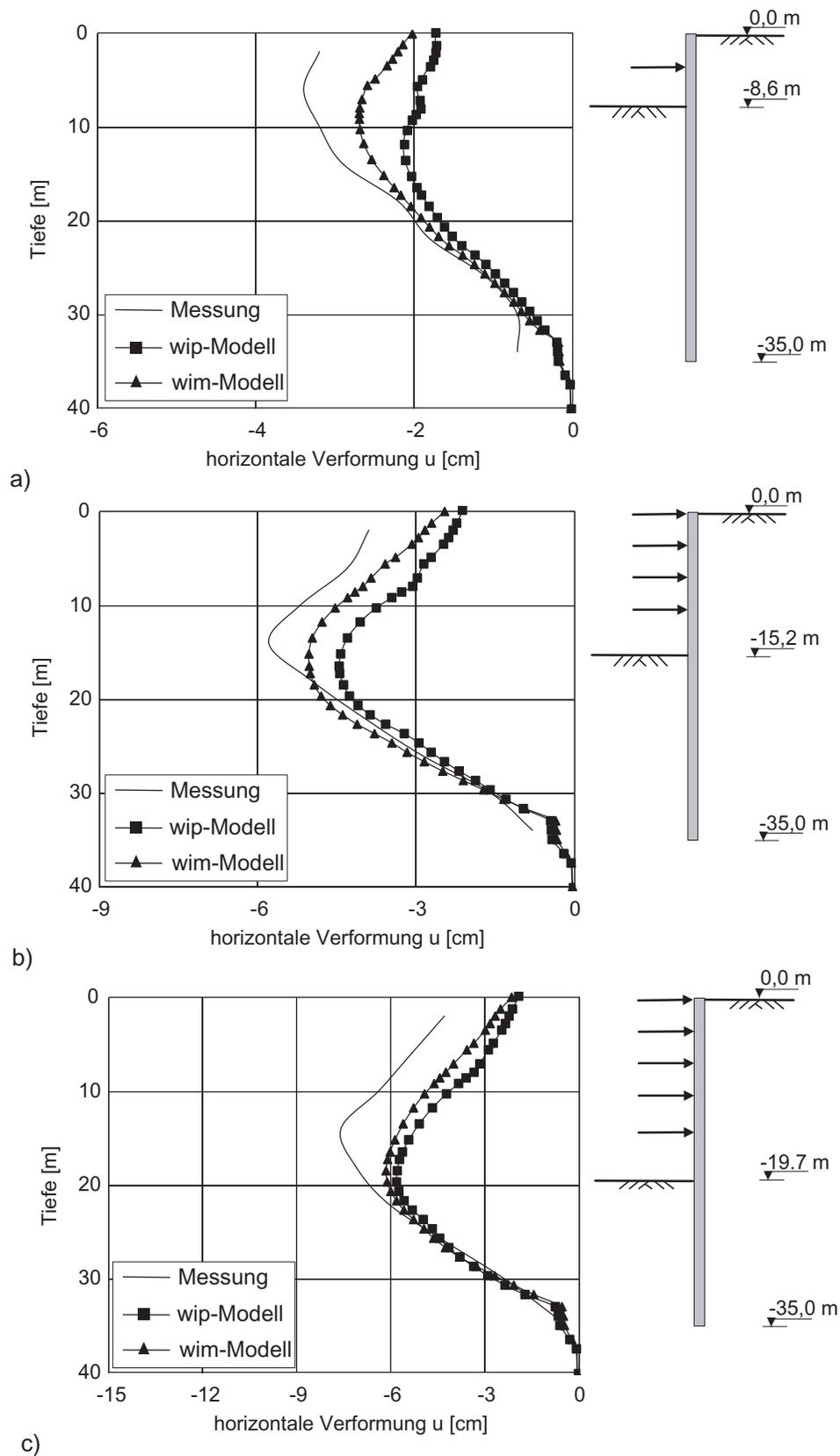


Bild 4.8: Horizontale Bodenverformungen (Inklinometer SI2) infolge a) 8,6 m, b) 15,2 m und c) 19,7 m tiefen Baugrubenaushubs

mung der prognostizierten und der in-situ gemessenen Verschiebungen auf. Die numerischen Prognoseberechnungen bilden sowohl den Verlauf der Verformungen über die Tiefe als auch die maximalen Verformungsordinaten zu jedem Aushubschritt hinreichend genau ab und sind daher eine nachhaltige Bestätigung, dass das Materialverhalten bindiger Böden zutreffend durch das visko-hypoplastische Modell erfasst werden kann.

Die größten Verformungen treten in jedem Aushubschritt im Bereich der Baugrubensohle auf und die Verformungskurven weisen einen typischen Verlauf für ausgesteifte oder rückverankerte Stützkonstruktionen auf. Mit zunehmender Aushubtiefe nehmen die gemessenen Verformungen stetig zu und erreichen im Endaushubzustand der Baugrube eine maximale Ordinate von etwa $u = 10,5 \text{ cm}$. Demgegenüber stehen die numerischen Ergebnisse mit $u = 10 \text{ cm}$ unter Berücksichtigung (*wim*-Modell) und $u = 9 \text{ cm}$ unter Vernachlässigung (*wip*-Modell) des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand. Für eine Aushubtiefe von $z_a = 15,2 \text{ m}$ werden die Messwerte oberhalb der Baugrubensohle durch das *wim*-Modell fast deckungsgleich reproduziert. An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass während der Prognoseberechnungen keine nachträgliche Kalibrierung des Modells erfolgt ist. Das *wip*-Modell liefert auch hier etwas geringere, leicht unterhalb der in-situ Werte liegende Wandverschiebungen. Für eine Baugrubentiefe von $z_a = 8,6 \text{ m}$ werden die Verformungen der Schlitzwand durch die FE-Berechnungen im oberen Bereich der Baugrube unterschätzt. Grund dafür ist der Voraushub mit $z_a = 2,8 \text{ m}$, während dessen die Verbauwand statisch als Kragträger wirkt (Konstruktionsschritt 1, Tabelle 4.1). Die gemessenen Kopfverformungen der Wand sind dabei größer als die numerisch prognostizierten und führen dazu, dass auch in späteren Aushubzuständen in-situ größere Kopfverschiebungen der Wand auftreten als durch die FE-Simulationen berechnet werden.

Die maximalen Verschiebungsordinaten in Höhe der Baugrubensohle liegen mit etwa 0,5% der jeweiligen Aushubtiefe in einer Größenordnung, welche in weichen Tonböden für schlitzwandgestützte Baugruben mit ausreichender Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle zu erwarten ist [78].

Für die Aushubtiefen mit $z_a = 8,6 \text{ m}$ und $15,2 \text{ m}$ lassen die Inklinometermessungen auf Grund der gegenläufigen Krümmung der Verbauwand für Tiefenordinaten von $z_s > 20 \text{ m}$ auf eine Einspannwirkung des Bodens schließen. Im Gegensatz dazu weisen die Berechnungsergebnisse tendenziell auf eine freie Fußauflagerung der Stützkonstruktion hin. Daraus folgt, dass im Modell das Steifigkeitsverhältnis der Verbauwand und des Bodens von den in-situ Randbedingungen abweicht. Eine Einspannwirkung ist nur bei geringerer Biegesteifigkeit der Verbauwand oder einer größeren Steifigkeit des Bodens unterhalb der Baugrubensohle zu erzielen. Für eine Aushubtiefe von $z_a = 8,6 \text{ m}$ kann jedoch davon ausgegangen werden, dass der Beton im unteren Drittel der

Schlitzwand im Zustand I verbleibt und eine Abnahme der Biegesteifigkeit infolge Rissbildung ausgeschlossen ist. Da die Berechnungen von Beginn an mit einer reduzierten Biegesteifigkeit zur Berücksichtigung eines Übergangs des Betons in den Zustand II durchgeführt werden, wird die Wandsteifigkeit im Modell somit keinesfalls überschätzt. Daher kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass das Modell den Boden für eine Tiefe $z_s > 20 \text{ m}$ tendenziell zu weich abbildet. Der Grund dafür kann beispielsweise in der Bestimmung des Schwellbeiwertes C_s liegen, welcher die elastische Steifigkeit des Bodens steuert. Die Bestimmung von C_s erfolgt unter Verwendung des Kompressionsbeiwertes C_c und einer überschlägigen Abschätzung des Steifigkeitsverhältnisses für Erst- und Wiederbelastung von $C_c/C_s \simeq 5$ [105]. Ein größeres Verhältnis von C_c und C_s hätte eine höhere Steifigkeit des Bodens und somit u.U. eine Teileinspannung der Verbauwand zur Folge.

Bild 4.8 stellt für die drei Aushubtiefen die in-situ gemessenen und die numerisch berechneten horizontalen Bodenverformungen in einem Abstand von ca. $7,5 \text{ m}$ zur Schlitzwand dar (Inklinometer *SI2*). Dabei ergibt sich ein ähnliches Bild wie für den Messquerschnitt *I1*. Die Messergebnisse werden zufriedenstellend numerisch reproduziert, wobei die berechneten Verformungen des *wim*-Modells die in-situ Verhältnisse besser approximieren. Für jede Aushubtiefe sind die zu beobachtenden Verschiebungen geringer als im Messquerschnitt *I1*, wobei das charakteristische Verformungsbild einer ausgesteiften Baugrube weiterhin zu erkennen ist. Die deutlichsten Abweichungen ergeben sich analog zu Bild 4.7a für eine Aushubtiefe von $z_a = 8,6 \text{ m}$, wobei die FE-Berechnungen auch für die übrigen Konstruktionszustände geringere Verformungen als in-situ ergeben. Im Rahmen von geotechnischen Fragestellungen kann die Verformungsprognose aber auch für *SI2* als zutreffend bezeichnet werden.

In Bild 4.9 sind die gemessenen Setzungen im Hauptmessquerschnitt (Bild 4.1a) den berechneten Setzungen des *wim*- und des *wip*-Modells gegenübergestellt. Die konstruktionsbedingten Bodenverformungen infolge Schlitzwandherstellung bleiben dabei unberücksichtigt, so dass die in-situ- und die *wim*-Kurve nur den Setzungsanteil allein aus dem Aushubvorgang der Baugrube beinhalten. Die größten Setzungsordinaten liegen für die ausgewerteten Konstruktionschritte zwischen $0,2 - 0,37 \%$ der jeweiligen Baugrubentiefe und treten unabhängig davon in einer Entfernung von etwa 10 m zur Baugrubenkante auf. Damit entsprechen die Ergebnisse ebenfalls den bisher für Baugruben gesammelten empirischen Erfahrungswerten [77]. Unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung werden größere Setzungsordinaten prognostiziert als für den Fall, dass der Erdruchdruck als Ausgangszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs angesetzt wird. Gleichzeitig nimmt der Abstand der Setzungsmulde zur Baugrube zu und der Vergleich mit den in-situ Ergebnissen dokumentiert, dass dadurch eine zutreffendere Verformungsprognose

se erfolgt. Der Grund für die größeren Setzungsordinaten liegt im Verformungsverhalten der Stützkonstruktion (Bild 4.7). Die Simulation der Schlitzwandherstellung führt für alle Aushubzustände der Baugrube zu größeren Wandverschiebungen, welche zwangsläufig ausgeprägtere Bodenverformungen hinter der Stützkonstruktion verursachen. Durch die Konzentration der zusätzlichen Waddurchbiegung auf den Bereich der jeweiligen Baugrubensohle werden zudem vertikale Bodenbewegungen bis in eine größere Entfernung zur Verbauwand verursacht. Dadurch nehmen nicht nur die Setzungsordinaten zu, sondern die Setzungsmulde verschiebt sich zusätzlich in die entgegengesetzten Richtung zur Baugrube.

Der Vergleich der Setzungsverläufe in den Bildern 4.9a-c verdeutlicht, dass mit wachsendem Abstand von der Baugrube die Setzungen in-situ deutlich schneller abklingen als numerisch prognostiziert. Je größer die Aushubtiefe der Baugrube ist, desto deutlicher ist dieser Unterschied zu beobachten. Im Endaushubzustand sind daher die berechneten Verformungsordinaten in einem Abstand von 30 m von der Stützwand annähernd doppelt so groß wie die Messergebnisse. Legt man die empirischen Erfahrungen nach Peck [94] oder Goldberg et al. [39] für Baugrubenkonstruktionen in weichen bindigen Bodenformationen zu Grunde, so können bis in eine Entfernung der dreifachen Baugrubentiefe Setzungen in der Größenordnung von 25 % der maximalen Setzungsordinate auftreten. Dies entspricht etwa dem Verlauf der Setzungsmulde in Bild 4.9. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass das FE-Modell der TNEC-Baugrube einen ebenen Ausschnitt der Baugrubenumschließung abbildet und somit eine aussteifende Wirkung der Baugrubenecke nicht erfasst werden kann. Aus den numerischen Berechnungen von Moormann und Katzenbach [78] sowie den Messergebnissen aus [32, 34, 122] wird jedoch deutlich, dass sich analog zum Schlitzaushub einer Einzellamelle ein baugrubenumschließendes Spannungsgewölbe während des Bodenaushubs ausbildet, welches zu einer raschen Abnahme der Wandverformungen und der Setzungen in Richtung der Ecken führt. In Abhängigkeit der Baugrubengeometrie kann dieser Einfluss ausgehend von der Baugrubenecke in einem Bereich von bis zu 30 % der Verbauwandlänge beobachtet werden.

Der Vergleich der Inklinometermessungen I1, I2 und I3 in unterschiedlichen Positionen innerhalb der südlichen Baugrubenwand (Bild 4.1) dokumentiert annähernd deckungsgleiche Verformungskurven für unterschiedliche Aushubtiefen der TNEC-Baugrube [91]. Daraus kann geschlossen werden, dass sich die Wand in jedem der drei Messquerschnitte im ebenen Verformungszustand befindet und die Wandbewegungen durch einen ebenen Baugrubenausschnitt prognostiziert werden können. Für den Hauptmessquerschnitt 20 m von der süd-östlichen Baugrubenecke ist jedoch zu erwarten, dass mit größerem Abstand zur Baugrube das Verformungsverhalten des Bodens zunehmend von der Gewölbewirkung bestimmt wird. Bild 4.9 bestätigt

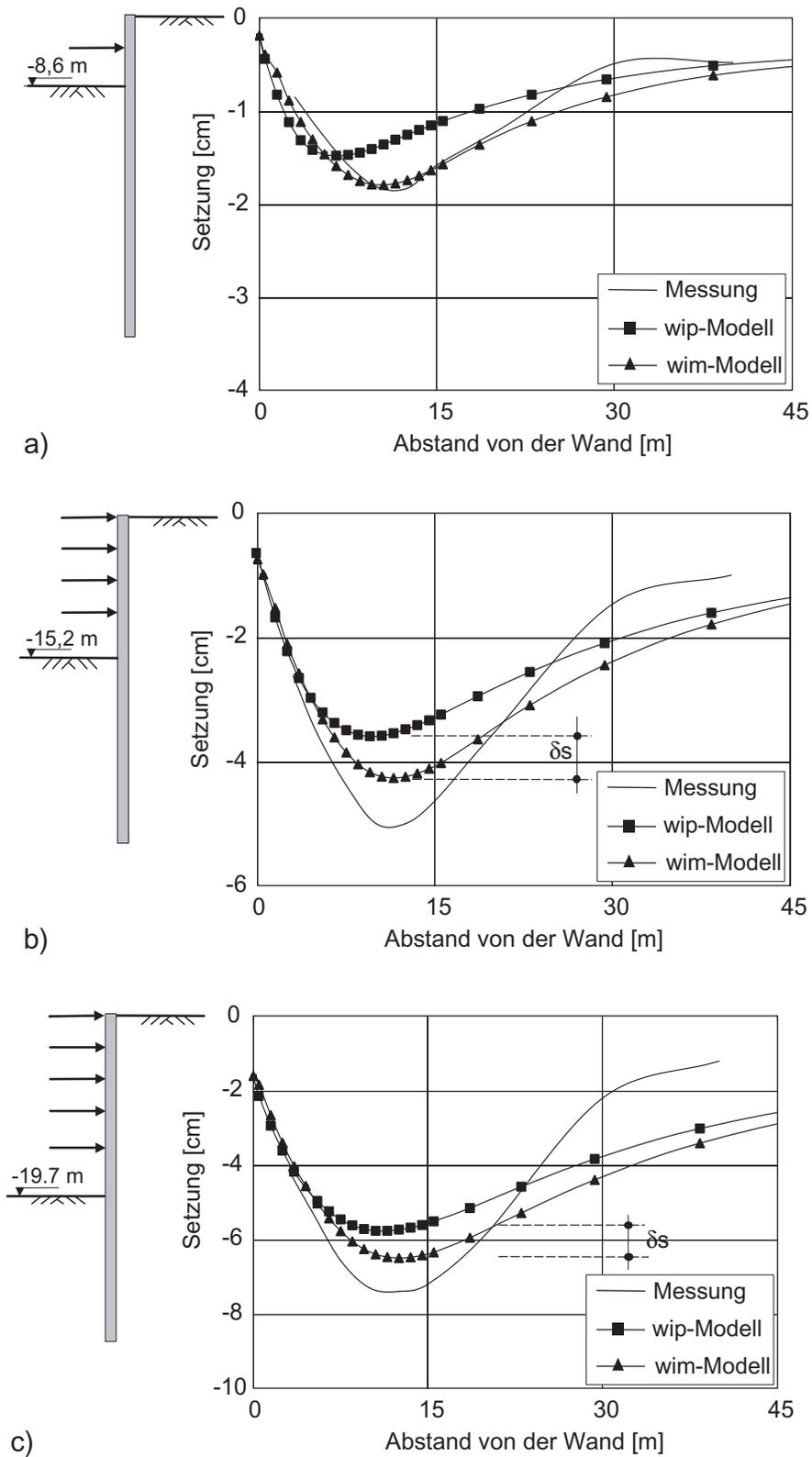


Bild 4.9: Setzungen der GOK infolge a) 8,6 m, b) 15,2 m und c) 19,7 m tiefen Baugrubenaushubs

diese Vermutung: Bis in eine Entfernung von 15 m zur Baugrube wird der gemessene Verlauf der Setzungen durch die Berechnungsergebnisse des *wim*-Modells überzeugend reproduziert, was die Schlussfolgerung gestattet, dass sich der Boden weitestgehend im ebenen Verformungszustand befindet. Mit wachsendem Abstand von der Wand nehmen jedoch die in-situ Setzungen gegenüber den Berechnungsergebnissen infolge des ECKEINFLUSSES zügig ab. Dies führt zwar dazu, dass numerisch größere Setzungsordinaten prognostiziert werden, sich in der Realität jedoch deutlich größere Tangentenneigungen der Setzungsmulde einstellen, welche im Hinblick auf potenzielle Gebäudeschäden wesentlich kritischer zu beurteilen sind.

Aus Bild 4.7 wird deutlich, dass unter Berücksichtigung des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand (*wim*-Modell) für jeden Konstruktionsschritt etwa $\delta u = 10\%$ größere Verformungsordinaten der Stützkonstruktion prognostiziert werden als für den Fall, dass der Erdruchdruck als Ausgangszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs (*wip*-Modell) zu Grunde gelegt wird. Diese Beobachtung widerspricht zunächst den Erfahrungen, welche bislang für überkonsolidierte Böden gesammelt werden konnten.

Für die top-down Baugrube des Lion Yard Underground Car Parks im stark überkonsolidierten *Gault Clay* berichten Lings et al. [66] beispielsweise, dass die numerisch prognostizierten Wandverformungen die gemessenen Verformungsordinaten für den Endaushubzustand ($z_a = 10\text{ m}$) um bis zu 100% überschätzen. Die Qualität der Berechnungsergebnisse hängt nicht zuletzt von dem verwendeten Stoffmodell ab, für das in diesem Fall eine anisotrop-elastische Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einem in-situ gemessenen, mit der Tiefe zunehmenden Schubmodul zu Grunde gelegt worden ist. Darüber hinaus spielt jedoch für das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion der Ausgangsspannungszustand des Bodens eine entscheidende Rolle [97]. Je höher das horizontale Spannungsniveau zu Beginn ist, desto größere Wandverformungen und Setzungen sind infolge des Baugrubenaushubs zu erwarten. Im geschilderten Fall erfolgte die Verformungsprognose mit Hilfe einer *wip*-Berechnung unter der Annahme, dass zu Beginn des Baugrubenaushubs der volle Erdruchdruck mit $K_0 = 2,5 - 3$ auf die Verbauwand wirkt. Die in-situ Messung des Erddrucks dokumentiert jedoch, dass die Herstellung der Schlitzwand zu einer Entspannung des angrenzenden Bodens in Verbindung mit einer Abnahme des effektiven Erddruckkoeffizienten auf $K < 1$ und demnach zu geringeren Wandverformungen infolge Baugrubenaushubs führte.

Diese Beobachtung konnte auch für die Baugrube der British Library in London gemacht werden [108]. Die ursprünglich durchgeführten elastischen und elasto-plastischen FE-Berechnungen (*wip*-Modell) prognostizierten um bis zu 200% größere Wandverformungen infolge des Aushubs der 25 m tiefen Baugrube, als in-situ gemessen werden konnten. Die Berücksichtigung der

erhöhten Steifigkeit des Bodens bei einer Dehnungspfadänderung (*brick*-Modell, vgl. Kapitel 1.1) führte zwar zu verbesserten Prognoseergebnissen, die resultierenden Bodenbewegungen übertreffen aber weiterhin die Beobachtungen im Feld. Daher ist auch für den Fall der British Library die Vermutung naheliegend, dass die Annahme des vollen Erdruhedrucks zu Beginn der Aushubarbeiten zu konservativ ist und der Herstellungsvorgang der Stützkonstruktion eine Spannungsreduktion des umliegenden Erdreichs und eine Reduktion der Wandverformungen bewirkt.

Zur Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung und zur Verbesserung der Prognosequalität ihrer FE-Berechnungen führen Powrie und Li [99] daher eine Modifikation des Ausgangsspannungszustands durch. In Anlehnung an die Erddruckmessungen am Bell Common Tunnel [117] setzen sie abweichend vom ursprünglich hohen Erdruhedruck des betrachteten *Boulder Clays* einen abgeminderten Erddruckkoeffizienten mit $K = 1,0$ als Ausgangsspannungszustand an. Ein Vergleich der berechneten Wandverformungen mit in-situ Messungen steht jedoch aus, da für die FE-Berechnungen eine fiktive Baugrubensituation zu Grunde gelegt wird.

Eng verknüpft mit dem Verformungsverhalten der Stützwand sind die für die Bemessung maßgebenden Biegemomente. Auf Grund der geringeren Verformungsordinaten als Folge der Schlitzwandherstellung treten ebenfalls kleinere Krümmungen auf, die zu einer geringeren Biegebelastung der Verbauwand führen. Im Falle des Bell Common Tunnels im überkonsolidierten *London Clay* lieferte die Class-A-Prognose ein maximales Biegemoment von 520 kNm/m gegenüber einem gemessenen Wert von ca. 140 kNm/m [114].

Die genannten Beispiele verdeutlichen, dass die Vernachlässigung des Konstruktionsvorgangs von Ortbetonwänden in stark überkonsolidierten Böden zu einer unzutreffenden und zum Teil fehlerhaften Prognose der Wand- beziehungsweise Bodenbewegungen und der Biegemomente führen kann. Da die berechneten Ordinaten stets oberhalb derer in-situ liegen, ist die Annahme, dass der volle Erdruhedruck zu Beginn des Baugrubenaushubs auf die Verbauwand wirkt, zwar konservativ, bemessungstechnisch gesehen liegt der entwerfende Ingenieur damit jedoch stets auf der sicheren Seite. Die bisherigen Ergebnisse der TNEC-Baugrube zeigen im Vergleich dazu, dass diese Schlussfolgerung für weiche Untergrundverhältnisse nicht zulässig ist.

Die größeren Boden- und Wandbewegungen des *wim*-Modells (Bilder 4.7- 4.9) lassen sich auf den infolge der Schlitzwandherstellung veränderten Spannungszustand des angrenzenden Bodens zurückführen. In Kapitel 3 wurde bereits ausführlich die Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung während des Schlitzausbaus und des Betoniervorgangs der einzelnen Lamellen diskutiert. Dabei ist deutlich geworden, dass sich nach Fertigstellung der Schlitzwand und der

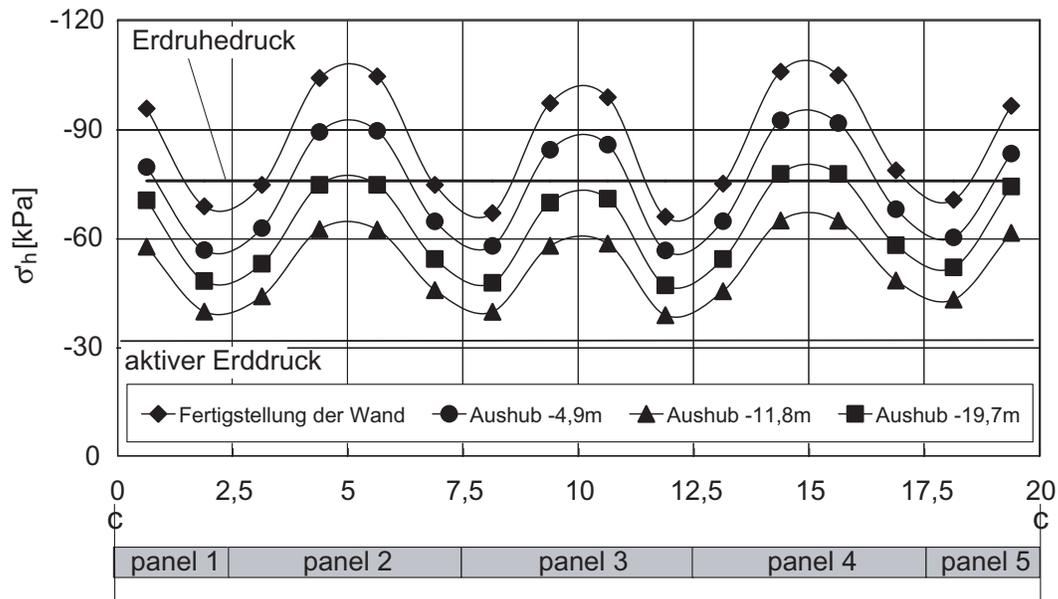


Bild 4.10: Verteilung der effektiven horizontalen Spannungen σ'_h parallel zur Schlitzwand in einer Tiefe von $z_s = 9,75$ m (erdseitig)

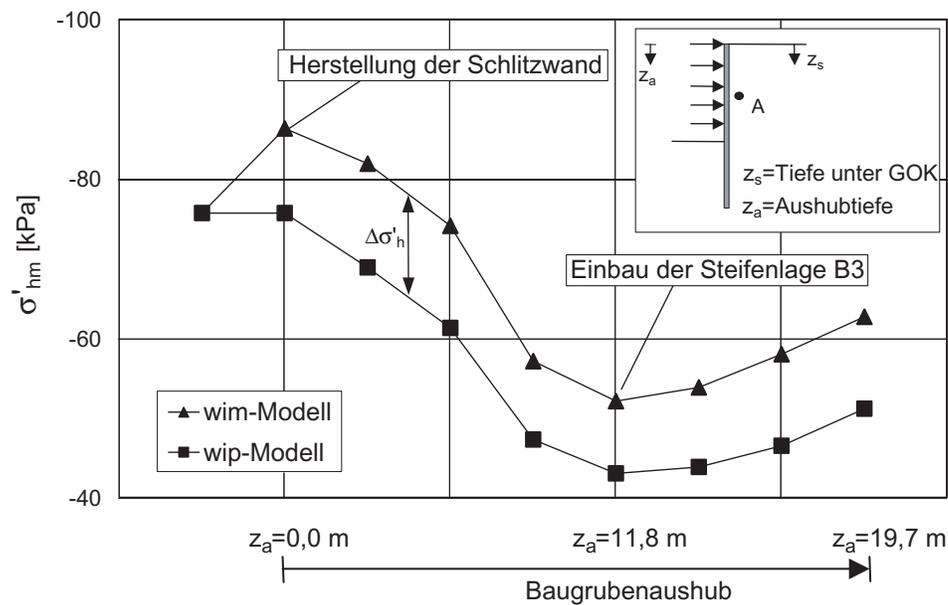


Bild 4.11: Entwicklung der über die Ausschnittsbreite gemittelten effektiven horizontalen Spannungen σ'_h in einer Tiefe von $z_s = 9,75$ m hinter der Verbauwand

Dissipation von Porenwasserüberdrücken eine oszillierende Verteilung der effektiven horizontalen Spannung einstellt, welche sich in Abhängigkeit der Tiefe erheblich vom ursprünglichen K_0 -Zustand unterscheiden kann. Auf Grund des hohen Frischbetondrucks und des im Vergleich zu stark überkonsolidierten Bodenschichten geringen Ruhedruckkoeffizienten K_0 steigt das Spannungsniveau im oberen Drittel der Wand um bis zu 30 % an. Für die TNEC-Baugrube ist in Bild 4.10 exemplarisch die Verteilung der effektiven Spannung σ'_h parallel zur Schlitzwand in einer Tiefe von $z_s = 9,75 \text{ m}$ unterhalb der Geländeoberfläche dargestellt. Neben dem K_0 -Ausgangszustand sind ferner die Konstruktionsschritte nach Fertigstellung der Schlitzwand sowie der Aushubtiefen der Baugrube von $z_a = 4,9 \text{ m}$, $11,8 \text{ m}$ und $19,7 \text{ m}$ abgebildet. Nach der Fertigstellung aller Schlitzwandlamellen und der Dissipation von Porenwasserüberdrücken ergibt sich analog zu Bild 3.26a ein oszillierender Verlauf von σ'_h mit Spannungsmaxima in den Lamellenmitten und -minima an den Ecken der Primärlamellen 1, 3 und 5. Das durchschnittliche Spannungsniveau als Mittelwert der aufgezeichneten Spannungsordinaten liegt vor Beginn des Baugrubenaushubs für die betrachtete Tiefe etwa 15 % über dem ursprünglichen Erddruck. Infolge des schrittweisen Baugrubenaushubs kann mit wachsender Aushubtiefe ein Absinken sowohl des mittleren Spannungsniveaus als auch der Spannungsamplitude beobachtet werden. Mit einem Reibungswinkel $\varphi = 29^\circ$ des Tons und einem gewählten Wandreibungswinkel $\delta = 2/3 \varphi$ ergibt sich ein Erddruckbeiwert für den aktiven Fall von $K_{ah} = 0,292$ und somit eine aktive Erddruckordinate für die betrachtete Tiefe von $e_{ah} = 32,4 \text{ kPa}$. Aus Bild 4.10 ist ersichtlich, dass die Verschiebungen der Verbauwand in keinem Aushubschritt der Baugrube ausreichend groß sind, den aktiven Erddruck vollständig zu mobilisieren. Als Folge bleibt daher der oszillierende Verlauf von σ'_h während des Aushubvorgangs der Baugrube stets erhalten.

In Bild 4.11 ist für die betrachtete Tiefe (Punkt A) die Entwicklung des effektiven Erddrucks vergleichend für das *wip*- und das *wim*-Modell dargestellt. Zur Veranschaulichung werden die Spannungsordinaten aus Bild 4.10 über die Breite des Modellausschnitts gemittelt. Für die konventionelle Berechnung (*wip*-Modell) sinkt der Erddruck ausgehend vom K_0 -Zustand während des Baugrubenaushubs ab und erreicht bei einer Aushubtiefe von $z_a = 11,8 \text{ m}$ (Schritt 8, vgl. Tabelle 4.1) eine minimale Ordinate. Der anschließende Einbau der Steifenlage B3 (Tiefenordinate $z = 10,3 \text{ m}$) führt während des weiteren Aushubvorgangs zu einer Erddruckumlagerung und zu einem Wiederanstieg von σ'_h für größere Aushubtiefen. Der mit Hilfe des *wim*-Modells prognostizierte Verlauf des Erddrucks über die Baugrubentiefe ist affin zu dem der konventionellen Berechnung und weist ebenfalls ein Minimum für eine Baugrubentiefe von $z_a = 11,8 \text{ m}$ auf. Durch den Herstellungsvorgang der Schlitzwand wird die Kurve jedoch mit einer Differenzordinate von $\Delta\sigma'_h = 13 \text{ kPa}$ nach oben verschoben, woraus größere Erddruckordinaten

während des gesamten Konstruktionsvorgangs der Baugrube resultieren. Für den Endaushubzustand ist daher der berechnete Erddruck um ca. 23 % größer als jener der konventionellen FE-Berechnung.

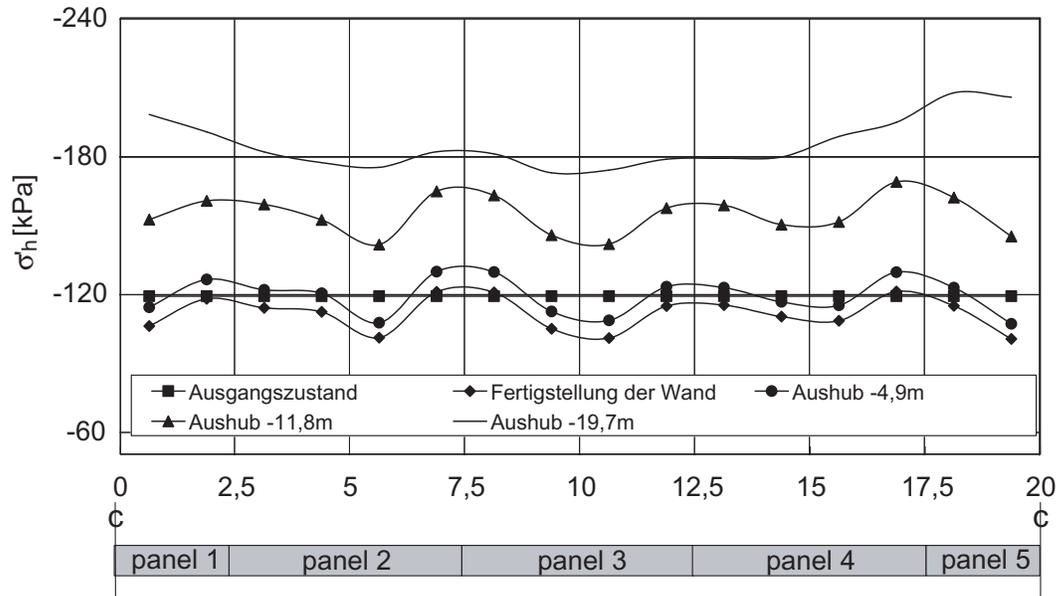


Bild 4.12: Verteilung der effektiven horizontalen Spannungen σ'_h parallel zur Schlitzwand in einer Tiefe von $z_s = 23,2 \text{ m}$ (baugrubenseitig)

Bild 4.12 stellt zum Vergleich die Verteilung der effektiven Horizontalspannung parallel zur Schlitzwand in einer Tiefe von $z_s = 23,2 \text{ m}$ unterhalb der Geländeoberfläche dar. Die Betrachtung erfolgt nun jedoch baugrubenseitig direkt vor dem Verbauwandfuß mit einem vertikalen Abstand von $3,5 \text{ m}$ zur Baugrubensohle im Endaushubzustand. Der Verlauf nach Fertigstellung der Verbauwand ist ebenfalls durch eine oszillierende Spannungsverteilung gekennzeichnet, wobei nun jedoch im Gegensatz zur Tiefenlage $z_s = 9,75 \text{ m}$ das Spannungsniveau in den Lamellenmitten unterhalb des K_0 -Niveaus sinkt und nur an den Rändern der Lamellen zum Teil Spannungsspitzen zu beobachten sind. Das resultierende mittlere Spannungsniveau liegt etwa 10 % unterhalb des ursprünglichen Erdruchdrucks.

Die zeitliche Entwicklung von σ'_h in dieser Tiefe (Punkt B) ist für beide Berechnungsmodelle in Bild 4.13 aufgetragen. Für die Darstellung der Berechnungsergebnisse des *wim*-Modells erfolgt analog zu Punkt A eine arithmetische Mittelwertbildung der Spannungsordinaten aus Bild 4.12. Während des schrittweisen Baugrubenaushubs führen die horizontalen Verschiebungen der Verbauwand zu einer Mobilisierung des Erdwiderstands unterhalb der jeweiligen Baugru-

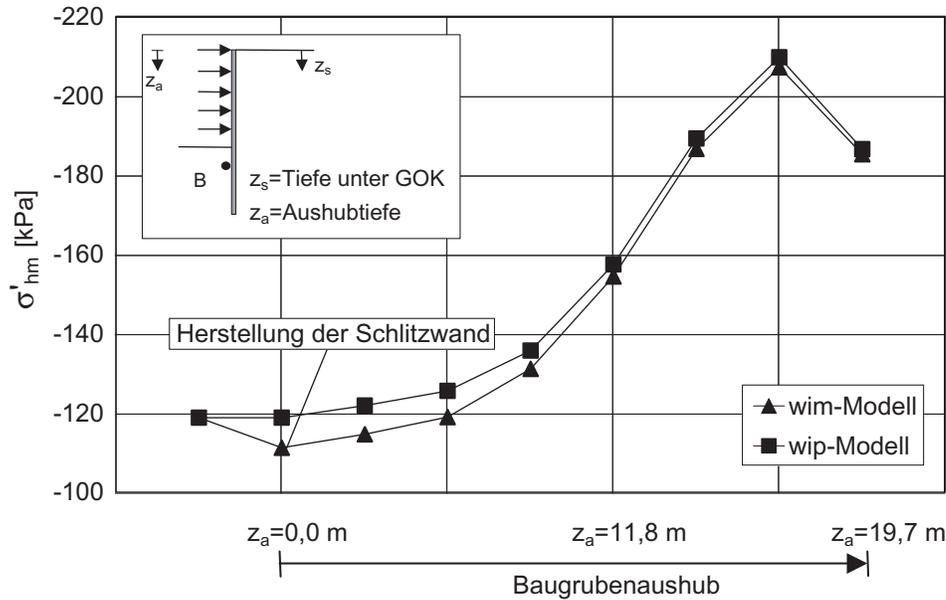


Bild 4.13: Entwicklung der über die Ausschnittsbreite gemittelten effektiven horizontalen Spannungen σ'_h unterhalb der Baugrubensohle, $z_s = 23,2 \text{ m}$

bensohle. Dadurch steigt σ'_h im Punkt B mit zunehmender Aushubtiefe stetig an. Anhand der *wim*-Ergebnisse lässt sich erkennen, dass ausgehend von dem reduzierten Spannungsniveau infolge Schlitzwandherstellung der ursprüngliche K_0 -Zustand bei einer Baugrubentiefe von $z_a \simeq 5 \text{ m}$ annähernd wieder hergestellt ist und sich der Kurvenverlauf während der nachfolgenden Aushubschritte asymptotisch dem der *wip*-Berechnung annähert. Für beide Modelle wird der maximale Erddruck im Punkt B bei einer Aushubtiefe von $z_a = 17,3 \text{ m}$ mobilisiert und der Boden befindet sich im passiven Grenzzustand. Da der fortschreitende Baugrubenaushub jedoch mit einer weiteren Abnahme der vertikalen Überlagerungsspannung vor dem Verbauwandfuß verbunden ist, nimmt der Erdwiderstand im Endaushubzustand mit $z_a = 19,7 \text{ m}$ wieder ab.

Bild 4.15 zeigt für den Punkt B den Verlauf des Spannungspfads im p' - q -Diagramm mit den Roscoe-Invarianten $p' = -\text{tr } \mathbf{T}/3$ und $q = \sqrt{3/2} \|\mathbf{T}^*\|$. Ausgehend vom K_0 -Zustand führt die Herstellung der Stützkonstruktion zunächst zu einer Abnahme der mittleren Spannung p' und der Deviatorspannung q (Punkt 1 \rightarrow 1b). Der anschließende Bodenaushub bewirkt eine Wiederbelastung des Bodens mit einem resultierenden Spannungspfad, welcher unterhalb der K_0 -Linie verläuft (Punkt 1 \rightarrow 2a bzw. 1b \rightarrow 2b). In Bild 4.16 ist für die Punkte A und B der Verlauf des Porenwasserdrucks während des Baugrubenaushubs dargestellt. Für Punkt B ist zusätzlich der Verlauf des hydrostatischen Porenwasserdrucks unter der Annahme aufgetragen, dass der Grundwasserspiegel parallel zum Baufortschritt auf die Höhe der Baugrubensohle abgesenkt

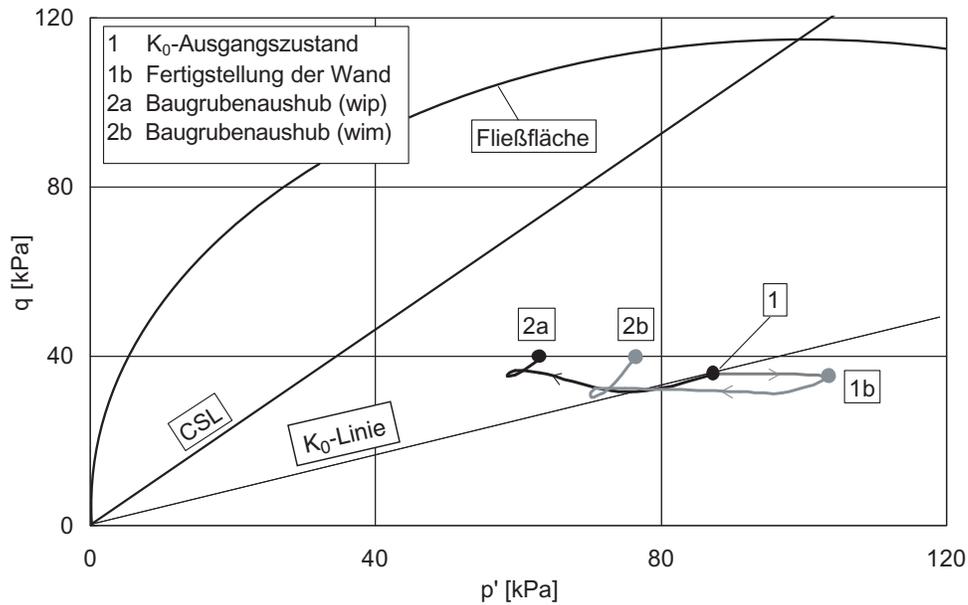


Bild 4.14: Effektiver Spannungspfad im Punkt A (s. Bild 4.11) ohne (wip-Modell) und mit Berücksichtigung (wim-Modell) des Herstellungsvorgangs der Verbauwand

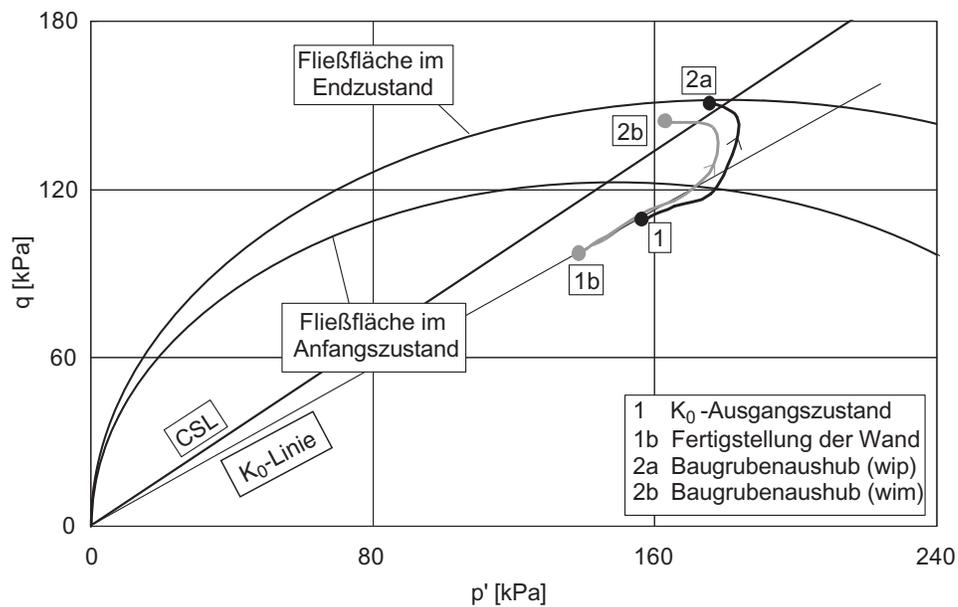


Bild 4.15: Effektiver Spannungspfad im Punkt B (s. Bild 4.13) ohne (wip-Modell) und mit Berücksichtigung (wim-Modell) des Herstellungsvorgangs der Verbauwand

wird. Aus den Kurvenverläufen wird deutlich, dass unterhalb der Baugrubensohle Porenwasserüberdrücke Δu während des Bodenaushubs entstehen und somit trotz der langen Bauzeit der top-down Konstruktion keine vollständig drainierten Bedingungen vorliegen. Die zeitgleich zu den Aushubarbeiten ablaufende Dissipation des Porenwasserüberdrucks führt jedoch dazu, dass Δu auf 20 kPa begrenzt ist und sich der Boden infolge Konsolidierung verfestigt. Diese Vermutung wird durch den Vergleich der im p' - q -Diagramm (Bild 4.15) dargestellten Fließflächen für den Anfangs- und den Endzustand der Baumaßnahme bestätigt. Aus dem Pfadverlauf wird ferner deutlich, dass die Endpunkte der Spannungspfade unmittelbar nach dem Erreichen der Endaushubtiefe mit $z_a = 19,7 \text{ m}$ annähernd auf der Bruchgeraden für triaxiale Extension liegen und der Boden sich somit im passiven Grenzzustand befindet.

Betrachtet man im Vergleich dazu die Spannungsentwicklung im Punkt A (Bild 4.14), so resultieren aus dem gesamten Herstellungsvorgang der Baugrube Spannungspfade, welche unterhalb der CSL für triaxiale Kompressionszustände verlaufen. Die Konstruktion der Schlitzwand führt dabei zu einer Zunahme der mittleren Spannung p' (Punkt 1 \rightarrow 1b), wodurch im Diagramm der Pfad des wim -Modells während des anschließenden Baugrubenaushubs um eine Spannungsordinate von $\Delta p' = 15 \text{ kPa}$ nach rechts verschoben wird. Die Endpunkte beider Spannungspfade (Punkt 2a bzw. 2b) befinden sich hinreichend entfernt von der Bruchgeraden, wodurch bestätigt wird, dass der aktive Erddruck nicht vollständig mobilisiert wird.

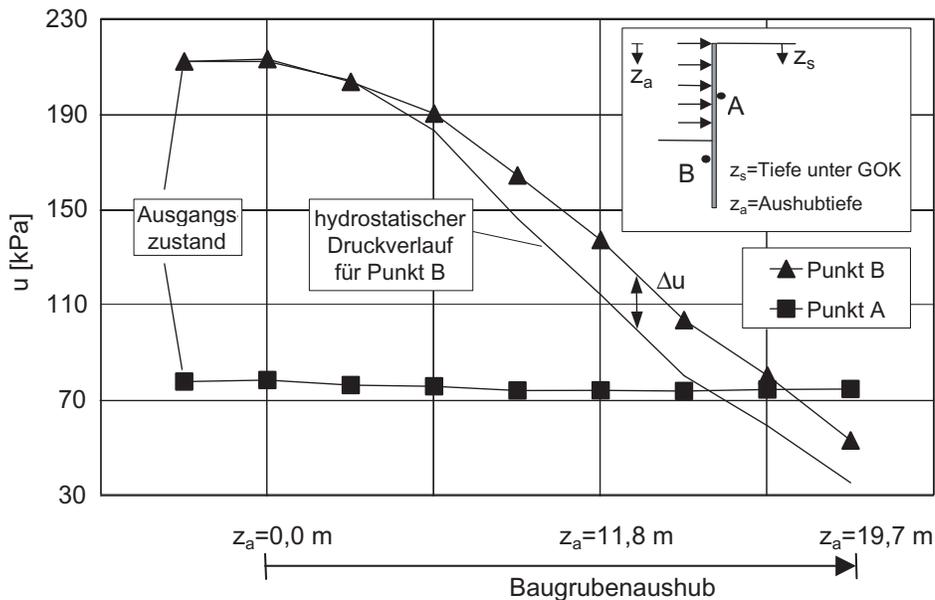


Bild 4.16: Entwicklung des Porenwasserdrucks in den Tiefen $z_s = 9,75 \text{ m}$ (erdseitig, Punkt A) und $z_s = 23,2 \text{ m}$ (baugrubenseitig, Punkt B) während des Baugrubenaushubs

Im Unterschied zu Punkt B verläuft der Porenwasserdruck im Punkt A auf hydrostatischem Niveau und es liegen drainierte Randbedingungen vor (Bild 4.16). Mit einer Tiefe von $z_s = 9,75\text{ m}$ befindet sich der Boden im Punkt A jedoch in unmittelbarer Nähe zur oberen Sandschicht, woraus sehr kurze Drainagewege resultieren.

Aus den vorgestellten Ergebnissen ergibt sich die Konsequenz, dass die Differenz δu der Wandverformungen zwischen dem *wip*- und dem *wim*-Modell vorrangig aus der höheren Erddruckordinate resultiert. Bild 4.17 stellt den ursprünglichen K_0 -Zustand und den nach Fertigstellung der Schlitzwand über die Ausschnittsbreite gemittelten Spannungszustand über die Wandtiefe dar. Die schraffierte Fläche kennzeichnet den aus dem Herstellungsvorgang der Verbauwand resultierenden Erddruckzuwachs Δe_{ah} . Aus dem Vergleich der beiden Kurven wird deutlich, dass die Erddruckzunahme vorwiegend im Bereich der oberen Sandschicht mit der Tiefenordinate $5,4\text{ m} < z_s < 8,0\text{ m}$ (Bild 4.4a) konzentriert ist. Dem geringen Erdruchdruck der Sandschicht mit $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ steht der Frischbetondruck gegenüber, der bis in eine Tiefe von $h_{crit} = 7,0\text{ m}$ hydrostatisch zunimmt. Die hohe Druckdifferenz führt zu einer ausgeprägten Spannungszunahme Δe_{ah} , welche in einer Tiefe von $z_s = 6,35\text{ m}$ mehr als 120 % des Ausgangsspannungszustands beträgt. Mit zunehmender Tiefenordinate nähern sich die beiden Spannungsverläufe wieder an, da zum einen der Frischbetondruck unterhalb von h_{crit} mit einem geringeren Gradienten anwächst und zum anderen der Erdruchdruck der tiefer liegenden Tonschicht höher als jener der Sandschicht ist.

Der erhöhte Ausgangsspannungszustand wirkt sich nicht nur auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion aus, sondern beeinflusst ferner die aufzunehmenden Steifenkräfte. Bild 4.18 stellt in Abhängigkeit der Aushubtiefe die prognostizierten Steifenkräfte für die Steifenlagen B1, B2 und B3 dar. Der Einbauzeitpunkt ist für jede Steifenlage auf der Abszisse gekennzeichnet.

Unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung werden für alle betrachteten Steifenlagen höhere Kräfte prognostiziert als für den Fall einer konventionellen *wip*-Berechnung. Der Unterschied in den Berechnungsergebnissen fällt umso größer aus, je näher sich die Steifenlage an der Geländeoberkante befindet. Für die Steifenlage B1 mit einer Einbautiefe von $z_s = 3,5\text{ m}$ treten bei einer Aushubtiefe von $z_a = 11,8\text{ m}$ für beide Modelle temporär die höchsten Belastungen auf. Die prognostizierte Steifenkraft des *wim*-Modells beträgt 620 kN/m und ist 36 % größer als die der *wip*-Berechnung. Mit fortschreitendem Baugrubenaushub nehmen die Steifenkräfte infolge einer Erddruckumlagerung hinter der Verbauwand wieder geringfügig ab. Im Endaushubzustand der Baugrube beträgt für B1 der Zuwachs der Steifenkraft schließlich annähernd 50 %. Für die tiefer liegenden Steifenlagen B2 und B3 wirkt sich der veränderte Ausgangsspannungszustand deutlich geringer auf die zu erwartenden Kräfte aus. Die Belastungszunahme

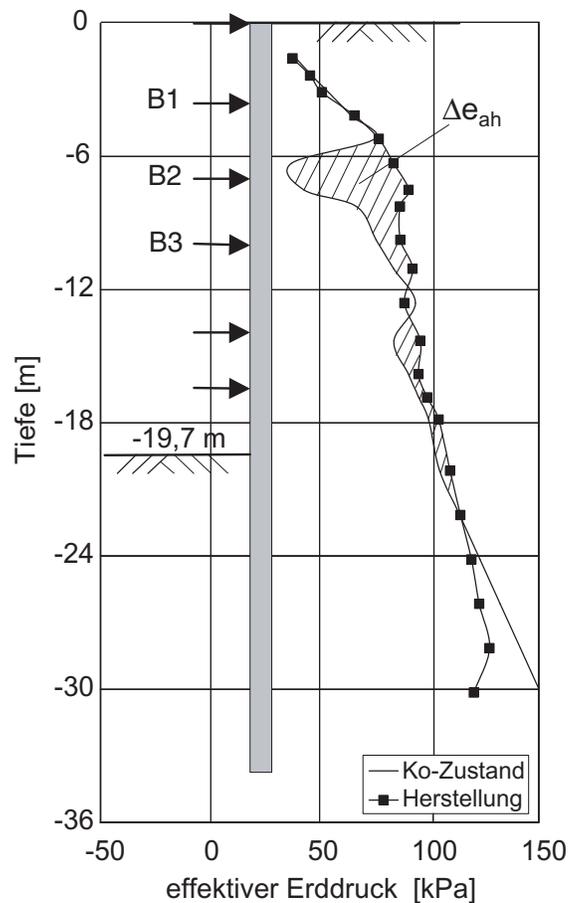


Bild 4.17: K_0 -Ausgangsspannungszustand und der über die Wandlänge gemittelte Erddruck nach Fertigstellung der Schlitzwand

beträgt für die in einer Tiefe von $z_s = 7,1 \text{ m}$ eingebaute Steifenlage B2 etwa 12 % und für B3 mit $z_s = 10,3 \text{ m}$ etwa 10 % der konventionellen Berechnungsergebnisse.

Der Unterschied in den prognostizierten Steifenkräften spiegelt die veränderte Belastungsfigur nach der Fertigstellung der Schlitzwand wider. Während des schrittweisen Baugrubenaushubs wirkt sich der erhöhte Erddruck vorrangig auf die Steifenkraft der unmittelbar zuvor eingebauten Steifenlage aus. Für die Steifenlage B1 führt dies zu einer deutlichen Zunahme der Belastung, da im Anschluss an den Einbau von B1 ein Bodenbereich ausgehoben wird, welcher durch eine erhebliche Spannungszunahme infolge der Schlitzwandherstellung gekennzeichnet ist. Mit zunehmender Baugrubentiefe nimmt der Konstruktionseinfluss der Verbauwand auf die zu erwartenden Steifenkräfte ab, da sich entsprechend Bild 4.17 die resultierende Belastungsfigur für größere Tiefen dem Erddruckverlauf annähert.

Im Unterschied zu stark überkonsolidierten Böden [66], für die eine konventionelle FE-Berechnung

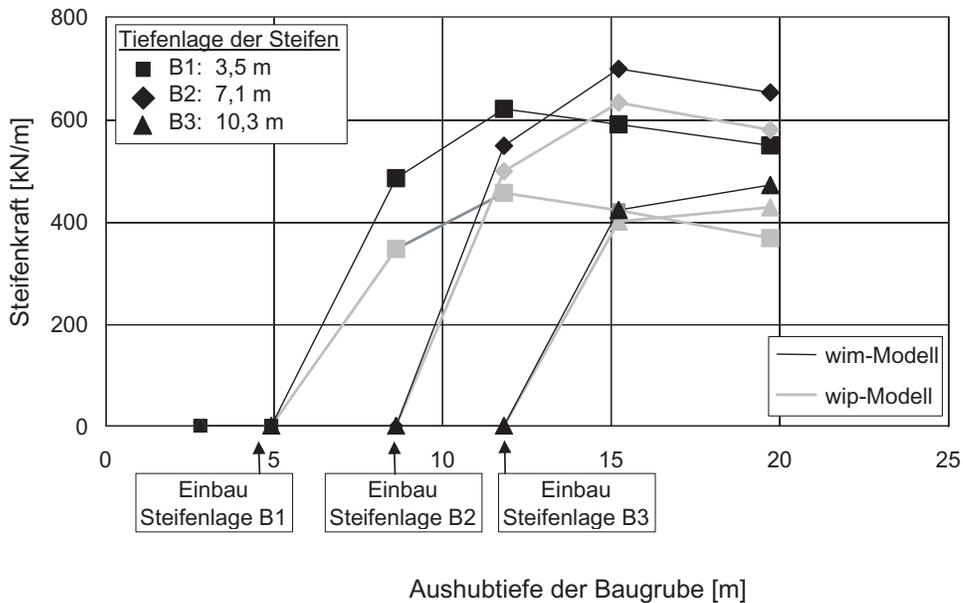


Bild 4.18: Entwicklung der Steifenkräfte der Lagen B1, B2 und B3 während des schrittweisen Baugrubenaushubs

des Baugrubenaushubs zu große Wandverformungen und zu hohe Steifenkräfte liefert, führt im Falle von weichen normalkonsolidierten Untergrundverhältnissen die Vernachlässigung der Schlitzwandherstellung zu einer Unterschätzung der auftretenden Steifenbelastung. Analog zu den Wandverformungen liegt somit die konventionelle FE-Modellierung auch für die Steifenbemessung auf der unsicheren Seite.

4.5 Schlussfolgerungen

Anhand der im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Berechnungsergebnisse lassen sich für die Herstellung von schlitzwandgestützten Baugruben in weichen, normalkonsolidierten Bodensedimenten folgende Schlussfolgerungen ableiten.

- Durch das visko-hypoplastische Stoffgesetz ist die Grundlage dafür geschaffen, ein zutreffendes Prognosemodell für das Verformungsverhalten von Stützkonstruktionen in weichen Böden zu entwickeln. Am Beispiel des *Taipei National Enterprise Centers* (TNEC) konnte gezeigt werden, dass im Rahmen geotechnischer Fragestellungen die in-situ gemessenen Wand- und Bodenverformungen durch das numerische Modell ohne eine nachträgliche Kalibrierung überzeugend reproduziert werden können. Die Bestim-

mung der dafür erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen erfolgt durch standardisierte Element- und Feldversuche oder, falls solche Versuche nicht vorliegen oder durchgeführt werden können, durch die Korrelation mit bekannten Parametern.

- Unter Berücksichtigung des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand (*wim*-Modell) nehmen die horizontalen Wand- und Bodenverformungen während des Baugrubenaushubs als Folge des gegenüber dem Erdruchdruck veränderten Ausgangsspannungszustands zu. Der Vergleich mit den in-situ Messungen zeigt, dass dadurch die Prognosequalität des Modells gegenüber einer konventionellen FE-Berechnung (*wip*-Modell), welche den Herstellungsvorgang der Schlitzwand vernachlässigt und den Erdruchdruck zu Beginn des Aushubvorgangs ansetzt, verbessert werden kann. Im Vergleich zu stark überkonsolidierten bindigen Bodenschichten liegt somit eine konventionelle Verformungsprognose für Stützkonstruktionen in weichen Böden nicht mehr auf der sicheren Seite. Die Ursache der Verformungszunahme resultiert daraus, dass der Betoniervorgang der einzelnen Schlitzwandlamellen zu einer Erhöhung des Erddrucks zu Beginn des Baugrubenaushubs führt, welcher im untersuchten Fall lokal bis zu 120 % des ursprünglichen Erdruchdrucks beträgt. Im Vergleich dazu ist die Spannungsabnahme unterhalb der späteren Baugrubensohle nur gering ausgeprägt, so dass für beide Modelle eine annähernd gleiche Mobilisierung des Erdwiderstands vor dem Schlitzwandfuß während des Bodenaushubs erfolgt. Daher lassen sich die größeren Wandverformungen des *wim*-Modells in erster Linie auf den erhöhten Erddruck im Ausgangszustand zurückführen.
- Infolge der größeren Wandverformungen nehmen unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung die Geländesetzungen neben der Baugrube ebenfalls zu. Da sich die zusätzlichen Verformungen der Stützkonstruktion vorwiegend auf den Bereich der Baugrubensohle konzentrieren, werden Bodenbewegungen bis in eine größere Entfernung verursacht, welche im Vergleich zu einer konventionellen *wip*-Berechnung zu einer insgesamt ausgeprägteren Setzungsmulde führen. Der Vergleich mit den in-situ Messungen zeigt auch hier, dass mit Hilfe des *wim*-Modells eine zutreffendere Verformungsprognose erfolgt.
- Der gegenüber dem Erdruchdruck erhöhte Ausgangsspannungszustand wirkt sich erheblich auf die Größe der zu erwartenden Steifenkräfte aus. In Abhängigkeit der Tiefe der jeweiligen Steifenlage werden bis zu 50 % höhere Steifenkräfte im Vergleich zu einer *wip*-Berechnung prognostiziert. Im oberen Drittel der Baugrube ist die Zunahme der Steifenkraft als Folge des erhöhten Erddrucks besonders ausgeprägt. Mit zunehmender

Tiefe der Steifenlage schwindet jedoch der Einfluss der Schlitzwandherstellung und die zu erwartenden Steifenkräfte können hinreichend genau durch eine konventionelle Berechnung ermittelt werden. Für die betrachtete top-down Bauweise der TNEC-Baugrube ist die Zunahme der Steifenkräfte von nachrangiger Bedeutung, da die zusätzliche Belastung problemlos durch die Deckenscheiben aufgenommen werden kann. Im Falle einer bottom-up Konstruktion, bei der zunächst eine temporär ausgesteifte Baugrube mit der geplanten Tiefe ausgeführt und anschließend die Montage des Hochbaus von der Baugrubensohle beginnt, kann eine Unterschätzung der Steifenkraft eine folgenschwere Bedeutung haben. Die Aussteifung erfolgt in der Regel durch Druckglieder, welche auf die Größe der zu erwartenden Steifenkraft bemessen werden. Sofern dafür die prognostizierten Belastungen einer *wip*-Berechnung und ein Sicherheitsniveau von $\eta = 1,5$ zu Grunde gelegt wird, können sich unter Umständen Bauzustände nahe des rechnerischen Grenzzustandes ausbilden.

- Die Ursache für das ungünstigere Verformungsverhalten der Stützkonstruktion ist die globale Erhöhung des Ausgangsspannungszustands im oberen Drittel der Schlitzwand durch den Betoniervorgang der einzelnen Lamellen. Je stärker der Unterschied zwischen dem Erdruchdruck und dem angesetzten Frischbetondruck ist, desto deutlicher werden die prognostizierten Verformungen und Steifenkräfte des *wim*-Modells jene des *wip*-Modells übertreffen. Für die vorgestellten Berechnungen wurde eine kritische Tiefe des Betondruckverlaufs h_{crit} von 20 % der Verbauwandtiefe H gewählt. In-situ Messungen des Frischbetondrucks zeigen jedoch, dass h_{crit} bis zu 30 % von H betragen und der Betoniervorgang somit zu einer stärkeren Erhöhung des Spannungsniveaus führen kann. Für den Fall, dass normalkonsolidierte Bodenschichten direkt bis zur Geländeoberkante anstehen, kann daher geschlossen werden, dass der Herstellungsvorgang der Schlitzwand das Verformungsverhalten des Boden-Bauwerk-Systems in deutlich stärkerem Maße als für den Fall der TNEC-Baugrube beeinflusst. Diese Überlegungen können ebenfalls auf nichtbindige Bodenschichten übertragen werden, die durch einen entsprechend geringen Erdruchdruck gekennzeichnet sind. Allerdings ist dabei im Unterschied zu bindigen Sedimenten zu beachten, dass im Allgemeinen deutlich geringere Wandverschiebungen erforderlich sind, um den aktiven Erddruck hinter der Verbauwand zu mobilisieren. Für ausreichend große Verschiebungen ist daher zu erwarten, dass der Einfluss der Schlitzwandherstellung verschwindet und die Spannungsgeschichte vor dem Baugrubenaushub an Bedeutung verliert (*SOM*-Konzept, [47]).

Kapitel 5

Fundamentsetzungen infolge Schlitzwandherstellung

5.1 Problemstellung

Bei der Herstellung von innerstädtischen Baugruben sind Setzungen der unmittelbar angrenzenden Nachbarbebauung unvermeidlich. Neben den örtlichen geologischen Randbedingungen und der Baugrubenkonstruktion hängt die Größenordnung der auftretenden Bodenverformungen wesentlich vom gewählten Bauverfahren ab. Die Aufgabenstellung während der Entwurfs- und Ausführungsplanung besteht somit unter anderem darin, das Bauverfahren im Hinblick auf eine Minimierung der Setzungen zu optimieren. Bei numerischen Prognoseberechnungen wird in der Regel nur der Baugrubenaushub modelliert und die Bodenverformungen infolge Herstellung der Verbauwand vernachlässigt. In-situ Messungen [96, 117] zeigen jedoch, dass schon während der Wandherstellung nicht zu vernachlässigende Setzungen der Nachbarbebauung entstehen können. Daher sollte sich eine Optimierung des Bauverfahrens nicht nur auf den Aushub der Baugrube beziehen, sondern bereits den Herstellungsprozess der Verbauwand beinhalten.

Um die Anzahl der Herstellungsschritte bei der Ausführung von Schlitzwänden gering zu halten, wird eine möglichst große Länge der einzelnen Schlitzwandlamellen angestrebt, welche sich aus der äußeren Standsicherheit η des suspensionsgestützten Schlitzes ergibt. Zum Nachweis der Sicherheit wurden zahlreiche Untersuchungen angestellt [79], die Aufschluss über den durch die Stützsuspension aufzunehmenden räumlichen Erddruck geben sollten. Darauf aufbauend wurden verschiedene räumliche Erddrucktheorien analog zur statischen und der kinematischen Berechnungsmethode entwickelt. Zur Berücksichtigung von zusätzlichen Gebäudelasten wurden

weitere in-situ und Modellversuche durchgeführt [64, 69, 100, 112], wobei jedoch weiterhin der Grenz Zustand des offenen Schlitzes im Vordergrund der Untersuchungen steht und die Gebrauchstauglichkeit der Nachbarbebauung nur von nachrangigem Interesse ist.

Zur genaueren Betrachtung des Setzungsverhaltens einer Einzelgründung neben einer suspensionsgestützten Schlitzwandlamelle führte Waldhoff [129] kleinmaßstäbliche Modellversuche im Sand durch. Ziel der Versuche war es, den Einfluss der Gebrauchslast des Fundamentes sowie des Abstands zwischen Gründungskörper und Schlitzwandlamelle auf die Fundamentsetzungen zu klären, welche infolge des Schlitzaushubs entstehen. Auf der Grundlage seiner Versuchsergebnisse schlägt Waldhoff zur Abschätzung der Setzungen eine Erweiterung des Polynomansatzes von Hettler [50] vor, welcher die Prognose von Fundamentsetzungen unter Gebrauchslast in rolligen Böden erlaubt. Um den Einfluss der Schlitzlänge auf die zu erwartenden Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs zu untersuchen, führte Happe [49] im Folgenden weitere Parameterstudien im trockenen Sand durch und leitet ein empirisch-mathematisches Modell zur Abschätzung der Setzung eines Einzelfundamentes infolge Herstellung einer einzelnen, unmittelbar benachbarten Schlitzwandlamelle her. Als maßgebender Versagensmechanismus wird dabei ein prismatischer Bruchkörper mit einer unter ϑ_a geneigten Gleitfläche vorausgesetzt. Mit Hilfe des mobilisierten Reibungswinkels im Ruhedruckzustand und während des Schlitzaushubs sowie einer angenommenen Mobilisierungsfunktion des Reibungswinkels über die Scherverformungen in der Gleitfläche können die Fundamentsetzungen abgeschätzt werden. Für ein Anwendungsbeispiel kann die Größenordnung der so bestimmten Setzungen numerisch verifiziert werden [73].

Die Versuche von Waldhoff und Happe decken ein breites Spektrum an Variationsmöglichkeiten ab, allerdings beschränken sie sich auf rollige, verformungsarme Böden ohne Grundwasser. Ferner wird lediglich ein mittig zu einem Einzelschlitz platzierter Gründungskörper und hiermit ein Sonderfall untersucht. Das folgende Kapitel soll daher der Fragestellung nachgehen, mit welcher Größenordnung an Fundamentsetzungen bei der Herstellung von Schlitzwandlamellen in weichen bindigen Böden zu rechnen ist. Dabei beschränkt sich die Betrachtung nicht nur auf eine einzelne Schlitzwandlamelle, sondern schließt die sequentielle Herstellung eines Schlitzwandausschnitts im Pilger-Schritt- und Läuferverfahren mit ein. Neben der Einzelgründung wird als weitere Alternative das Setzungsverhalten eines Streifenfundamentes infolge Schlitzwandherstellung untersucht.

5.2 Einzelgründung

5.2.1 Äußere Standsicherheit des Schlitzes

Für die Konstruktion und Ausführung von Schlitzwänden schreibt die DIN 4126 [5] eine erforderliche äußere Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes von $\eta = 1,1$ vor. Sofern Gebäude innerhalb eines definierten kritischen Bereichs neben der Schlitzwandlamelle vorhanden sind, ist eine erhöhte Sicherheit von $\eta = 1,3$ einzuhalten. Es wird davon ausgegangen, dass durch die höhere Sicherheit geringere Bodenverformungen infolge des Schlitzausbaus entstehen und somit die Gebrauchstauglichkeit der angrenzenden Bebauung sichergestellt ist. Wie eingangs erwähnt, wird aus bauverfahrenstechnischer Sicht eine Maximierung der Schlitzlänge angestrebt, wobei die entsprechend den örtlichen Randbedingungen geforderte Standsicherheit des offenen Schlitzes einzuhalten ist. Um eine Aussage über die Gebrauchstauglichkeit von Nachbargebäuden während der Schlitzwandherstellung treffen zu können, erscheint es daher sinnvoll, die auftretenden Setzungen mit der Standsicherheit des Einzelschlitzes zu korrelieren.

Zur Berechnung des räumlichen Erddrucks E_{ar} auf einen Erdschlitz begrenzter Länge verweist DIN 4126 u.a. auf einen kinematischen Berechnungsansatz, basierend auf einem prismatischen Bruchkörpermodell [130] (s. Bild 5.1a). Die räumliche Tragwirkung wird dadurch berücksichtigt, dass in den Seitenflächen des Bodenprismas rückhaltende Schubkräfte parallel zur Gleitfläche angesetzt werden. Unter der Annahme, dass die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung erfüllt ist, lässt sich die Größe der Schubkräfte aus dem Reibungswinkel φ' des Bodens in Verbindung mit der wirksamen Normalspannung σ'_y auf die Gleitfläche sowie einer möglichen Kohäsion c' berechnen. Die Annahme der Größe und die Verteilung von σ'_y kann dabei erheblichen Einfluss auf die Größe des räumlichen Erddrucks und somit auf die Standsicherheit des Schlitzes haben [79]. Auflasten, die auf oder unterhalb der Geländeoberfläche angreifen, werden bei der Ermittlung des vertikalen Gleichgewichts mit berücksichtigt. Zusätzlich ergeben sich jedoch infolge einer daraus resultierenden Erhöhung von σ'_y stützende Schubspannungen, die bei der Berechnung von E_{ar} mit angesetzt werden dürfen. Während schlaffe Steifen- und großflächige Auflasten problemlos in das Berechnungsverfahren integriert werden können, müssen mehrseitig begrenzte Lasten vereinfacht über die gesamte Länge des Bruchkörpers verschmiert werden.

Modell- und in-situ Versuche [100, 64] zeigen jedoch, dass konzentrierte Auflasten, beispielsweise in Form eines Einzelfundaments, den Versagensmechanismus entscheidend beeinflussen können und dass sich in Abhängigkeit vom Belastungsniveau ein lokaler Bruchkörper nahe

nung der äußeren Standsicherheit für ebene und nicht-ebene suspensionsgestützte Erdschlitzte an der Ruhr-Universität Bochum entwickelt worden ist.

Die Fragestellung, welches Berechnungsmodell den sich einstellenden Bruchmechanismus und somit die Standsicherheit des Schlitzes letztlich am besten erfasst, lässt sich nicht eindeutig beantworten. Bei den nachfolgend präsentierten Berechnungsergebnissen zum Setzungsverhalten von Einzelgründungen neben Schlitzwänden wird für die Ermittlung der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes das Berechnungsmodell von Göceri zu Grunde gelegt. Ausschlaggebend für die Wahl ist zum einen die praktikable Anwendbarkeit des Modells unter weitgehender Berücksichtigung der maßgebenden Einflussfaktoren. Zum anderen ist es für die Vergleichbarkeit der Fundamentsetzungen erforderlich, dass für alle betrachteten Fälle der gleiche Bruchmechanismus unabhängig von der jeweiligen Fundamentbelastung und Schlitzgeometrie angenommen wird. In diesem Zusammenhang sei deshalb darauf hingewiesen, dass die berechneten Standsicherheiten nicht zwangsläufig den tatsächlichen Grenzzustand des suspensionsgestützten Schlitzes erfassen, sondern ausschließlich als Korrelationsfaktoren für die auftretenden Setzungen infolge Schlitzaustrubs dienen.

5.2.2 Finite-Elemente-Modell

Die numerischen Berechnungen der Fundamentsetzungen infolge Schlitzwandherstellung erfolgt mit Hilfe des in Bild 5.2 dargestellten dreidimensionalen FE-Modells. Das Modell besteht aus ca. 17000 trilinearen Volumenelementen mit einem gekoppelten Spannungs-Porenwasserdruck-Ansatz. Die gewählten Untergrundverhältnisse entsprechen den bereits in Kapitel 4.2.2 beschriebenen geologischen Randbedingungen. Zunächst beschränkt sich die Betrachtung auf die Herstellung einer einzelnen, entsprechend dem TNEC-Projekt 35 m tiefen Schlitzwandlamelle in unmittelbarer Nähe zum Gründungskörper. Die Länge der Lamelle wird zwischen $L = 3,6 \text{ m}$, $5,4 \text{ m}$ und $7,2 \text{ m}$ variiert. Das quadratische Einzelfundament mit den Abmessungen $a = b = 1,8 \text{ m}$ ist in einer Tiefe von $d = 5,6 \text{ m}$ auf der dort anstehenden Sandschicht (Bild 4.4) mittig zum Schlitz gegründet. Der lichte Abstand zwischen Gründungskörper und Lamelle beträgt jeweils $x = 1,0 \text{ m}$. Zur Reduzierung der Rechenzeit wird parallel zur Längsachse der Lamelle eine Symmetriebedingung eingeführt. Vergleichende Berechnungen mit einem asymmetrischen Modellausschnitt ergeben, dass diese Annahme die Größe der resultierenden Fundamentsetzungen um weniger als 4 % beeinflusst.

Zu Beginn der Berechnungen wird für jedes Modell die entsprechende Fundamentlast auf den Gründungskörper aufgebracht und eine einjährige Konsolidierungsphase simuliert. Im An-

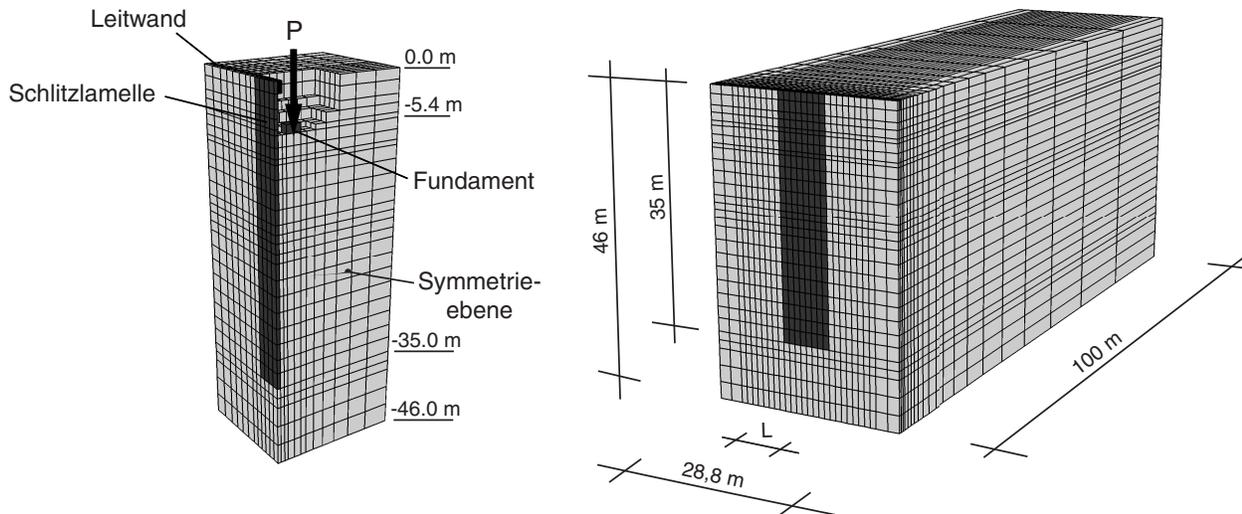


Bild 5.2: FE-Modell einer einzelnen Schlitzwandlamelle mit benachbartem Einzelfundament

schluss erfolgt die Simulation des Herstellungsvorgangs der Schlitzwandlamelle entsprechend der in Kapitel 3 vorgestellten Modellierungstechnik. Die Anzahl der Aushubschritte hat auf Grund der wechselnden Spannungspfade im benachbarten Bodenbereich einen Einfluss auf die Setzungen, so dass entsprechend den Erkenntnissen aus [73] der Schlitzaushub durch insgesamt fünf Aushubschritte modelliert wird. Die Wichte der stützenden Bentonitsuspension wird dabei zu $\gamma_b = 10,3 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Im Vergleich zum Aushubvorgang treten während des sich anschließenden Betoniervorgangs monotone Spannungspfade im Boden auf, da der Betonspiegel gleichmäßig vom Fuß der Lamelle ansteigt und die Stützsuspension nach oben verdrängt. Eine Unterteilung des Betoniervorgangs in einzelne Betonierabschnitte erfolgt daher bei der Simulation nicht. Zur Berücksichtigung des Einflusses des Belastungsniveaus auf die zu erwartenden Setzungen werden für jede Schlitzlänge fünf unterschiedliche Fundamentlasten untersucht, deren Größe sich jeweils aus der äußeren Standsicherheit η des suspensionsgestützten Schlitzes entsprechend [103] ergibt. Für unterschiedliche Schlitzlängen ergeben sich daher bei gleichem Sicherheitsniveau unterschiedlich große Fundamentlasten, welche als Eingangsparameter für das FE-Modell dienen. Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Fundamentlasten und die zugehörigen Standsicherheiten.

Zur Modellierung der Herstellung einer durchlaufenden Schlitzwand wird ein Schlitzwandsegment bestehend aus drei Einzellamellen generiert. In Kapitel 3.4.4 wird deutlich, dass der Herstellungsvorgang einer Einzellamelle parallel zur Schlitzwandachse zu einer Veränderung des Ausgangsspannungszustands im Bereich der Lamelle selbst sowie innerhalb eines beidsei-

Tabelle 5.1: Fundamentlasten p' und zugehörige Standsicherheiten η des suspensionsgestützten Schlitzes mit unterschiedlicher Länge L

L=7,2 m					
η	1,05	1,14	1,25	1,38	1,52
p' [kN/m ²]	200	150	100	50	0

L=5,4 m					
η	1,06	1,15	1,29	1,41	1,54
p' [kN/m ²]	240	200	140	110	75

L=3,6 m					
η	1,04	1,1	1,21	1,32	1,56
p' [kN/m ²]	280	260	230	200	150

tig an die Lamelle angrenzenden Bereichs in der Größe der Schlitzlänge führt. Daraus lässt sich schließen, dass das Setzungsverhalten eines Einzelfundamentes im Wesentlichen durch die Konstruktion der unmittelbar benachbarten sowie der daran zu beiden Seiten anschließenden Schlitzwandlamellen bestimmt wird. Der Aushub- und der Betoniervorgang mit einer Dauer von insgesamt einem Tag erfolgt für jede Lamelle entsprechend der in Kapitel 3 beschriebenen Methodik.

Für das Schlitzwandsegment wird als Herstellungssequenz das Pilger-Schritt- und das Läuferverfahren (siehe Bilder 5.3a und b) gewählt. Beim Pilger-Schritt-Verfahren wird dabei auf die Herstellungssimulation der Lamellen 0 und 3 verzichtet und es werden nur die Lamellen 1, 2 und 4 modelliert. Weiterhin wird entsprechend Bild 5.3c die Lage des Fundamentes bezüglich der Lamelleneinteilung der Schlitzwand variiert, so dass der Gründungskörper zum einen mittig zur Lamelle (Position 1) und zum anderen am Übergang zweier benachbarter Lamellen (Position 2) positioniert wird.

5.2.3 Berechnungsergebnisse für die Einzelgründung

Die im folgenden Kapitel dargestellten Setzungen des Einzelfundamentes resultieren ausschließlich aus dem Konstruktionsvorgang der Einzellamelle beziehungsweise des Schlitzwandseg-

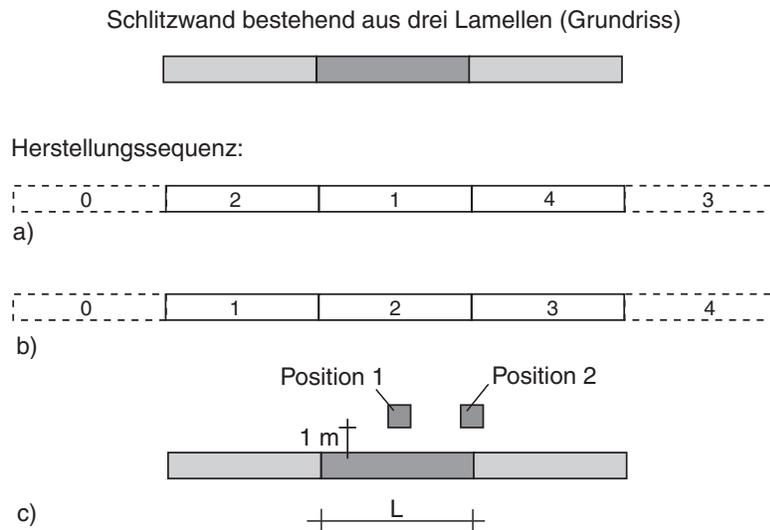


Bild 5.3: Schematische Darstellung des Schlitzwandsegments, Herstellung im Pilger-Schritt- a) und im Läuferverfahren b) sowie betrachtete Positionen des Gründungskörpers c)

menten. Die Eigensetzungen infolge Gebrauchslast werden bei den Darstellungen nicht berücksichtigt. Bei den angegebenen Fundamentlasten handelt es sich um effektive, das heißt setzungswirksame Belastungen. Der Lastanteil infolge Bodenaushubs und Auftrieb wird von der Gesamtbelastung des Gründungskörpers subtrahiert.

Bild 5.4 stellt für die drei betrachteten Schlitzlängen L die berechneten mittleren Setzungen des Gründungskörpers infolge Schlitzausbaus über die effektive Fundamentlast p' dar. Die Belastung $p' = 0 \text{ kPa}$ charakterisiert ein unbelastetes Gelände und die auftretenden Verformungen resultieren allein aus Bodeneigengewicht. Für jede Lamelle entspricht die maximal aufgebrachte Fundamentlast etwa einer äußeren Standsicherheit von $\eta = 1,05$, so dass mit abnehmender Schlitzlänge das maximale Belastungsniveau des Fundamentes ansteigt. Unabhängig von der Schlitzlänge nehmen die Fundamentsetzungen zu Beginn annähernd linear mit der Gebrauchslast zu. Je größer die Schlitzlänge dabei ist, desto größer sind ebenfalls die zu erwartenden Setzungen. Mit steigendem Belastungsniveau wachsen die Setzungen überlinear an. Der Übergang zwischen linearem und überlinearem Verlauf ist von der Schlitzlänge abhängig und tritt für größere Schlitzlängen bei geringerem p' auf.

Während des Schlitzausbaus unter Bentonitstützung sinkt im angrenzenden Bodenbereich der totale Erdruchdruck auf das Maß des Stützdrucks ab (vgl. Kapitel 3). Damit verbunden sind entsprechende Schubdehnungen, welche für die Mobilisierung der Scherfestigkeit des Bodens erforderlich sind. Je größer die Länge des offenen Schlitzes ist, desto höher muss die Festig-

keit des Bodens mobilisiert werden, um die Standsicherheit des Schlitzes zu gewährleisten und einen Gleichgewichtszustand zwischen Erd- und Suspensionsdruck zu erreichen. Mit dem Mobilisierungsgrad der Scherfestigkeit nehmen die Deformationen des Bodens jedoch überproportional zu, so dass mit zunehmender Schlitzlänge höhere Fundamentsetzungen bei gleicher Gebrauchslast zu erwarten sind.

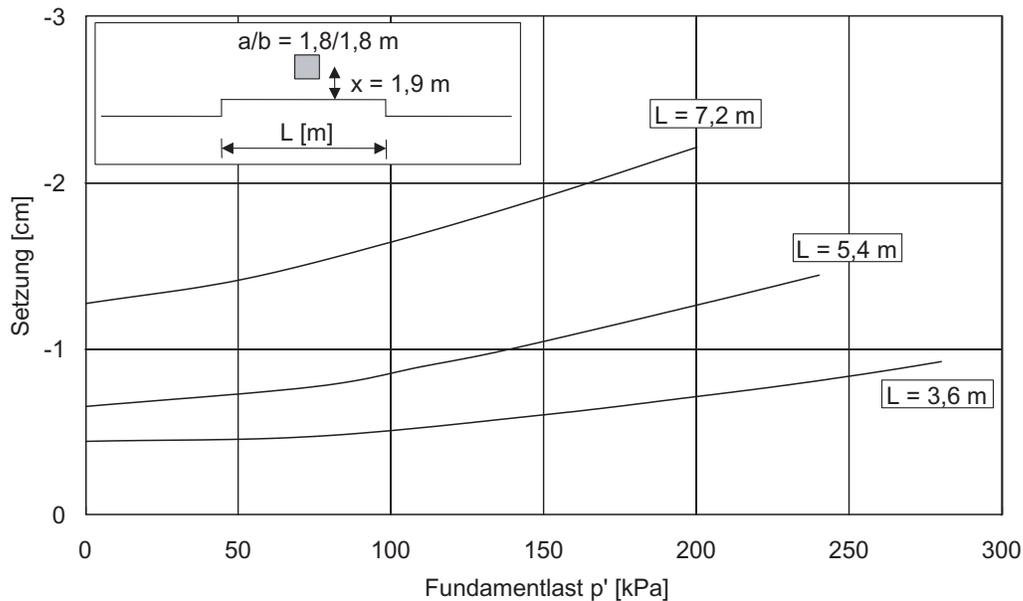


Bild 5.4: Fundamentsetzungen infolge Schlitztaushubs einer Einzellamelle dargestellt über die effektive Fundamentlast p'

In Bild 5.5 sind für $L = 7,2$ m die berechneten Fundamentsetzungen infolge Schlitztaushubs unter Bentonitstützung und nach Abschluss des Betoniervorgangs über die äußere Standsicherheit η des Schlitzes dargestellt. Mit abnehmender Sicherheit, was gleichbedeutend mit einer Erhöhung der Fundamentbelastung ist, nehmen die Setzungen überlinear zu. Der Betoniervorgang im Anschluss an den Schlitztaushub führt jedoch zu einer erheblichen Reduktion der zuvor aufgetretenen Fundamentsetzungen, welche im Falle einer Sicherheit von $\eta = 1,3$ etwa 50 % beträgt. Grund dafür ist der hohe Frischbetondruck, welcher in geringen Tiefen unterhalb der GOK den totalen Erdruchdruck im Ausgangszustand deutlich übersteigt (vgl. Kapitel 3). Aus Bild 3.12 ist ersichtlich, dass der Betoniervorgang zu konvexen Schlitzverformungen nahe der Geländeoberkante führt und demzufolge Hebungen des umliegenden Bodens und des Gründungskörpers verursacht. Da jedoch die Größe und die Verteilung des Frischbetondrucks über die Schlitztiefe von vielen Faktoren abhängen und bislang nicht ausreichend geklärt sind, sollten die prognostizierten Fundamenthebungen infolge des Betonierens der Lamelle kritisch

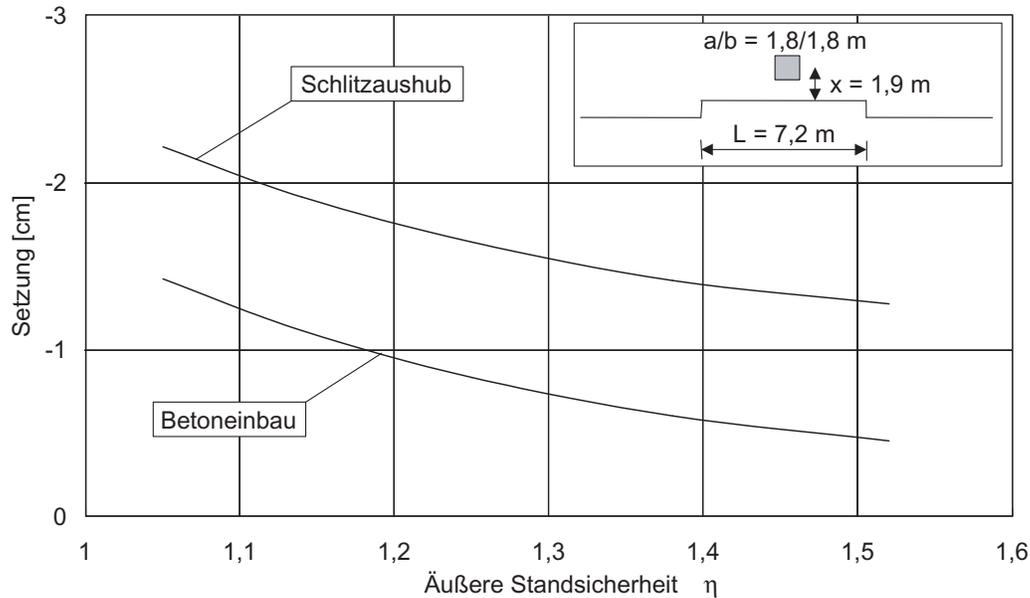


Bild 5.5: Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs und nach Abschluss des Betoniervorgangs dargestellt über die äußere Standsicherheit η des suspensionsgestützten Schlitzes, Schlitzlänge $L = 7,2 \text{ m}$

beurteilt und eher als Tendenz bewertet werden. Die im Modell verwendete Approximation des Betondruckverlaufs entspricht mit einer kritischen Tiefe von $h_{crit} = 0,2H$ (s. Kapitel 3.3) einer konservativen Annahme. Auf der Grundlage der wenigen Betondruckmessungen bei der Ausführung von Schlitzwänden ist davon auszugehen, dass h_{crit} bis zu 30% der Schlitztiefe entsprechen kann, was allerdings bedeuten würde, dass die Fundamenthebungen durch den Betoniervorgang tendenziell größer als nach Bild 5.5 auftreten würden.

Trägt man die Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs ebenfalls für die Schlitzlängen $L = 3,6 \text{ m}$ und $5,4 \text{ m}$ über die äußere Standsicherheit des Schlitzes η auf (Bild 5.6), so ist zu sehen, dass auch bei gleicher Standsicherheit die Verformungen mit der Schlitzlänge anwachsen. Je größer die Schlitzlänge ist, desto stärker steigen die Verformungen mit abnehmender Standsicherheit an. Für $L = 3,6 \text{ m}$ resultiert ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen η und den prognostizierten Setzungen. Bild 5.7 stellt dazu die Spannungspfade infolge Fundamentbelastung und anschließenden Schlitzaushubs in der Tonschicht ca. 3 m unterhalb des Gründungskörpers im p' - q -Diagramm mit den Roscoe-Invarianten $p' = -tr\mathbf{T}/3$ und $q = \sqrt{3/2} \|\mathbf{T}^*\|$ dar. Betrachtet werden zum Vergleich die zwei Schlitzlängen $L = 3,6 \text{ m}$ und $7,2 \text{ m}$ bei einer äußeren Standsicherheit $\eta = 1,3$, woraus sich die effektiven Fundamentlasten für die kurze Lamelle zu $p' = 200 \text{ kPa}$ und für die lange zu 80 kPa ergeben. Ausgehend vom K_0 -Zustand, gekennzeichnet durch Punkt 1, ergeben sich zunächst infolge Fundament-

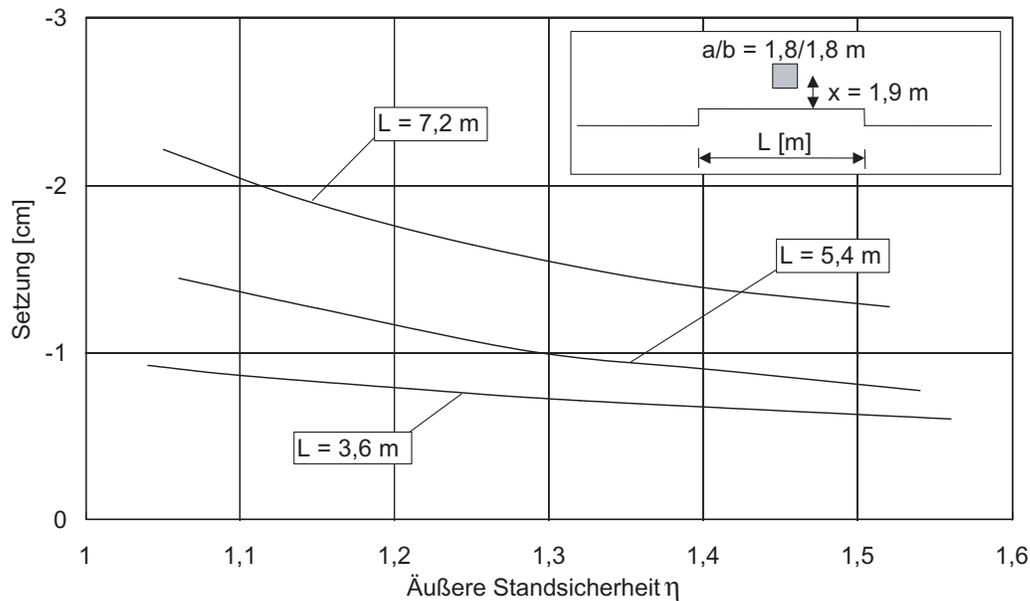


Bild 5.6: Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs für unterschiedliche Schlitzlängen L

belastung parallele Spannungspfade und eine Erhöhung der mittleren Spannung p' und des Spannungsdeviators q . Auf Grund der unterschiedlichen Gebrauchslasten resultieren für die beiden betrachteten Schlitzlängen verschiedene Endpunkte der Spannungspfade (Punkt 2). Der anschließende Schlitzaushub erfolgt weitestgehend undrainiert und führt unabhängig von der Schlitzlänge zu einer Reduktion von p' bei annähernd konstanter Deviatorspannung q (Punkte 2 \rightarrow 3). Die Spannungszustände nach Abschluss des Aushubvorgangs liegen deutlich unterhalb der kritischen Zustandlinie und somit hinreichend entfernt vom Bruchzustand des Bodens. Für beide Schlitzlängen kann auf eine annähernd gleiche Mobilisierung der Scherfestigkeit nach Bodenaushub unter Bentonitstützung geschlossen werden. Bild 5.8 stellt zum Vergleich den mobilisierten Reibungswinkel φ'_{mob} unterhalb des Fundamentes (a) und am Rand des offenen Schlitzes (b) über die deviatorische Dehnung $\epsilon_q = \sqrt{2/3} \|\mathbf{E}^*\|$ (\mathbf{E}^* = deviatorischer Dehnungstensor) dar. Für $L = 3,6$ m und $7,2$ m wird der Reibungswinkel des Bodens in ähnlicher Größenordnung mobilisiert und es treten vergleichbare Schubdehnungen auf. Mit zunehmender Schlitzlänge wird jedoch ein immer größeres Bodenvolumen diesen Scherdeformationen unterworfen, so dass bei gleicher äußerer Standsicherheit des Bodens bei längeren Schlitzten größere Bodenverformungen und somit Fundamentsetzungen auftreten als bei kürzeren.

Für den betrachteten Fall eines unmittelbar an die Schlitzwandlamelle angrenzenden Gründungskörpers lassen sich jedoch die Setzungen infolge Schlitzaushubs unabhängig von der Schlitzlänge hinreichend genau prognostizieren, sofern die mit der Schlitzlänge normierten Setzungen s/L entsprechend Bild 5.10 über die Standsicherheit aufgetragen werden. Im Falle der drei unter-

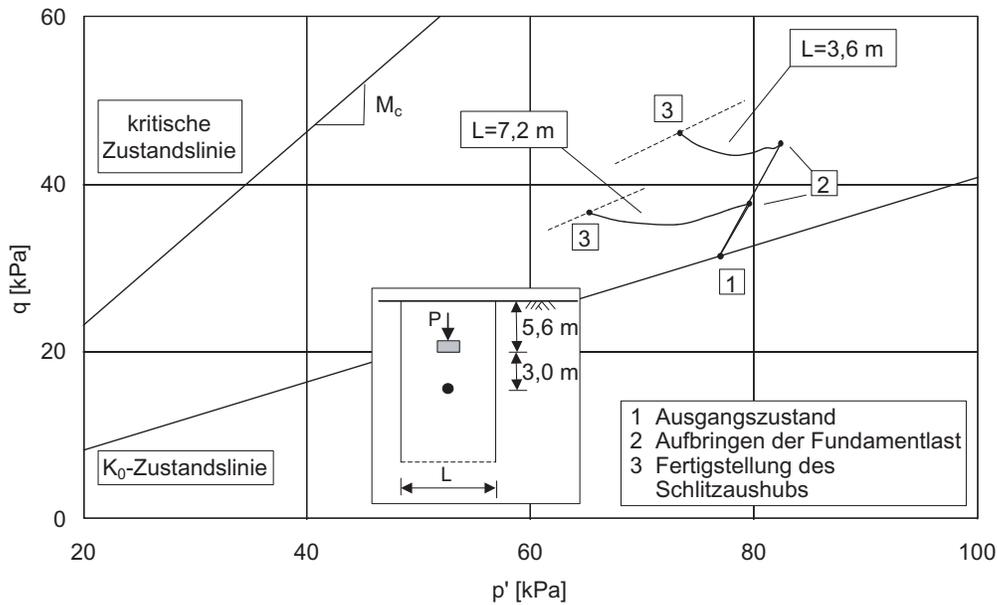


Bild 5.7: Effektiver Spannungspfad des Bodens 3 m unterhalb des Gründungskörpers infolge Fundamentbelastung und Schlitzausbaus einer Lamelle mit $L = 3,6$ m und $7,2$ m. Die äußere Standsicherheit des Schlitzes beträgt in beiden Fällen $\eta = 1,3$, woraus die Fundamentlasten $p' = 200$ kPa ($L = 3,6$ m) und $p' = 80$ kPa ($L = 7,2$ m) resultieren

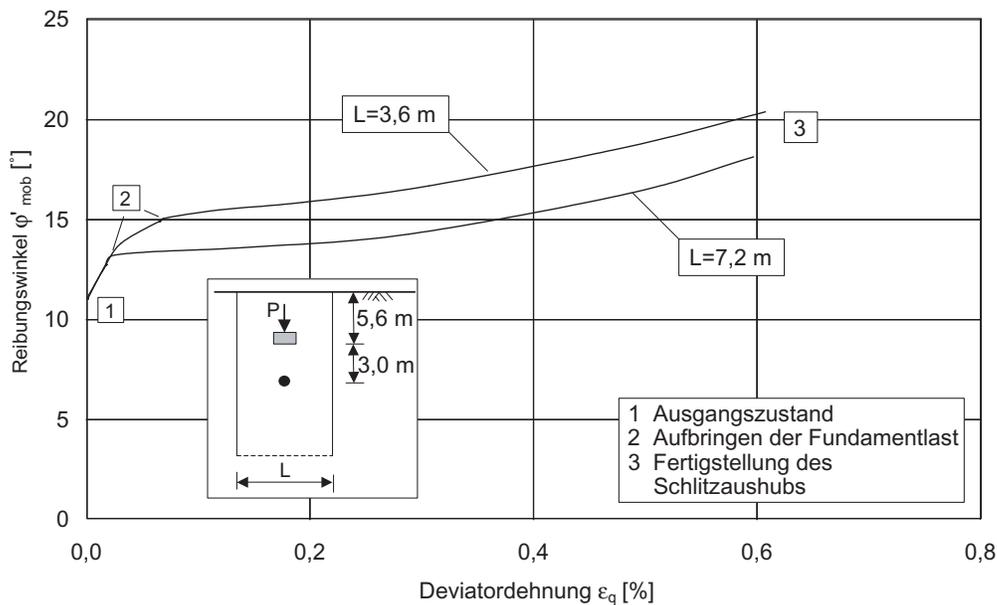


Bild 5.8: Mobilisierter Reibungswinkel φ'_{mob} unterhalb des Gründungskörpers während der Fundamentbelastung und des nachfolgenden Schlitzausbaus, aufgetragen über die Deviatordehnung ϵ_q

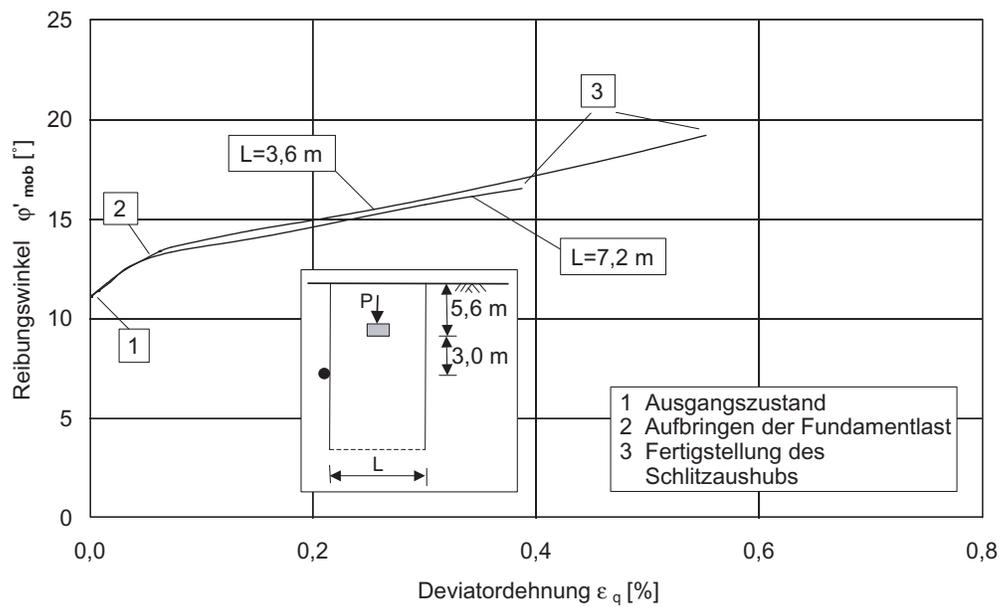


Bild 5.9: Mobilisierter Reibungswinkel φ'_{mob} 3 m unterhalb des Gründungskörpers am Rand der Lamelle während der Fundamentbelastung und des Schlitzaushubs, aufgetragen über die Deviatordehnung ϵ_q

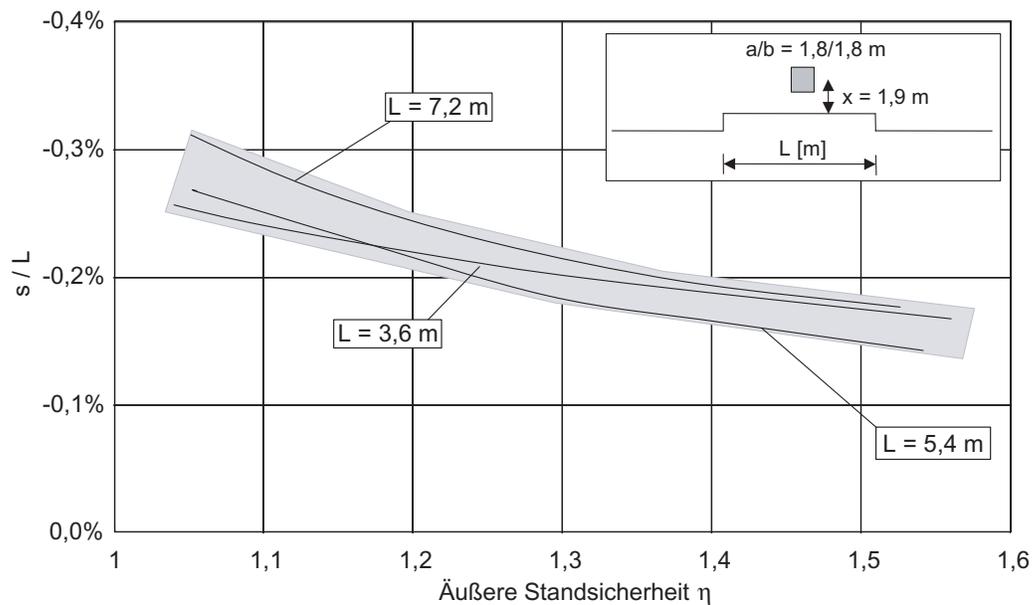


Bild 5.10: Normierte Fundamentsetzungen s/L für die betrachteten Schlitzlängen L

suchten Längen resultiert daraus eine Bandbreite in der Größenordnung von $s/L = \pm 0,02\%$. Für ein von der DIN 4126 [5] gefordertes Sicherheitsniveau $\eta = 1,3$ variieren die bezogenen Setzungen von $s/L = 0,18 - 0,22\%$ und liegen somit in der Größenordnung jener Setzungen, welche für sandige Böden zu erwarten sind [49, 73]. Im Unterschied zum Ton entspricht der Herstellungsvorgang einer Schlitzwandlamelle im Sand jedoch einem annähernd drainierten Vorgang und die Endsetzungen des Gründungskörpers treten somit unmittelbar auf. Im Vergleich dazu erfolgt der Schlitzaushub in schluffigen und tonigen Böden weitestgehend undrainiert und es entstehen entsprechend Kapitel 3 als Folge der horizontalen Verformungen der Schlitzwänden Porenwasserunterdrücke im angrenzenden Boden, welche erst zeitverzögert dissipieren und zu weiteren Verformungen führen. Bild 5.11 dokumentiert die Auswirkungen des Konsolidierungsvorgangs auf die zu erwartenden Fundamentsetzungen. Bei den zu Grunde gelegten Berechnungen wird nach Aushub der Schlitzwandlamelle ($L = 7,2\text{ m}$) eine vierwöchige Zeitspanne generiert, in der der offene Schlitz unter Suspensionsstützung verbleibt. Verfahrenstechnisch kann eine solche Verzögerung beispielsweise durch die Beseitigung von Hindernissen oder Findlingen innerhalb des auszuhebenden Schlitzes begründet sein. Innerhalb der ersten fünf Tage nach Abschluss der Aushubarbeiten nehmen die Setzungen um bis zu 40% zu. Zu erklären ist diese Entwicklung dadurch, dass der angrenzende Boden infolge der Dissipation der Porenwasserunterdrücke schwillt und die horizontalen Bodenverformungen in den Schlitz hinein zunehmen. Damit verbunden ist eine weitere Zunahme der vertikalen Bodenverformungen, welche zu einer Vergrößerung der Fundamentsetzungen führen. Die Porenwasserunterdrücke infolge des Schlitzaushubs entsprechen einem lokalen Absinken des Grundwasserspiegels im Umgebungsbereich der Lamelle. Durch den Konsolidierungsvorgang steigt der Grundwasserspiegel jedoch auf sein altes Niveau wieder an, wodurch es ab dem fünften Tag nach Fertigstellung des Schlitzaushubs zu geringfügigen Hebungen des Geländes und des Gründungskörpers kommt.

Zur Klärung des Einflusses der Viskosität und damit des Kriechverhaltens des Bodens werden für den betrachteten Fall ferner Berechnungen mit unterschiedlichen Viskositätsindizes I_v für die bindigen Bodenschichten durchgeführt. Der Index $I_v = 1,8\%$ entspricht den ursprünglichen Bodenverhältnissen in Taipeh, während $I_v = 5\%$ einen ausgeprägt plastischen Boden repräsentiert. Für die betrachteten Viskositätsindizes I_v ergeben sich jedoch entsprechend Bild 5.11 annähernd deckungsgleiche Zeit-Verformungskurven, woraus geschlossen werden kann, dass die Setzungszunahme der Einzelgründung infolge Bauverzögerung allein aus dem Schwellvorgang des Bodens resultiert und das Kriechverhalten des Bodens keinen entscheidenden Einfluss ausübt.

Als baupraktische Konsequenz ergibt sich daraus, dass durch einen zügigen Schlitzaushub in

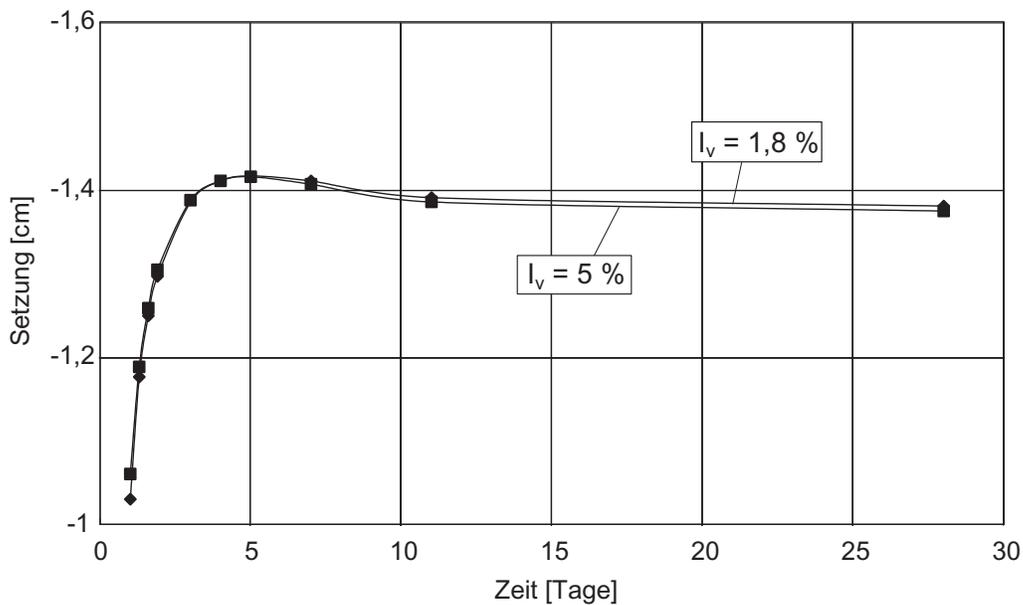


Bild 5.11: Verlauf der Fundamentsetzungen für unterschiedlich viskose Böden infolge Schlitzaustrags unter Bentonitstützung und einer anschließenden vierwöchigen Standzeit des offenen Schlitzes

Verbindung mit unmittelbar anschließendem Betoneinbau die Setzungen von benachbarten Einzelgründungen reduziert werden können. Durch eine Begrenzung der Schlitzlänge können auch für geringere Standsicherheiten η Schlitzwandlamellen hergestellt werden, ohne die Gebrauchstauglichkeit der angrenzenden Bebauung einzuschränken.

Zur Berücksichtigung des Abstands zwischen Gründungskörper und Schlitzwandlamelle stellt Bild 5.12 die bezogenen Setzungen s/L über den bezogenen Abstand x/L für $L = 7,2 \text{ m}$ dar. Der Abstand x wird dabei vom Rand der Lamelle bis zum Mittelpunkt des Gründungskörpers gemessen. Mit wachsendem Abstand nehmen die Setzungen für eine Sicherheit von $\eta = 1,0$ und $1,3$ stetig ab. Für größere Abstände ($x/L > 0,5$) ist mit einer rascheren Setzungsabnahme zu rechnen als für solche Fälle, bei denen sich das Fundament näher am Schlitz befindet.

Dieser Sachverhalt ist dadurch zu erklären, dass mit zunehmendem Abstand die Fundamentlast zu einem größeren Anteil über ein sich im Boden ausbildendes Druckgewölbe auf Bodenbereiche neben dem suspensionsgestützten Schlitz abgetragen werden kann und die Scherfestigkeit des Bodens nur zu einem geringeren Maß mobilisiert werden muss. Dadurch treten geringere Scherdeformationen auf, welche sich durch kleinere Fundamentsetzungen bemerkbar machen. In Bild 5.12 ist zusätzlich der in DIN 4126 [5] festgelegte kritische Bereich mit $x/L = 0,7$ dargestellt. Sofern sich ein Gebäude in einem geringeren Abstand zum Schlitz befindet, wird

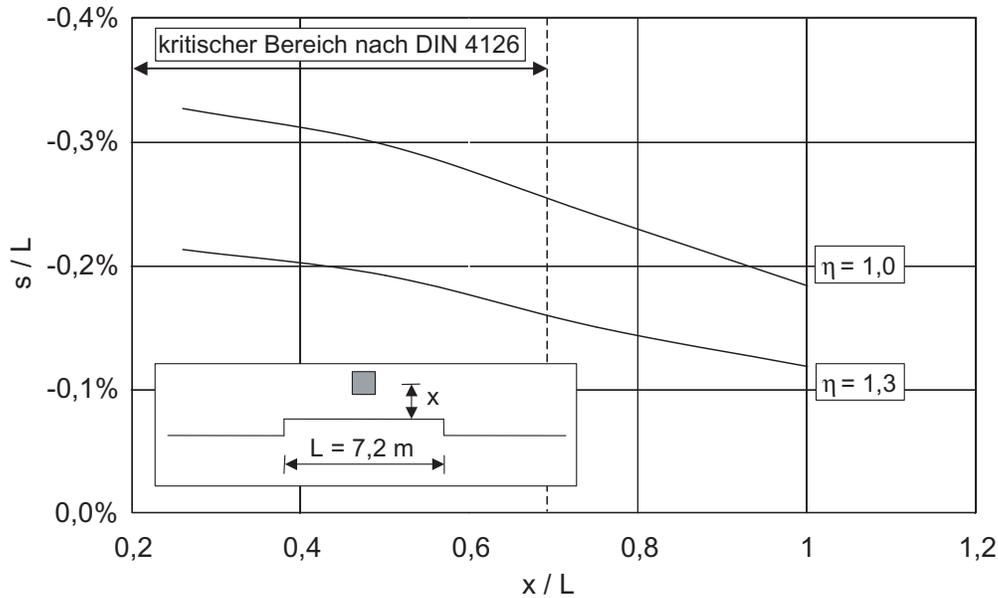


Bild 5.12: Abhängigkeit der berechneten Setzungen s/L vom Abstand x/L zwischen Gründungskörper und Schlitzwandlamelle

nach DIN 4126 zur Reduktion der Setzungen eine erhöhte Standsicherheit des Schlitzes von $\eta = 1,3$ anstelle von $\eta = 1,1$ gefordert. Anhand der dargestellten Ergebnisse ist zu erkennen, dass die Setzungen außerhalb dieses Bereichs deutlich abnehmen und daher eine geringere Standsicherheit zu vertreten ist. Analog ist der bezogene Abstand x/L bei konstantem Abstand zwischen Gründungskörper und Lamelle größer, je kleiner die Schlitzlänge ist. Für kürzere Lamellen ist daher mit geringeren Setzungen zu rechnen, da ein größerer Anteil der Fundamentlast über Gewölbewirkung abgetragen werden kann. Dabei ist jedoch zu beachten, dass ein gewisser Mindestabstand zur Mobilisierung des Druckgewölbes erforderlich ist. Lee [64] schlägt analog dazu das in Bild 5.13 dargestellte Modell vor. Der maßgebende Bruchkörper bildet sich ausgehend von den vorderen Ecken des Fundamentes unter einem Winkel von $\vartheta = 45^\circ$ aus. Im Falle eines quadratischen Gründungskörpers mit der Kantenlänge b ergibt sich somit die Breite des Bruchkörpers in Höhe der Schlitzwandlamelle zu:

$$L_f = b + 2 \cdot \left(x - \frac{b}{2}\right) \cdot \tan \vartheta \quad (5.1)$$

Für große Schlitzlängen mit $L > L_f$ wird die Fundamentlast allein über die Stützwirkung der Suspension und die Mobilisierung des Scherwiderstands abgetragen. Nimmt jedoch die Schlitzlänge ab oder der Abstand x zu, so dass entsprechend $L < L_f$ gilt, bildet sich zusätzlich ein Druckgewölbe im Boden aus und die Fundamentlast wird zum Teil auf die angrenzenden

Bodenbereiche seitlich vom Schlitz abgetragen. Für den untersuchten Fall mit $L = 7,2 \text{ m}$ und $b = 1,8 \text{ m}$ muss entsprechend Gleichung 5.1 $x/L > 0,5$ gelten, damit von einer Gewölbewirkung ausgegangen werden kann. Entsprechend Bild 5.12 werden für größere Abstände als $x/L = 0,5$ tatsächlich stärker abnehmende Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs prognostiziert und somit die Überlegung zur Bruchkörperausbildung nach Lee bestätigt.

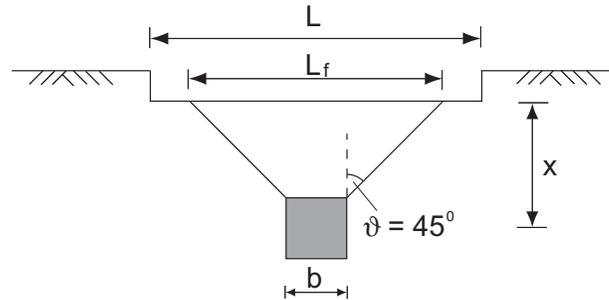


Bild 5.13: Bruchmodell für ein Einzelfundament neben einem suspensionsgestützten Schlitz nach Lee [64]. Sofern $L_f > L$ kann eine Gewölbewirkung zur Abtragung der Fundamentlast während des Schlitzaushubs unterstellt werden

In Bild 5.14 sind die normierten Setzungen des Einzelfundamentes während der sequentiellen Herstellung dreier Schlitzwandlamellen im Pilger-Schritt-Verfahren über die Konstruktionsschritte aufgetragen. Entsprechend Bild 5.3 werden die beiden Positionen 1 und 2 des Gründungskörpers in Bezug zur Lamelleneinteilung der Schlitzwand untersucht. Der bezogene Abstand zwischen Gründungskörper und Lamelle beträgt $x/L = 0,26$ bei einer äußeren Standicherheit von $\eta = 1,05$. Für den Fall des mittig zur Lamelle gegründeten Einzelfundamentes wird der größte Anteil der Gesamtsetzungen durch den Aushub der unmittelbar benachbarten Lamelle 2 verursacht. Der anschließende Betoniervorgang führt analog zu Bild 5.5 zu einer Reduktion der Verformungen um ca. 35%, so dass nach Fertigstellung der Lamelle eine mittlere Setzung des Gründungskörpers von etwa 0,2% der Schlitzlänge verbleibt. Die fortschreitende Herstellung der Lamellen 1 und 3 führt zu einer oszillierenden Akkumulation der Fundamentsetzungen, da sich die einzelnen Setzungsmulden im Umgebungsbereich jeder Lamelle überlagern. Für die Setzungen des Gründungskörpers ergibt sich daraus die Konsequenz, dass die größten Verformungsordinaten temporär während des Aushubvorgangs der Lamelle 3 auftreten. Da der Setzungszuwachs während der Herstellung der äußeren Lamelle hinreichend klein ist, kann die Schlussfolgerung getroffen werden, dass weiter entfernt liegende Lamellen keinen weiteren Einfluss auf das Verformungsverhalten der Gründung ausüben. Die Setzungen werden somit ausschließlich durch die Herstellung der unmittelbar benachbarten sowie der beidseitig daran

anschließenden Schlitzwandlamellen verursacht. Aus Bild 5.14 ist jedoch zu entnehmen, dass für die Gebrauchstauglichkeitsbetrachtung des Gebäudes während der Herstellung der Schlitzwand die temporär auftretenden Setzungen infolge des Aushubs der Lamelle 2 mit ausreichender Genauigkeit als Bewertungskriterium zu Grunde gelegt werden können.

Eine ähnliche Entwicklung der Setzungen des mittig platzierten Fundamentes lässt sich bei der schrittweisen Herstellung der Schlitzwand im Läuferverfahren beobachten (Bild 5.15). Der größte Verformungsanteil resultiert wie zuvor aus dem Schlitzaushub der Lamelle 2 während die Herstellung der beidseitig benachbarten Lamellen nur einen geringen Anteil beisteuert. Als Folge der Setzungsüberlagerung treten jedoch die größten Setzungsordinaten ebenfalls beim Aushub der Lamelle 3 auf.

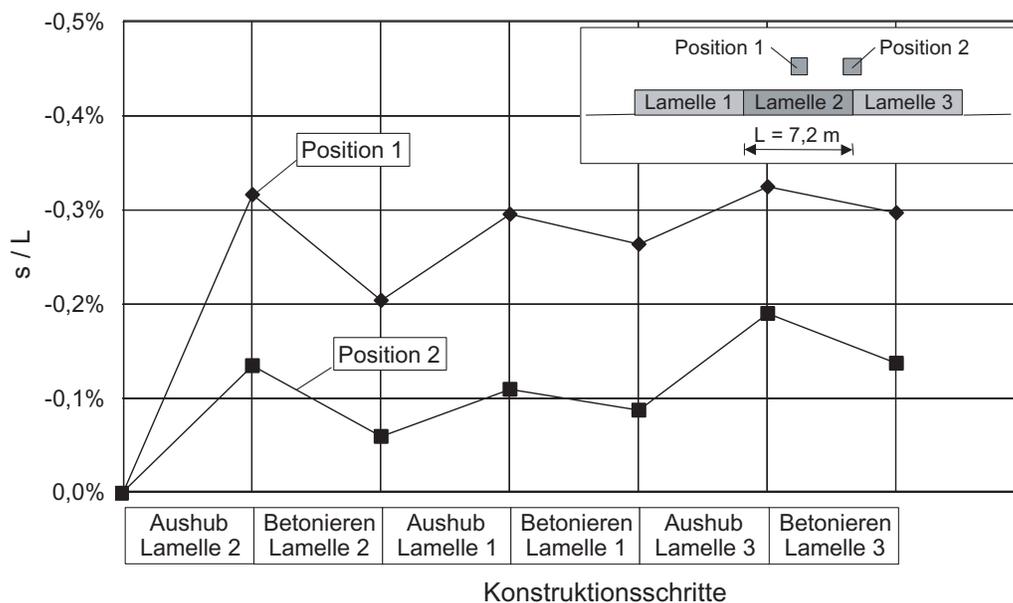


Bild 5.14: Entwicklung der Fundamentsetzungen während der sequentiellen Herstellung eines aus drei Lamellen bestehenden Schlitzwandsegmentes im Pilger-Schritt-Verfahren

Bild 5.17 stellt einen Vergleich der maximalen Fundamentsetzungen infolge unterschiedlicher Herstellungssequenzen über die äußere Standsicherheit des Schlitzes dar. Für das Pilger-Schritt-Verfahren wird zusätzlich zwischen den Sequenzen 2-1-3 (Fundament neben einer Primärlamelle) und 1-3-2 (Fundament neben einer Sekundärlamelle) unterschieden. Für den baupraktischen Bereich mit $\eta > 1,3$ sind die größten Setzungen infolge Schlitzwandherstellung für den Fall zu erwarten, dass sich der Gründungkörper bei der Pilger-Schritt-Sequenz neben einer Sekundärlamelle befindet. Grund dafür ist, dass sich die temporären Verformungen infolge Schlitzaushubs

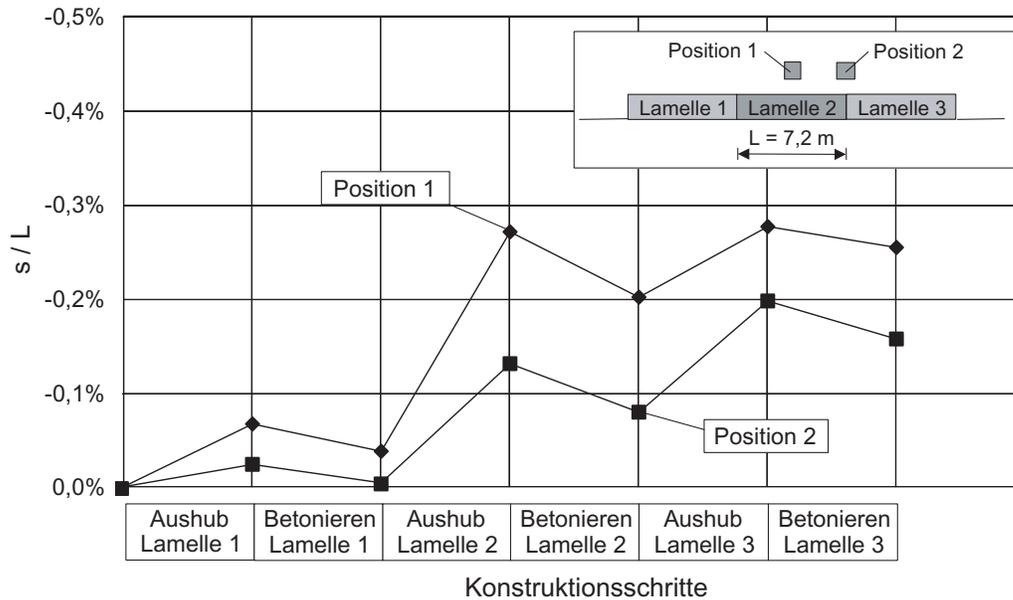


Bild 5.15: Entwicklung der Fundamentsetzungen während der sequentiellen Herstellung eines aus drei Lamellen bestehenden Schlitzwandsegmentes im Läuferverfahren

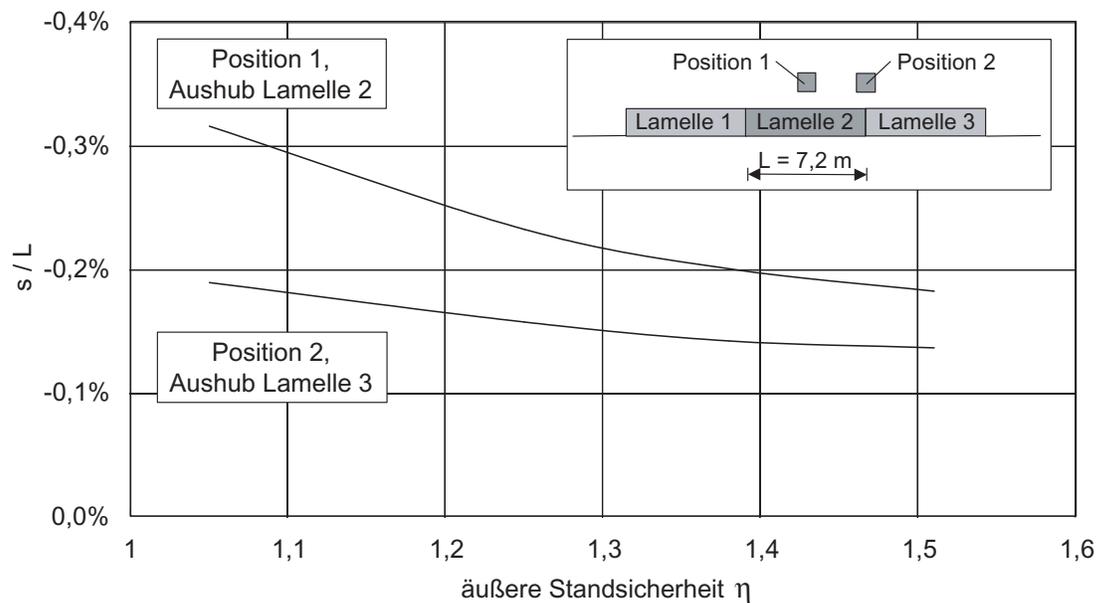


Bild 5.16: Vergleich der maximal prognostizierten Setzungen für einen mittig zum Schlitz (Position 1) und einen am Übergang zweier Lamellen (Position 2) positionierten Gründungskörper für die Herstellung der Wand im Pilger-Schritt-Verfahren

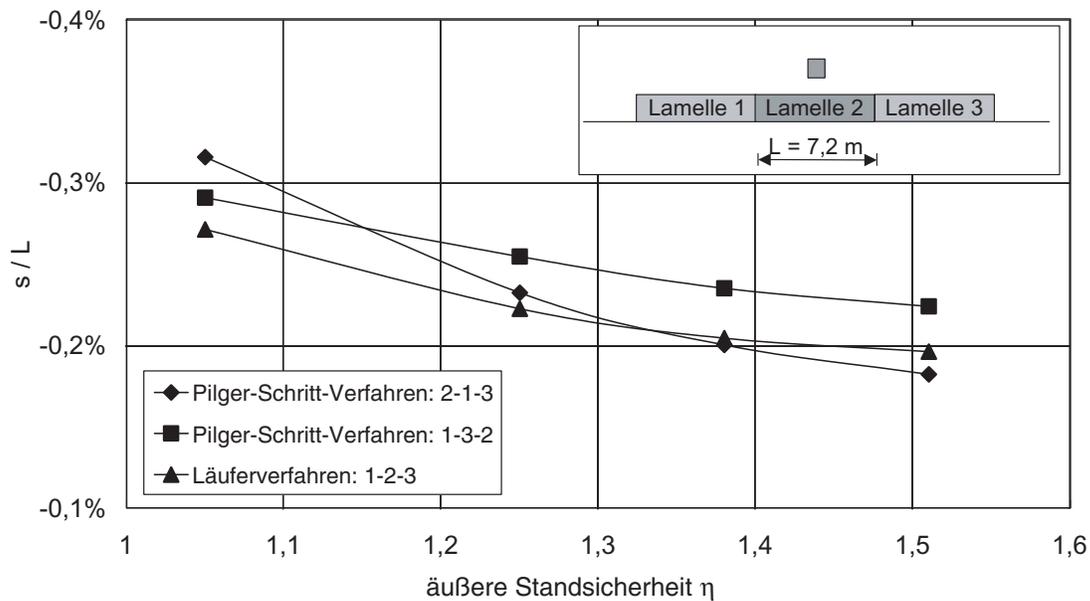


Bild 5.17: Vergleich der über die Standsicherheit η aufgetragenen normierten Fundamentsetzungen infolge des Schlitzaushubs der Lamelle 2 für unterschiedliche Herstellungssequenzen

der Lamelle 2 mit denen überlagern, welche permanent aus der Fertigstellung der Lamellen 1 und 3 resultieren. Für das Läuferverfahren gilt das Gleiche. Da jedoch vor dem Bodenaushub der Lamelle 2 lediglich die Lamelle 1 hergestellt wurde, sind die zugehörigen Fundamentsetzungen geringer. Die kleinsten Verformungen resultieren aus der Pilger-Schritt-Sequenz 2-1-3. Da sich hierbei der Gründungskörper neben einer Primärlamelle befindet, resultieren die Setzungen einzig und allein aus dem Schlitzaushub der Lamelle 2 selbst. Für geringere Sicherheiten als $\eta = 1,3$, welche jedoch nach DIN 4126 [5] für den Fall einer Nachbarbebauung innerhalb des kritischen Abstands unzulässig sind, drehen sich diese Verhältnisse jedoch genau um. Mit abnehmender Standsicherheit des Schlitzes nehmen die Verformungen im Falle der Sequenz 2-1-3 überproportional zu und es treten für $\eta = 1,05$ die größten Setzungen auf. Im Unterschied dazu ist der Setzungszuwachs in den beiden übrigen Fällen deutlich geringer, da die bereits fertiggestellten und teilweise ausgehärteten Nachbarlamellen steife Widerlager für das Spannungsgewölbe während des Aushubs der Lamelle 2 bilden und somit zu einer Begrenzung der Bodenbewegungen beitragen. Allerdings dominiert für die Lamellenfolge 1-3-2 die Überlagerung der einzelnen Setzungsmulden, so dass trotz der beidseitig eingebauten Lamellen größere Setzungen resultieren als für den Fall des Läuferverfahrens. Für $\eta = 1,3$ ist zwischen den Sequenzen 1-2-3 und 2-1-3 praktisch kein Unterschied in den Fundamentsetzungen zu erkennen. Lediglich für den Fall, dass sich der Gründungskörper neben einer sekundären Schlitzwand-

lamelle befindet (Sequenz 1-3-2), kann mit bis zu 30 % größeren Verformungen gerechnet werden.

Von größerer Bedeutung ist die Position des Gründungskörpers zu den Lamellen und somit die Lamelleneinteilung der Schlitzwand in Relation zur Nachbarbebauung. Bild 5.16 stellt vergleichend für die Positionen 1 und 2 die maximal auftretenden Fundamentsetzungen über die äußere Standsicherheit des Schlitzes dar, wobei in beiden Fällen das mittig zum Schlitz platzierte Einzelfundament bei der Berechnung von η zu Grunde gelegt wird. Befindet sich der Gründungskörper am Übergang zweier Schlitzwandlamellen, so sind die Setzungen infolge Schlitzwandherstellung unabhängig von der Sequenz deutlich kleiner als im Falle eines mittig zur Lamelle gegründeten Fundamentes. Während des Aushubs einer der angrenzenden Lamellen kann die Fundamentlast durch eine Umlagerung der Sohlspannungen auf die angrenzenden Bodenbereiche abgetragen und ein mit entsprechenden Verformungen verknüpfter Lastabtrag über die Stützsuspension minimiert werden. Für $\eta = 1,3$ können somit die Setzungen des Gründungskörpers um bis zu 40 % reduziert werden.

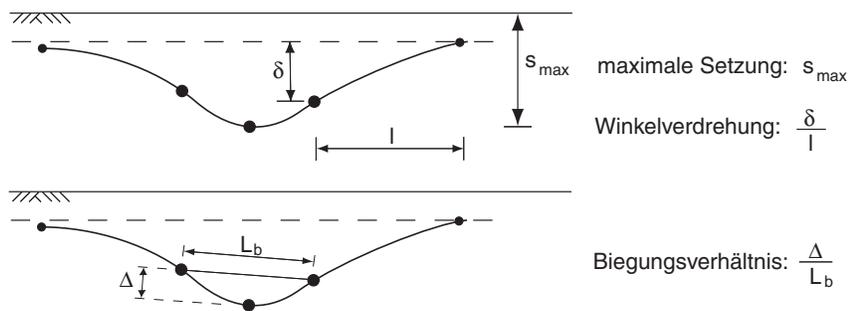


Bild 5.18: *Unterschiedliche Bewertungskriterien für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Gebäuden infolge Setzungsdifferenzen [36]*

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit ist neben der absoluten Setzungsordinate s_{max} auch die Kenntnis der maximal auftretenden Setzungsdifferenz δ erforderlich. Schultze [106] schlägt eine Begrenzung der Winkelverdrehung auf $\tan \alpha = \delta/l = 1/300$ (s. Bild 5.18) vor, um Schäden am Bauwerk zu vermeiden. Zur Berücksichtigung von Ungenauigkeiten bei der Setzungsprognose kann dieser Wert zusätzlich mit einer Sicherheit beaufschlagt werden, so dass sich eine zulässige Winkelverdrehung von $1/500$ oder, sofern Schäden mit Sicherheit ausgeschlossen werden sollen, von $1/1000$ ergibt. Um im vorliegenden Fall die maximalen Winkelverdrehungen zu berechnen, ist eine Annahme über das Gründungsraster der aufgehenden Konstruktion erforderlich. Aus der Sequenzberechnung der drei Schlitzwandlamellen geht hervor, dass der Aushub

eines Schlitzes nur geringfügige Setzungen eines Einzelfundamentes verursacht, welches mittig zu einem Nachbarschlitz gleicher Länge gegründet ist. Vernachlässigt man diesen Einfluss und wählt die Schlitzlänge als Fundamentraster parallel zu Schlitzwand, so entsprechen die maximalen Setzungsdifferenzen den während des Schlitzaushubs temporär auftretenden Fundamentsetzungen. Für eine Schlitzlänge $L = 7,2\text{ m}$ und einer Sicherheit des offenen Schlitzes von $\eta = 1,1$ ergibt sich demnach eine Winkelverdrehung von etwa $1/340$, wodurch zwar Schäden theoretisch ausgeschlossen, aber mögliche Unsicherheiten nicht abgedeckt werden können. Um die Winkelverdrehung auf $1/500$ und somit die Setzung infolge Schlitzaushubs auf etwa $1,5\text{ cm}$ ($720\text{ cm}/500$) zu begrenzen, ist gemäß Bild 5.6 eine äußere Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes von mindestens $\eta = 1,32$ erforderlich. Für die Schlitzlängen $L = 5,4\text{ m}$ und $3,6\text{ m}$ ergibt sich eine entsprechende Sicherheit von $\eta = 1,25$ und $1,3$. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass die Ausführung der Aushub- und Betonierarbeiten zügig erfolgt und der Boden somit keine Möglichkeit zum Schwellen erhält, wodurch die Winkelverdrehungen weiter anwachsen würden. Ist der Abstand l der Fundamente jedoch größer als die Schlitzlänge L , was gerade im Falle von $L = 3,6\text{ m}$ wahrscheinlich ist, so dürfen entsprechend geringere Standsicherheiten des Schlitzes zur Einhaltung der Winkelverdrehung zugelassen werden.

Alternativ wurde für die Schlitzlänge $L = 7,2\text{ m}$ ein Fundamentraster von $l = 3,6\text{ m}$ untersucht. Die Anordnung der Fundamente wurde dabei so gewählt, dass sich ein Gründungskörper mittig und der andere am Rand der Einzellamelle befindet. Während des Schlitzaushubs lässt sich nun aufgrund des engen Rasters eine ausgeprägtere Setzungsmulde beobachten. Die Setzungen des Randfundamentes, welche nun in einer nicht mehr zu vernachlässigenden Größenordnung liegen, führen dazu, dass der Setzungsunterschied zwischen den beiden Gründungskörpern geringer als bei einem Raster von $l = 7,2\text{ m}$ ist. Trotz des kleineren Abstands zwischen den Fundamenten hat dies zur Folge, dass für die Winkelverdrehung bei keiner der untersuchten Fundamentbelastungen ($\eta = 1,05 - 1,3$) ein Maß von $\delta/l = 1/350$ überschritten wird.

5.3 Streifengründung

5.3.1 Vorbemerkungen

Alternativ zur Einzelgründung soll das Setzungsverhalten einer Streifengründung während der Herstellung einer unmittelbar benachbarten Schlitzwand untersucht werden. Analog zu Kapitel 5.2 wird zunächst die Herstellung einer einzelnen Schlitzwandlamelle und im Anschluss die eines Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei einzelnen Lamellen simuliert. Als Einflussfaktoren

werden neben der Lamellengeometrie und der Herstellungssequenz das Belastungsniveau und die Biegesteifigkeit des Gründungskörpers näher betrachtet. Während bei den Einzelfundamenten die Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes als Maß für die Fundamentbelastung und als Korrelationsfaktor für die auftretenden Setzungen dient, lässt sich diese Überlegung nicht auf das Streifenfundament übertragen. Zur Berechnung der Standsicherheit des Schlitzes ist die Kenntnis der Lasten erforderlich, welche aus dem Gründungskörper in den angenommenen Bruchkörper eingeleitet werden. Während des Schlitzausbaus kommt es infolge einer Biegebeanspruchung des Fundamentes zu einer Umlagerung der Sohlspannungen, welche abhängig vom Steifigkeitsverhältnis von Boden und Gründungskörper ist. Im Bereich der Lamelle nehmen die Spannungen ab, während in angrenzenden Bereichen mit einer Lastkonzentration zu rechnen ist. Somit sind die maßgebenden Lasten für die Berechnung von η nicht bekannt und ein Nachweis der Standsicherheit vergleichbar zur Einzelgründung ist daher nicht möglich. Zur praktischen Nachweisführung schlagen Kilchert und Karstedt [60] einen verminderten Lastansatz unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung in der aufgehenden Wandscheibe vor. Da jedoch bei der FE-Modellierung lediglich das Streifenfundament generiert und keine weitere Annahme über die Bauwerksstruktur getroffen wird, kann diese Vorgehensweise hier nicht angewendet werden.

Alternativ kann die Belastung des Fundamentes über die zulässige Setzung unter Gebrauchslast festgelegt werden, welche für die nachfolgend vorgestellten Berechnungen zu $s_{zul,1} = 1 \text{ cm}$ und $s_{zul,2} = 2 \text{ cm}$ gewählt wird. In einer Vorberechnung werden die Setzungen als entsprechende Knotenverschiebung in das FE-Modell eingepreist. Die Auswertung der dabei auftretenden Sohlspannungen ergibt bei einer Breite des Streifenfundamentes von $b = 1,8 \text{ m}$ jeweils eine effektive Fundamentbelastung von $p'_1 = 153 \text{ kPa}$ und $p'_2 = 213 \text{ kPa}$. Bei der anschließenden Simulation der Schlitzwandherstellung kann nun p'_i als äußere Last auf das Streifenfundament aufgebracht und die auftretenden Verformungen des Gründungskörpers unter Berücksichtigung von $s_{zul,i}$ jeweils ausgewertet werden.

Die Biegesteifigkeit des Streifenfundamentes wird über die elastische Länge L_{elas} des Gründungsbalkens berücksichtigt, welche zusätzlich die Steifigkeit des Bodens erfasst. Entsprechend der Theorie des Winklerschen Halbraums [136] ermittelt sich L_{elas} zu:

$$L_{elas} = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k_s b}} \quad (5.2)$$

mit: $E_b I$ = Biegesteifigkeit des Fundamentes

k_s = Bettungsmodul

$b =$ Gründungsbreite

Die Größe des Bettungsmoduls k_s kann allgemein über eine Setzungsberechnung, einen Plattendruckversuch oder über Erfahrungswerte abgeschätzt werden. Im vorliegenden Fall werden die Ergebnisse der numerischen Setzungsberechnung verwendet, so dass sich k_s in Abhängigkeit des Belastungsniveaus wie folgt berechnen lässt:

$$k_{s1} = \frac{p'_1}{s_1} = \frac{153 \text{ kN/m}^2}{0,01 \text{ m}} = 15300 \text{ kN/m}^3 \quad (5.3)$$

$$k_{s2} = \frac{p'_2}{s_2} = \frac{213 \text{ kN/m}^2}{0,02 \text{ m}} = 10650 \text{ kN/m}^3 \quad (5.4)$$

Unter Verwendung von $E_b = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa}$, $I = 0,01875 \text{ m}^4$ (Dicke des Gründungsbalkens $d = 0,5 \text{ m}$), $b = 1,8 \text{ m}$ und k_{si} ergeben sich somit die elastischen Längen der Streifengründung zu $L_{s=1cm} = 3,0 \text{ m}$ und $L_{s=2cm} = 3,29 \text{ m}$.

Als Variation werden im Weiteren Berechnungen mit unterschiedlicher Dicke und somit Biegesteifigkeit des Fundamentes durchgeführt, wobei eine entsprechende Berücksichtigung bei der Berechnung von L_{elas} nach Gleichung 5.2 erfolgt.

5.3.2 Finite-Elemente Modell

Für die Berechnung der Verformungen des Streifenfundamentes infolge Schlitzwandherstellung werden drei unterschiedliche Lamellengeometrien mit $L = 3,6 \text{ m}$, $5,4 \text{ m}$ und $7,2 \text{ m}$ betrachtet. Die Schlitztiefe beträgt 35 m und das Fundament in einem lichten Abstand $x = 1 \text{ m}$ vom Schlitz ist in einer Tiefe von $5,6 \text{ m}$ gegründet. Die Dicke des Gründungskörpers wird zu $d = 0,5 \text{ m}$ und die Breite zu $b = 1,8 \text{ m}$ gewählt. Unter der Annahme, dass der Beton des Gründungskörpers während des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand im Zustand I verbleibt, kann der E-Modul mit $E_b = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa}$ abgeschätzt werden.

Bild 5.19 zeigt das FE-Modell des Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei einzelnen Lamellen. Die Elemente vor der Schlitzwand sind zur besseren Anschaulichkeit entfernt worden. Im Unterschied zur Einzelgründung, bei der auf Grund der kleinen Lastfläche ($a = b = 1,8 \text{ m}$) lokal begrenzte Bodenverformungen infolge Schlitzaushubs auftreten, wird sich bei der Streifengründung eine deutlich ausgeprägtere Setzungsmulde ausbilden. Um die Auswirkungen der

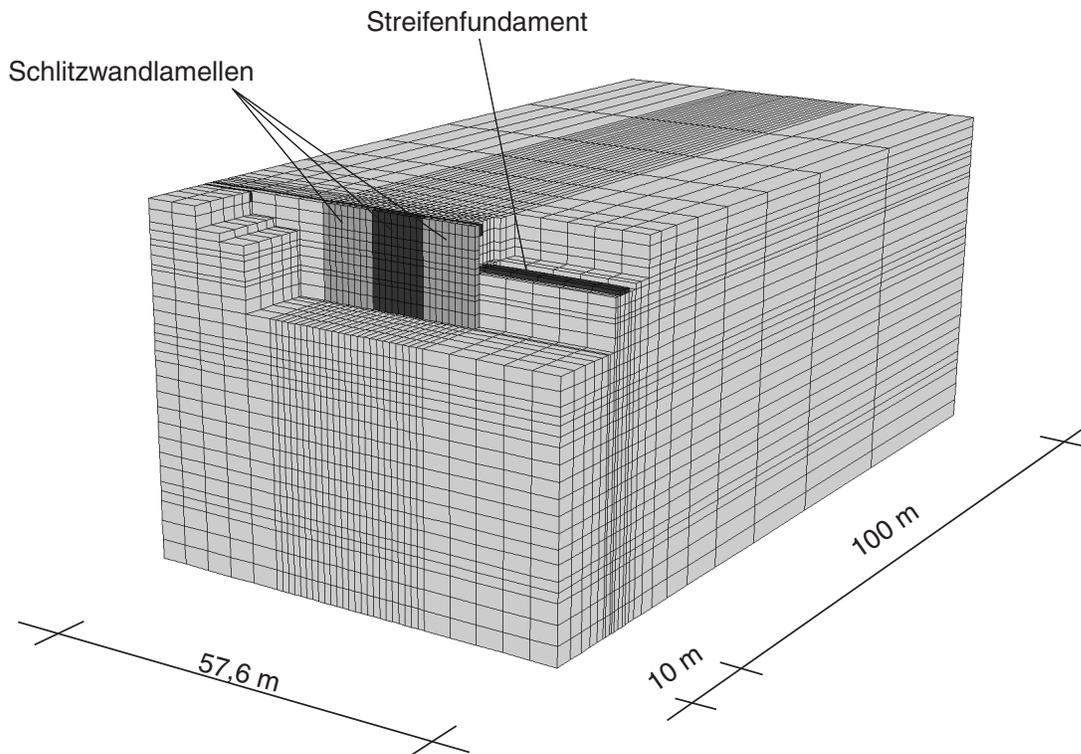


Bild 5.19: *Finite-Elemente-Modell des Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei Einzel-lamellen mit benachbartem Streifenfundament*

Randbedingungen auf die Verformungen des Streifenfundamentes im Bereich der Schlitzwand zu minimieren, muss daher die Breite des generierten Bodenvolumens deutlich größer gewählt werden und entspricht mit $57,6\text{ m}$ insgesamt der achtfachen maximalen Schlitzlänge. Der Einfluss der Symmetrie auf die maximale Setzungsordinate kann für die vereinfachte Annahme eines elastischen Halbraums nach Kany [57] abgeschätzt werden und beträgt im vorliegenden Fall weniger als 5% der Gesamtsetzung. Senkrecht zur Schlitzwand wird ein asymmetrischer Modellausschnitt mit einer Länge von insgesamt 110 m gewählt.

Zunächst wird die Herstellung einer einzelnen Schlitzwandlamelle entsprechend der zuvor beschriebenen FE-Simulation modelliert. Neben der Schlitzgeometrie wird ferner der Abstand des Fundamentes vom Schlitz, das Belastungsniveau sowie die Biegesteifigkeit des Gründungskörpers variiert. Im Anschluss erfolgt die sequenzielle Simulation des Herstellungsvorgangs des in Bild 5.19 dargestellten Schlitzwandsegmentes im Pilger-Schritt- und im Läuferverfahren für eine gewählte Schlitzlänge von $L = 7,2\text{ m}$.

5.3.3 Berechnungsergebnisse für die Streifenfundament

Bild 5.20 stellt über die Breite des Modellausschnitts die Setzungsmulden des Streifenfundamentes dar, welche aus dem Aushub von einzelnen Schlitzwandlamellen unterschiedlicher Länge resultieren. Die schwarzen und grauen Kurven stellen jeweils die Verformungen für eine zulässige Setzung des Fundamentes unter Gebrauchslast von $s_{zul} = 1\text{ cm}$ und 2 cm dar.

Unabhängig von der gewählten Schlitzlänge ergeben sich infolge der Symmetrie des Systems die größten Setzungsordinaten in der Mitte der Lamelle. Je länger der Schlitz dabei ist, desto größer sind die zu erwartenden Setzungen.

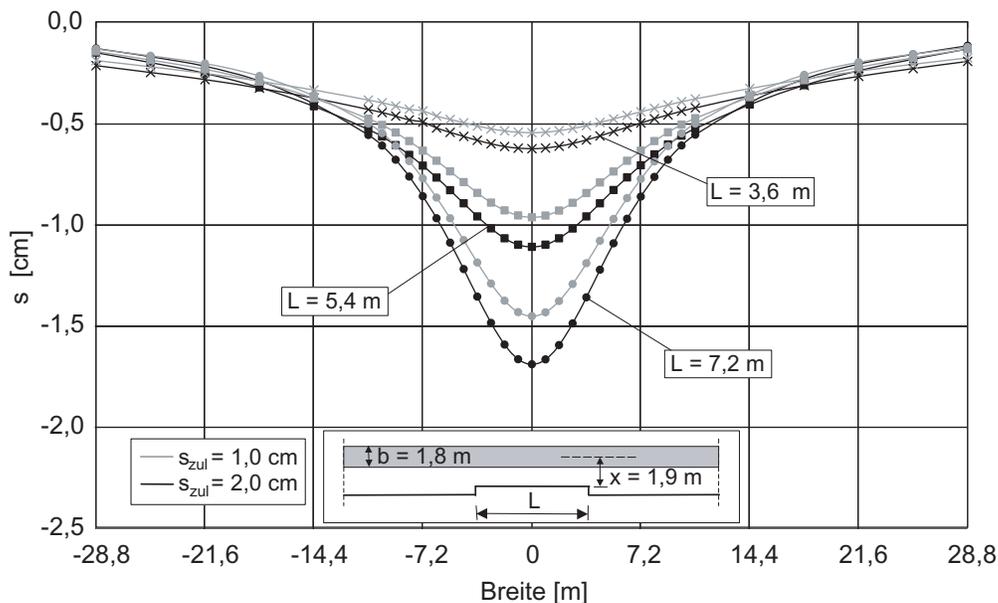


Bild 5.20: Setzungsmulde des Streifenfundamentes infolge des Aushubs benachbarter Lamellen mit einer Länge von jeweils $L = 3,6\text{ m}$, $5,4\text{ m}$ und $7,2\text{ m}$. Das Belastungsniveau des Gründungskörpers resultiert aus der Setzung unter Gebrauchslast von $s_{zul} = 1,0\text{ cm}$ und $s_{zul} = 2\text{ cm}$

Mit zunehmendem Abstand von der Symmetrieachse nehmen die Setzungen deutlich ab, wobei der Abstand zwischen den Wendepunkten der Biegelinie und der Symmetrieachse unabhängig von der Schlitzgeometrie ist und etwa $5,4\text{ m}$ beträgt. Da die Fundamentverformungen an den Knoten des diskretisierten Streifenfundamentes ausgewertet werden, ergeben sich in Bild 5.20 an den äußeren Modellrändern keine horizontalen Tangenten der Biegelinie, die auf Grund der Symmetriebedingungen zu erwarten sind. Zur besseren Approximation der Krümmung wäre eine feinere Netzdiskretisierung dieser Bereiche verbunden mit einer entsprechenden Erhöhung

der Rechenzeit erforderlich. Das Hauptinteresse der Berechnungen liegt jedoch im Verformungsverhalten des Fundamentes im Bereich der Schlitzwandlamellen, so dass zur Reduzierung der Rechenzeit auf eine feinere Vernetzung der Außenbereiche verzichtet wurde.

Infolge einer höheren Gebrauchslast des Streifenfundamentes muss ein größerer Lastanteil über eine Biegebeanspruchung des Gründungskörpers auf die Bodenbereiche seitlich des geöffneten Schlitzes abgetragen werden. Daraus resultiert eine insgesamt tiefer ausgeprägte Setzungsmulde (Bild 5.20). Während jedoch die höhere Belastung zu einer Verdopplung der Eigensetzung ($s_1 \rightarrow s_2$) führt, beträgt der Unterschied der maximalen Setzungsordinate nach Bodenaushub lediglich 15%. Dieses Verhalten ist insofern zu erklären, dass während des Schlitzaushubs nur innerhalb des lokal begrenzten Bereichs des Schlitzes die höhere Last umgelagert werden muss, während unter Gebrauchslast der Gründungsbalken über die gesamte Länge der höheren Beanspruchung unterworfen wird.

Für die Schlitzlänge $L = 7,2 \text{ m}$ stellt Bild 5.21 die Fundamentverformungen infolge des Schlitzaushubs und nach Einbau des Betons dar. Analog zur Einzelgründung führt der Betonvorgang aufgrund des hohen Frischbetondrucks in der Nähe der Geländeoberkante zu einer Reduktion der zuvor eingetretenen Setzungen und es stellt sich eine flachere Setzungsmulde ein. Da der Betondruck unabhängig von der Fundamentbelastung auf das umgebende Erdreich wirkt, sind die Hebungen der Gründung nach Schlitzaushub umso größer, je geringer das Belastungsniveau des Gründungskörpers ist. Für eine zulässige Setzung unter Gebrauchslast von $s_{zul} = 1 \text{ cm}$ beträgt die relative Hebung in der Mitte der Lamelle etwa 57 % während für $s_{zul} = 2 \text{ cm}$ nach Fertigstellung der Lamelle lediglich 37 % der Maximalsetzung zu erwarten sind.

In Bild 5.22 sind für unterschiedliche bezogene Abstände x/L die berechneten Fundamentverformungen infolge Schlitzaushubs aufgetragen. Mit zunehmendem Abstand des Streifenfundamentes zum Schlitz werden erwartungsgemäß die Setzungsmulden flacher und die Setzungsordinaten kleiner. In Kapitel 3 wird anhand der Spannungsverteilung im benachbarten Boden gezeigt, dass der Bodenaushub den geostatischen Spannungszustand innerhalb eines Abstands entsprechend der eineinhalb- bis zweifachen Lamellenlänge senkrecht zum Schlitz beeinflusst. Daraus kann gefolgert werden, dass Gründungskörper, welche sich innerhalb dieses Abstands befinden, Setzungen infolge des Schlitzaushubs unterworfen sind. Da jedoch die Veränderung des Ausgangsspannungszustands mit zunehmender Distanz deutlich geringer wird, nehmen in Bild 5.22 die Verformungen mit wachsendem x/L ebenfalls ab. Dennoch treten auch für einen Fundamentabstand in der Größenordnung der Schlitzlänge ($x/L = 1, 0$) Fundamentsetzungen mit einer maximalen Ordinate von knapp 1 cm auf. Der Abstand der Wendepunkte von der

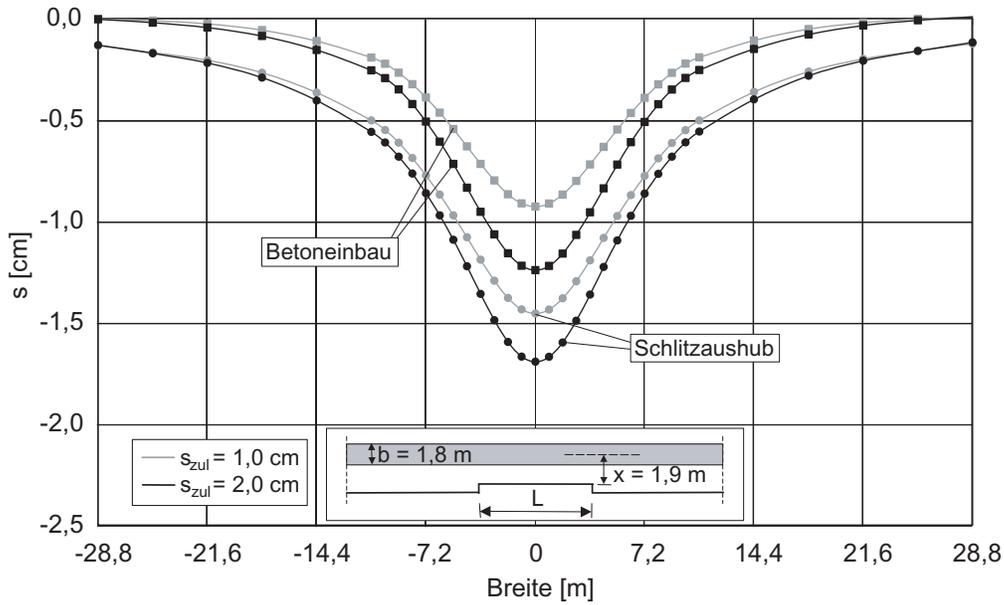


Bild 5.21: Setzungsmulde infolge Schlitzausbaus und Betoneinbaus einer Schlitzwandlamelle der Länge $L = 7,2$ m für unterschiedliche Gebrauchslasten des Streifenfundamentes

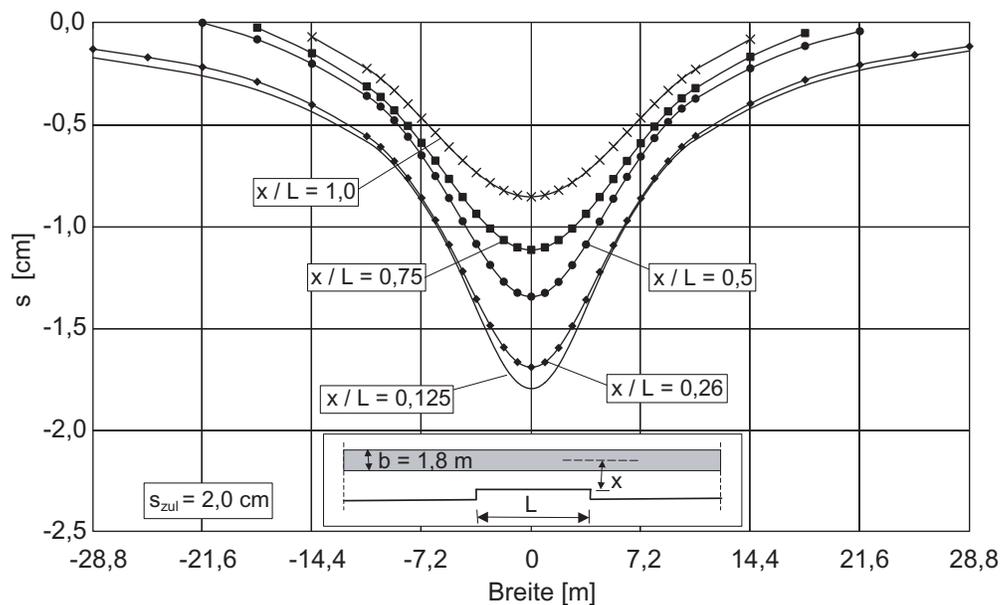


Bild 5.22: Setzungsmulde eines Streifenfundamentes mit $s_{zul} = 2$ cm infolge Ausbaus einer Einzellamelle ($L = 7,2$ m) in unterschiedlichen Abständen x/L zum Gründungskörper, x = Abstand vom Schlitzrand bis zur Mitte des Fundamentes

Symmetrieachse bleibt jedoch unabhängig vom Abstand der Gründung zum Schlitz und beträgt wie zuvor etwa $5,4\text{ m}$. Zusätzlich sind die Fundamentsetzungen für einen bezogenen Abstand von $x/L = 0,125$ in Bild 5.22 dargestellt. Für die gewählte Schlitzlänge $L = 7,2\text{ m}$ und die Fundamentbreite $b = 1,8\text{ m}$ grenzt das Gebäude somit unmittelbar an den Schlitz. Solche Ausführungsvarianten sind insbesondere bei innerstädtischen Baumaßnahmen mit bis zur Grundstücksgrenze reichender Nachbarbebauung erforderlich. Es besteht dann die Möglichkeit, die Kellerwände des Gebäudes als Leitwand für den Schlitzaushub heranzuziehen. Allerdings ist nachzuweisen, dass die Wände ausreichend standsicher sind und ohne Flüssigkeitsverlust den Suspensionsdruck aufnehmen können [120].

Da während der Schlitzwandherstellung Fundamentlasten infolge einer lokalen Biegebeanspruchung des Streifenfundamentes umgelagert werden, ist davon auszugehen, dass die Biegesteifigkeit EI des Gründungskörpers einen Einfluss auf die sich einstellende Setzungsmulde ausübt. In Bild 5.23 sind für $L = 7,2\text{ m}$ und $x/L = 0,26$ die Fundamentverformungen infolge Schlitzaushubs für verschiedene Steifigkeiten des Gründungsbalkens über die Länge des Modellausschnitts dargestellt. Die unterschiedlichen Steifigkeiten resultieren aus einer variierenden Dicke des Streifenfundamentes von $d = 0,25\text{ m}$, $0,50\text{ m}$ und $0,75\text{ m}$. Zum Vergleich sind ebenfalls die Berechnungsergebnisse für eine schlaffe Streifenlast mit $EI \rightarrow 0$ und eines annähernd starren Fundamentes mit $EI \rightarrow \infty$ dargestellt. Die untersuchten Randbedingungen stellen einen Grenzfall dar, da die Tragwirkung des aufgehenden Bauwerks vernachlässigt wird. In der Regel kann jedoch davon ausgegangen werden, dass sich in der Wandscheibe oberhalb des Streifenfundamentes ein Druckgewölbe ausbildet und somit die Biegesteifigkeit des Systems größer ist. Nach Kilchert und Karstedt [60] kann dieser Mechanismus ebenfalls beim Nachweis der äußeren Standsicherheit des Schlitzes berücksichtigt werden. Eine wesentliche Voraussetzung dafür ist jedoch, dass die vielfach aus Mauerwerk bestehende Wandscheibe statisch intakt ist und keine Risse oder Bruchkanten durch eingeprägte Vorverformungen vorhanden sind. Sofern jedoch das Mauerwerk bereits beschädigt ist und zusätzlich, wie bei älteren Gebäude häufig der Fall, das Streifenfundament aus unbewehrtem Beton oder Mauerwerk besteht, sinkt die Biegesteifigkeit und somit auch die Tragfähigkeit rapide ab.

Je biegeweicher das Streifenfundament ist, desto größer werden die Verformungsordinaten und die Breite der Setzungsmulde nimmt ab. Für übliche Biegesteifigkeiten, charakterisiert durch die drei gewählten Fundamentdicken, sind die Setzungsunterschiede jedoch verhältnismäßig gering. Im Vergleich dazu nehmen die Setzungen im Falle der schlaffen Streifenlast im Bereich der ausgehobenen Lamelle drastisch zu, da auf Grund der fehlenden Biegesteifigkeit die Fundamentlast aus dem Bereich des Schlitzes nicht auf die seitlichen Bodenbereiche umgelagert werden

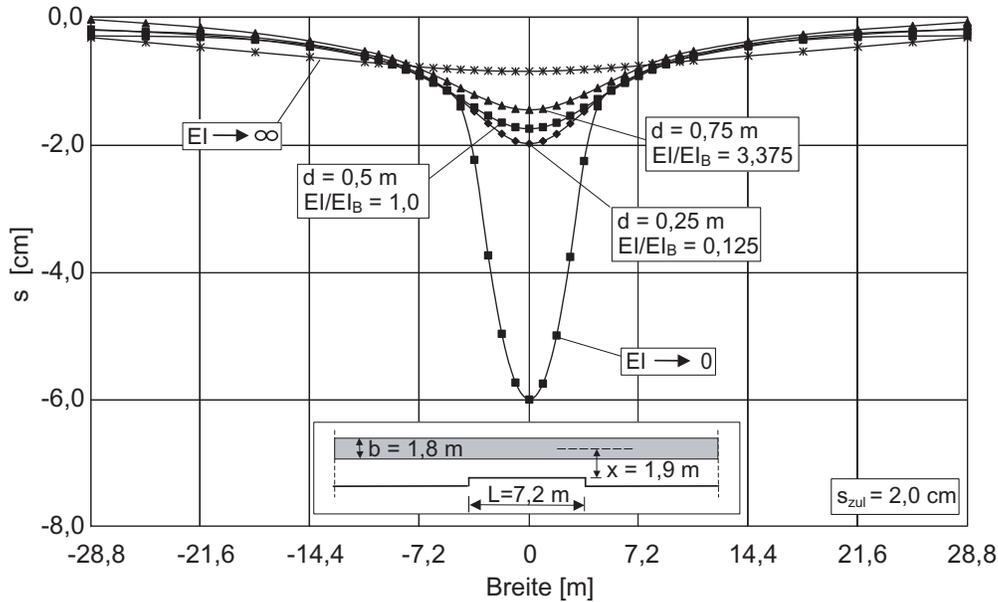


Bild 5.23: Setzungsmulde für Streifenfundamente unterschiedlicher Biegesteifigkeit EI infolge des Aushubs einer 7,2 m langen Schlitzwandlamelle in einem Abstand von $x/L = 0,26$, die Biegesteifigkeit EI_B des Gründungskörpers mit der Dicke $d = 0,5$ m wird als Referenzsteifigkeit gewählt

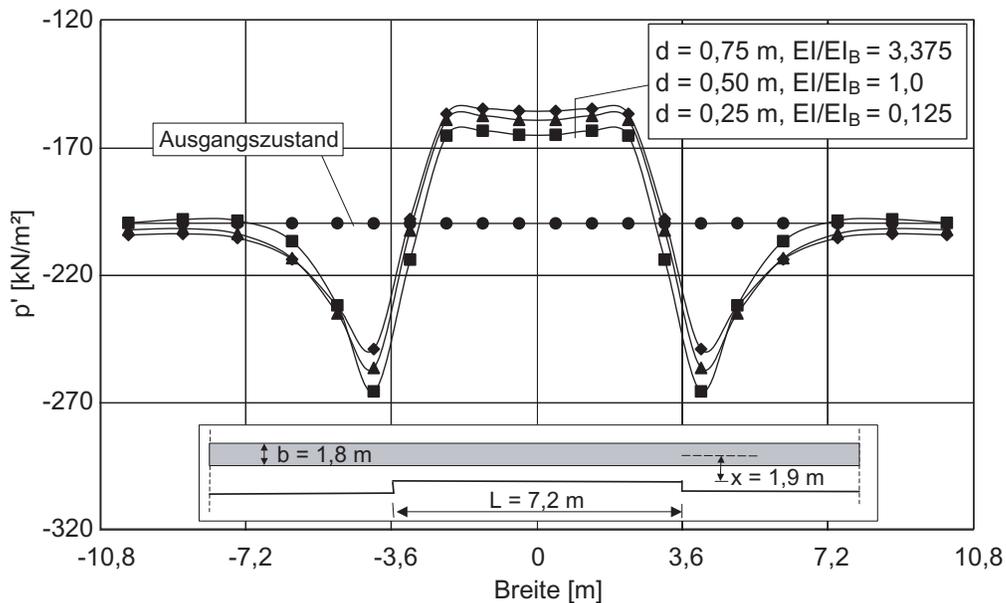


Bild 5.24: Sohldruckverteilung im Ausgangszustand und nach Schlitzaushub für unterschiedliche Biegesteifigkeiten des Gründungskörpers, die Biegesteifigkeit EI_B des Gründungskörpers mit der Dicke $d = 0,5$ m wird als Referenzsteifigkeit gewählt

kann und somit voll auf den theoretischen Bruchkörper als schlaffe Auflast wirkt. Daraus folgt, dass die Scherfestigkeit des Bodens in Verbindung mit größeren Bodenverformungen stärker mobilisiert werden muss. Dies macht sich durch eine entsprechend geringe Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes im Vergleich zu den übrigen Streifenfundamenten bemerkbar. Als Folge ergibt sich eine lokal begrenzte Setzungsmulde, welche sich im Wesentlichen auf den Bereich des ausgehobenen Schlitzes konzentriert (Bild 5.23).

Der annähernd starre Gründungsbalken zeichnet sich insgesamt durch die geringsten Verformungen aus. Die Setzungsmulde entspricht in ihrer Breite dem gewählten Modellausschnitt und die Wendepunkte der Biegelinie befinden sich aus Symmetriegründen an den äußeren Begrenzungen des Modells.

Bild 5.24 stellt für die betrachteten Fundamentdicken und einer zulässigen Setzung unter Gebrauchslast von $s_{zul} = 1 \text{ cm}$ die Sohlspannung im Ausgangszustand und nach Aushub der Schlitzwandlamelle zum Vergleich dar. Infolge des Bodenaushubs findet als Folge der horizontalen Lastumlagerung parallel zum Schlitz eine Spannungsreduktion im Bereich der Lamelle verbunden mit einer sprunghaften Erhöhung der Baugrundbelastung in den angrenzenden Bereichen statt. Mit zunehmenden seitlichen Abstand vom Schlitz nehmen die Sohlpressungen wieder ab und erreichen in einer Entfernung gleich der halben Schlitzlänge annähernd den Ausgangszustand. Je biegesteifer der Gründungsbalken ist, desto ausgeprägter ist auch die Spannungsumlagerung zu beobachten.

Für die Beurteilung von Gebäudeschäden als Folge von Setzungsdifferenzen wird in der Literatur [36] ein alternatives Bewertungskriterium für den Fall der Streifen- oder Plattengründung vorgeschlagen. Die Winkelverdrehung, welche als hinreichendes Kriterium für Einzelgründungen dient, wird durch das Biegungsverhältnis Δ/L_b entsprechend Bild 5.18 ersetzt. Auch wenn dadurch nicht die maximale Krümmung und damit Momentenbelastung des Gründungsbalkens im Scheitelpunkt der Setzungsmulde erfasst wird, hat sich das Biegungsverhältnis als geeignetes Verformungskriterium etabliert [19, 21], um Schadensfälle auszuschließen. In Bild 5.25 ist über die mit der elastischen Länge normierte Schlitzlänge L/L_{elas} das Biegungsverhältnis des Streifenfundamentes dargestellt, welches sich infolge des Schlitzaushubs einstellt. Für den Gründungskörper wird eine Dicke von $d = 0,5 \text{ m}$ und ein E-Modul von $E = 30000 \text{ MPa}$ zu Grunde gelegt, so dass sich bei einer Breite des Fundamentes von $b = 1,8 \text{ m}$ eine Biegesteifigkeit von $EI = 562,5 \text{ MNm}^2$ ergibt. Dabei wird vorausgesetzt, dass der Beton während der Schlitzherstellung im ungerissenen Zustand I verbleibt.

Je länger der Schlitz und höher die Gebrauchslast des Fundamentes ist, desto größer ist die

Krümmung des Gründungsbalkens. Der Vergleich der in Bild 5.20 dargestellten Setzungsmulden für unterschiedliche Schlitzlängen bestätigt anschaulich diese Tendenz. Gleichzeitig steigt auf Grund der wachsenden Setzungsordinaten der maximale Gradient der Setzungsmulde, welcher als Winkelverdrehung zusätzlich in Bild 5.25 aufgeführt ist. Der Grund für diese Tendenz ist offensichtlich und kann durch folgende Modellvorstellung beschrieben werden: Durch den Schlitzaushub wird dem Gründungsbalken ein Teil seiner Bettung entzogen und die Fundamentlasten müssen über Biegebeanspruchung auf die Bodenbereiche seitlich des offenen Schlitzes abgetragen werden, wo demzufolge eine Erhöhung der Sohlpressung zu erwarten ist. Der in Bild 5.24 dargestellte Verlauf der Sohlspannung bestätigt diese Überlegung. Je länger dabei die Lamelle ist, desto größer ist die Spannweite und die damit verbundene Durchbiegung des Streifenfundamentes. Zur Festlegung eines maximal zulässigen Biegungsverhältnisses nach Franke [36] sind Kenntnisse der Geometrie der aufgehenden Konstruktion erforderlich. Bei Muldenlagerung kann jedoch vereinfacht angenommen werden, dass für Biegungsverhältnisse $\Delta/L < 1/2000$ (0,05%) Gebäudeschäden unwahrscheinlich sind. Für die gewählten Steifigkeitsverhältnisse wird für $L = 7,2 \text{ m}$ nach Bild 5.25 dieser Grenzwert leicht überschritten. Im Gegensatz dazu kann die maximale Winkelverdrehung als unkritisch eingestuft werden, sofern ein zulässiger Grenzwert von $1/500$ (0,2 %) zu Grunde gelegt wird. Daraus wird deutlich, dass das Biegungsverhältnis im Vergleich zur Winkelverdrehung ein sensibleres Bewertungskriterium für potentielle Bauwerkschäden darstellt.

In Bild 5.26 ist der Verlauf des Biegungsverhältnisses und der Winkelverdrehung für unterschiedliche Fundamentsteifigkeiten und einer konstanten Schlitzlänge $L = 7,2 \text{ m}$ dargestellt. Eine geringe bezogene Schlitzlänge L/L_{elas} ist gekennzeichnet durch eine hohe Biegesteifigkeit des Streifenfundamentes während tendenziell biegeeweiche Gründungsbalken zu einer großen bezogenen Schlitzlänge führen. Die elastische Länge des Streifenfundamentes wird entsprechend Gleichung 5.2 unter Berücksichtigung die Biegesteifigkeit im Zustand I ermittelt. Ausgehend von einem annähernd starren Fundament erfolgt zunächst ein steiler Anstieg des Biegungsverhältnisses und der Winkelverdrehung mit L/L_{elas} . Für größere bezogene Schlitzlängen als 3 nimmt die Steigung der Kurven schließlich ab und das Biegungsverhältnis nähert sich einem Grenzwert an. Zu erklären ist diese Entwicklung folgendermaßen: bei der Definition der elastischen Länge geht die Biegesteifigkeit des Streifenfundamentes EI mit der vierten Wurzel in den Term ein. Die Setzung bzw. das Biegungsverhältnis im Bereich der Setzungsmulde (vgl. Bild 5.23) verhält sich jedoch nicht umgekehrt proportional zu $\sqrt[4]{EI}$, so dass für biegeweichere Streifenfundamente proportional geringere Fundamentverformungen resultieren.

Legt man als zulässiges Biegungsverhältnis für eine Muldenlagerung $\Delta/L = 1/2000$ zu Grunde,

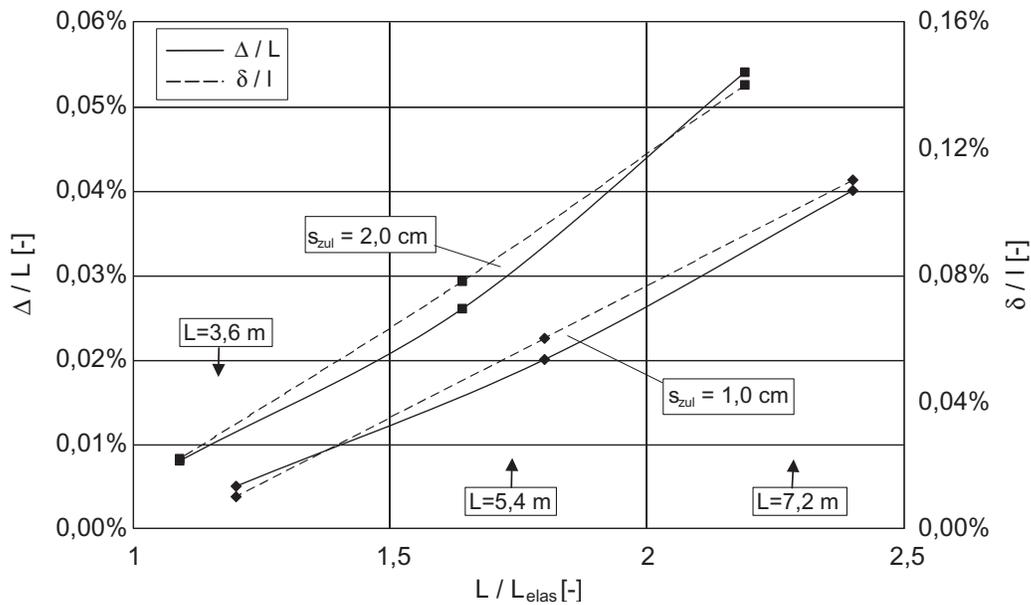


Bild 5.25: Maximales Biegungsverhältnis Δ/L und maximale Winkelverdrehung δ/l des Streifenfundamentes in Abhängigkeit der Boden-Bauwerksteifigkeit L/L_{elas} . Betrachtet werden unterschiedliche Schlitzlängen von $L = 3,6 \text{ m}$, $5,4 \text{ m}$ und $7,2 \text{ m}$ bei konstanter Steifigkeit und elastischer Länge L_{elas} des Fundamentes (Biegesteifigkeit der Streifen-gründung $EI = 562,5 \text{ MNm}^2$, resultierend aus $E = 30000 \text{ MPa}$, Dicke und Breite des Fundamentes jeweils $d = 0,5 \text{ m}$ und $b = 1,8 \text{ m}$)

so müßte nach Bild 5.26 für $L = 7,2 \text{ m}$ und $s_{zul} = 2 \text{ cm}$ die elastische Länge des Fundamentes mindestens $L_{elas} = 3,6 \text{ m}$ betragen, wonach sich für eine Fundamentbreite von $b = 1,8 \text{ m}$ entsprechend Gleichung 5.2 eine Mindestdicke des Gründungkörpers von $d = 56 \text{ cm}$ ergibt. Sofern die Fundamentdicke geringer gewählt würde, steigt die Wahrscheinlichkeit von Bauwerkschäden infolge Schlitzausbaus entsprechend an. Für den untersuchten Fall $d = 0,18 \text{ m}$ werden die Toleranzgrenzen für das Biegungsverhältnis bereits deutlich überschritten. Im Vergleich dazu sind die zu erwartenden Winkelverdrehungen weitestgehend unproblematisch und für einen Grenzwert von $\delta/l = 1/500$ ist theoretisch eine Fundamentdicke von lediglich etwa $d = 20 \text{ cm}$ erforderlich. Aus Bild 5.26 wird ebenfalls deutlich, dass für den Fall einer sehr geringen Biegesteifigkeit, welche beispielsweise bei älteren Gebäuden auf Grund von biegeschlaffen Streifen-gründungen und vorgeschädigtem Mauerwerk nicht auszuschließen ist, der Aushub einer Schlitzwandlamelle mit $L = 7,2 \text{ m}$ zwangsläufig zu weiteren Bauschäden führt. Eine Schlitzwand ließe sich unter solchen Umständen daher nur durch eine drastische Begrenzung der Lamellenlänge ausführen. Zu prüfen wäre daher, ob als Konstruktionsalternative aus statischer und wirtschaftlicher Sicht eine Bohrpfehlwand zu favorisieren ist.

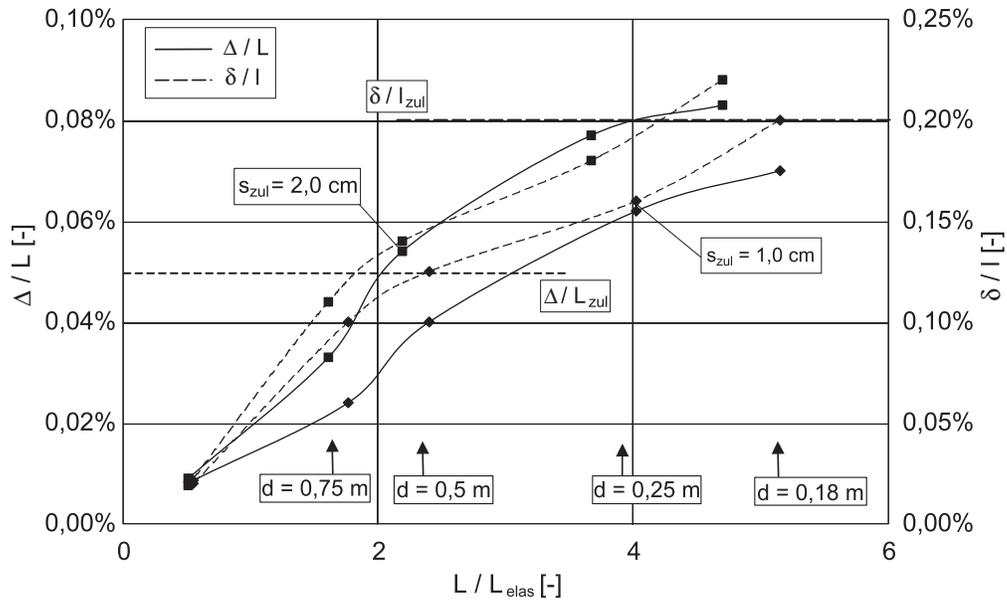


Bild 5.26: Maximales Biegeverhältnis Δ/L und maximale Winkelverdrehung δ/l des Streifenfundamentes in Abhängigkeit der Boden-Bauwerksteifigkeit L/L_{elas} . Betrachtet werden unterschiedliche Biegesteifigkeiten und somit Längen L_{elas} des Fundamentes und eine konstante Schlitzlänge $L = 7,2 \text{ m}$

Für den bereits im Rahmen der Einzelgründung untersuchten Fall eines Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei benachbarten Schlitzten, sind in den Bildern 5.27, 5.28 und 5.29 für den Fall der Streifen Gründung die Setzungsmulden abgebildet, welche sich jeweils nach Fertigstellung der einzelnen Lamellen ergeben. Die Schlitzlänge beträgt jeweils $L = 7,2 \text{ m}$, der Abstand zwischen Schlitzwandung und Mittelachse des Gründungskörpers $x = 1,9 \text{ m}$ und die Setzung des Gründungskörpers unter Gebrauchslast wird zu $s_{zul} = 2 \text{ cm}$ angesetzt. Die Herstellungssequenz entspricht dem Läufer- (Sequenz 1-2-3) und dem Pilger-Schritt-Verfahren, wobei bei letzterem zwischen den Sequenzen 2-1-3 und 1-3-2 unterschieden wird.

Beim Pilger-Schritt-Verfahren in der Sequenz 2-1-3 (Bild 5.27) bildet sich zunächst infolge der Herstellung der Lamelle 2 eine Setzungsmulde aus, welche bereits in Bild 5.21 für den Fall eines Einzelschlitzes dargestellt ist. Infolge des diskontinuierlichen Bauablaufs wird die Mulde während der nachfolgenden Konstruktionsvorgänge der benachbarten Lamellen 1 und 3 beidseitig ausgewalzt und die Gesamtverformungen des Streifenfundamentes nehmen als Folge der Überlagerung der Einzelverformungsanteile stetig zu. Zusätzlich sind die größten Fundamentverformungen dargestellt, welche temporär aus dem Schlitzaushub der Lamelle 3 resultieren. Durch den Vergleich mit Bild 5.20 kann gefolgert werden, dass die Betrachtung der Setzungsmulde während des Schlitzaushubs einer Einzellamelle eine hinreichend genaue

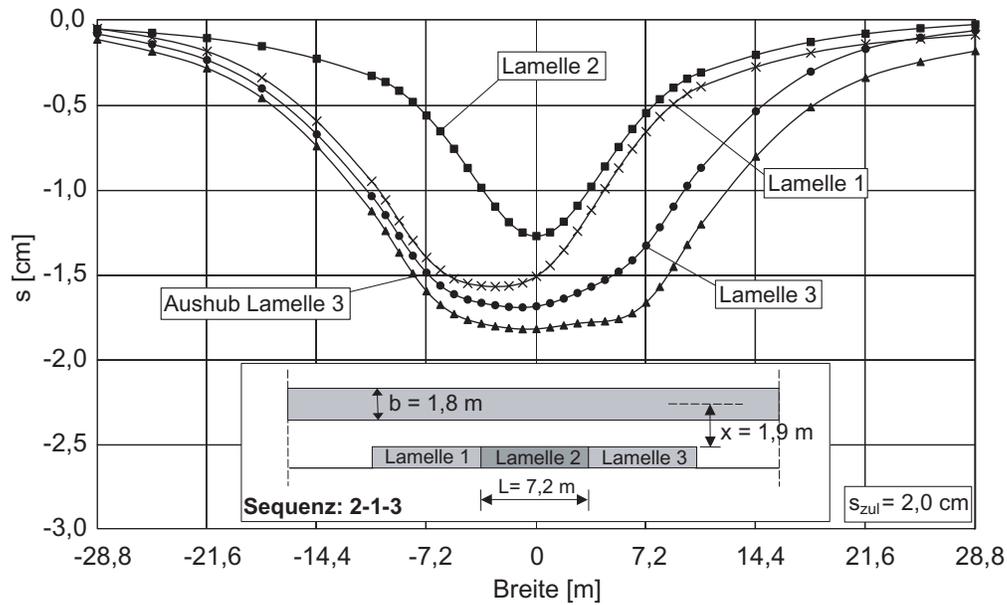


Bild 5.27: Setzungsentwicklung des Streifenfundamentes während der schrittweisen Herstellung eines aus drei Einzellamellen bestehenden Schlitzwandausschnitts im Pilger-Schritt-Verfahren (Sequenz 2-1-3). Die Kurvenbezeichnung *Lamelle i* charakterisiert die resultierende Setzungsmulde nach Fertigstellung der *Lamelle i*

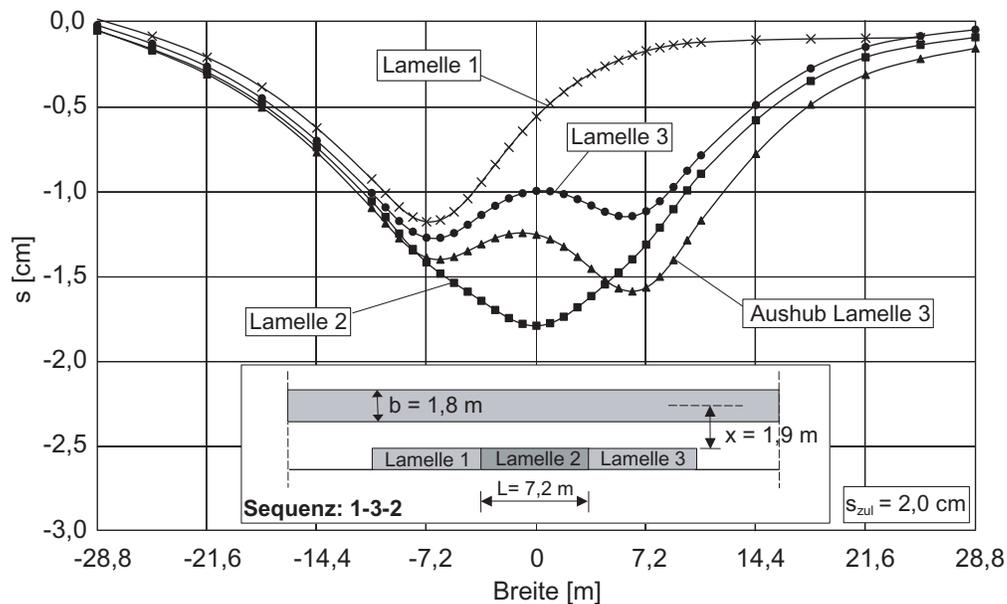


Bild 5.28: Setzungsentwicklung des Streifenfundamentes während der schrittweisen Herstellung eines aus drei Einzellamellen bestehenden Schlitzwandausschnitts im Pilger-Schritt-Verfahren (Sequenz 1-3-2). Die Kurvenbezeichnung *Lamelle i* charakterisiert die resultierende Setzungsmulde nach Fertigstellung der *Lamelle i*

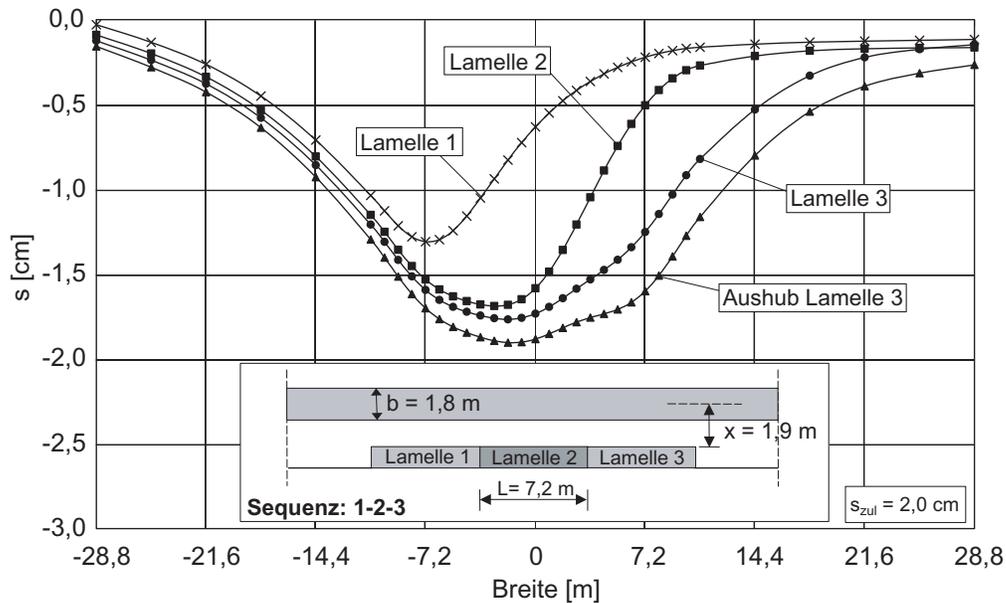


Bild 5.29: Setzungsentwicklung des Streifenfundamentes während der schrittweisen Herstellung eines aus drei Einzellamellen bestehenden Schlitzwandausschnitts im Läuferverfahren (Sequenz 1-2-3). Die Kurvenbezeichnung *Lamelle i* charakterisiert die resultierende Setzungsmulde nach Fertigstellung der Lamelle *i*

Abschätzung der maximalen Verformungsordinaten infolge der Konstruktion des Schlitzwandsegmentes gestattet. Da mit fortschreitendem Bauablauf die Setzungsmulde an Breite gewinnt, nimmt das Biegungsverhältnis des Gründungskörpers stetig ab, so dass zur Beurteilung von möglichen Gebäudeschäden der temporäre Aushubzustand einer einzelnen Lamelle, beispielsweise der Anfängerlamelle, maßgebend bleibt. Aus Bild 5.27 ist jedoch zu entnehmen, dass der Gradient der Setzungsmulde während des Baufortschritts annähernd konstant bleibt. Daher löst die Winkelverdrehung des Streifenfundamentes das Biegungsverhältnis als maßgebliches Bewertungskriterium von Gebäudeschäden ab, sobald die erste Lamelle einer baugrubenumschließenden Schlitzwand fertiggestellt ist.

Während der Herstellungssequenz der drei Schlitzwandlamellen im Läuferverfahren (Bild 5.29) können die gleichen Schlussfolgerungen gezogen werden. Der einzige Unterschied zur Pilger-Schritt-Sequenz 2-1-3 besteht darin, dass ausgehend von der Startlamelle 1 ein kontinuierliches Fortschreiten der Setzungsmulde in Richtung des Baufortschritts zu beobachten ist.

In Bild 5.28 sind die berechneten Fundamentverformungen dargestellt, die als Folge der Sequenz 1-3-2 zu erwarten sind. Daraus wird deutlich, dass bei der Herstellung im Pilger-Schritt-Verfahren temporär Sattellagerungen des Gründungskörpers im Bereich der sekundären Wand-

lamellen auftreten, wenn sich die angrenzenden Primärlamellen im Bauzustand befinden oder bereits fertiggestellt sind. Im Vergleich zur Muldenlagerung ist die Sattellagerung im Hinblick auf mögliche Gebäudeschäden wesentlich kritischer zu beurteilen [51]. Burland et al. [19] schlagen für die Sattellagerung ein zulässiges Biegelungsverhältnis vor, welches in Abhängigkeit der Geometrie der aufgehenden Konstruktion etwa $1/4000 - 1/2000$ entspricht. Die in Bild 5.28 dargestellten Sattellagerungen während des Aushubs und nach Fertigstellung der Lamelle 3 weisen ein Biegelungsverhältnis von weniger als $1/5000$ auf und sind somit im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes als unkritisch zu bewerten. Daher bleibt der Aushubzustand einer einzelnen Lamelle für die Beurteilung möglicher Gebäudeschäden infolge Schlitzwandherstellung der kritische Konstruktionsschritt. Dabei ist jedoch zu beachten, dass im vorliegenden Fall das Streifenfundament auf einer etwa $2,4\text{ m}$ mächtigen Sandschicht gegründet ist, welche $5,6\text{ m}$ unterhalb der GOK ansteht und als lastverteilendes Polster für die sich darunter befindende, 25 m mächtige, weiche Tonschicht wirkt. Es ist daher nicht auszuschließen, dass unter veränderten Randbedingungen, beispielsweise der Gründung des Bauwerks auf einer weicheren Schluff- oder Tonschicht, die Sattellagerung zu kritischen Verformungen des Fundamentes und zu Schäden des aufgehenden Gebäudes führen kann.

Als baupraktische Konsequenz ergibt sich aus den vorgestellten Ergebnissen, dass in erster Linie die gewählte Schlitzlänge begrenzt werden muss, um die Krümmung des Gründungskörpers und damit die Gefahr von Gebäudeschäden zu reduzieren. Eine durchlaufende Schlitzwand sollte kontinuierlich hergestellt und von außen kommend an der benachbarten Streifengründung vorbeigeführt werden. Als Herstellungssequenz ist das Läuferverfahren zu favorisieren, da infolge des Pilger-Schritt-Verfahrens temporäre Sattellagerungen entstehen, die zwar für die untersuchten Randbedingungen als eher unkritisch zu bewerten sind, aber grundsätzlich im Vergleich zur Muldenlagerung schon bei deutlich geringerer Krümmung zu Schäden am Gebäude führen können. Die Herstellung eines einzelnen Schlitzes in unmittelbarer Nähe zum Streifenfundament sollte in jedem Falle vermieden werden. Weist das bestehende Gebäude jedoch beispielsweise eine größere Länge als die herzustellende Schlitzwand auf, so dass zwangsläufig die Anfängerlamelle angrenzend zum Fundament ausgeführt werden muss, so sollte zunächst unabhängig vom Standsicherheitsnachweis eine kleine Schlitzlänge von beispielsweise $L = 3,6\text{ m}$ gewählt werden. Hierdurch besteht die Möglichkeit, die Verformungen des Gründungskörpers zu beschränken. Mit fortschreitendem Bauablauf und breiter werdender Setzungsmulde kann anschließend die Schlitzlänge auf das Maß gesteigert werden, welches aus Sicht der Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes zulässig ist.

5.4 Schlussfolgerungen

Abschließend werden die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefasst, welche aus den vorgestellten Berechnungsergebnissen abgeleitet werden können. Die aufgeführten Punkte können als Empfehlungen für die Ausführung von zweiphasigen Schlitzwänden im Hinblick auf die Minimierung der mit dem Herstellungsprozess unweigerlich verbundenen Setzungen angrenzender Gebäude verstanden werden.

- Die Fundamentsetzungen s einer Einzelgründung lassen sich infolge des Aushubs einer einzelnen Schlitzwandlamelle mit Hilfe der äußeren Standsicherheit η des suspensionsgestützten Schlitzes abschätzen. Die normierten Setzungen s/L können für verschiedene Schlitzlängen L innerhalb einer schmalen Bandbreite über η aufgetragen werden und lassen sich somit hinreichend genau prognostizieren. Nach Abschluss des Schlitzaushubs führt auf Grund des hohen Frischbetondrucks der anschließende Betoniervorgang zu einer Hebung des Gründungskörpers, so dass nach Fertigstellung der Lamelle geringere Fundamentverformungen verbleiben.
- Mit zunehmendem Abstand x des Gründungskörpers von der Lamelle nehmen bei gleicher Standsicherheit η die Fundamentsetzungen infolge Schlitzaushubs ab. Ab einem bezogenem Abstand $x/L > 0,5$ wird ein immer größerer Anteil der Fundamentlast über ein horizontales Druckgewölbe im Boden abgetragen, wodurch eine stärkere Abnahme der Setzungen zu erwarten ist.
- Infolge eines zeitverzögerten Aushub- oder Betoniervorgangs dissipieren die während des Schlitzaushubs entstandenen Porenwasserunterdrücke und der angrenzende Bodenschwillt. Dadurch kann es innerhalb von wenigen Tagen zu einer erheblichen Zunahme der Fundamentsetzungen kommen. Zur Minimierung der Bodenverformung ist daher ein rascher Schlitzaushub mit unmittelbar anschließendem Betoniervorgang unerlässlich.
- Das Setzungsverhalten einer Einzelgründung wird im Wesentlichen durch den Herstellungsvorgang der unmittelbar benachbarten sowie der daran beidseitig anschließenden Schlitzwandlamellen bestimmt. Der Aushubvorgang weiter entfernt liegender Schlitzes hat keinen weiteren Einfluss auf die zu erwartenden Setzungen.
- Während der Herstellung eines Schlitzwandsegments im Pilger-Schritt-Verfahren treten die größten Setzungen dann auf, wenn sich der Gründungskörper neben einer Sekundärlamelle befindet. Dies ist dadurch zu erklären, dass sich die Bodenverformungen infolge des

Aushubs der Lamelle mit denen überlagern, die bereits durch die Herstellung der beiden benachbarten Lamellen verursacht worden sind. Die geringsten Fundamentsetzungen sind bei der Herstellung im Läuferverfahren zu erwarten. Für ein gefordertes Sicherheitsniveau von $\eta = 1,3$ beträgt der Setzungsunterschied zwischen den beiden Herstellungssequenzen bis zu 30%.

- Bei der Lamelleneinteilung der Schlitzwand sollte die Position eines angrenzenden Einzelfundamentes berücksichtigt werden. Befindet sich der Gründungskörper in der Mitte einer Lamelle, so sind infolge der Schlitzwandherstellung 40% größere Setzungen zu erwarten als für den Fall, dass das Fundament am Übergang zweier benachbarter Lamellen positioniert ist.
- Im Falle eines zum Schlitz benachbarten Streifenfundamentes nehmen die maximale Setzung, die Krümmung sowie die maximale Winkelverdrehung mit der Schlitzlänge zu. Für größere Schlitzlängen ist daher ein Gründungsbalken höherer Biegesteifigkeit erforderlich, um das zulässige Biegungsverhältnis nicht zu überschreiten. Der Betoniervorgang führt vergleichbar zur Einzelgründung zu einer Hebung des Fundamentes, verbunden mit einer Reduktion der Krümmung.
- Während der Herstellung eines durchlaufenden Schlitzwandsegmentes breitet sich die Setzungsmulde parallel zum Baufortschritt aus und die Krümmung des Streifenfundamentes nimmt ab. Gleichzeitig nehmen die verbleibenden Setzungen jedoch zu und erreichen etwa die Größenordnung, welche temporär infolge Schlitzausbaus einer Einzellamelle zu erwarten ist. Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit eines Nachbargebäudes anhand der maximal auftretenden Setzung und Krümmung des Gründungskörpers bleibt somit der Auszubzustand einer Einzellamelle maßgebend.
- Die zu erwartenden Setzungen und Krümmungen eines Streifenfundamentes sind für die Schlitzwandherstellung im Pilger-Schritt- und im Läuferverfahren annähernd identisch. Im Gegensatz zum kontinuierlichen Läuferverfahren werden jedoch beim Pilger-Schritt-Verfahren temporäre Sattellagerungen verursacht, die im Vergleich zur Muldenlagerung schon bei deutlich geringerer Krümmung zu Schäden an der Bebauung führen können.
- Soll eine durchlaufende Schlitzwand in Nachbarschaft zu einem angrenzenden Streifenfundament hergestellt werden, ist es zu vermeiden, eine Einzellamelle in unmittelbarer Nähe zum Gründungskörper auszuführen. Während des Aushubs der Lamelle treten temporär die größten Krümmungen auf, welche zu potenziellen Gebäudeschäden führen

können. Die Herstellung der Wand sollte in diesem Falle im Läuferverfahren ausgeführt und von außen kommend am Gründungskörper vorbeigeführt werden. Sofern es nicht vermeidbar ist, eine Einzellamelle in unmittelbarer Nachbarschaft herzustellen, sollte die Schlitzlänge entsprechend klein gewählt werden um die Krümmung des Gründungsbal-kens zu reduzieren. Mit fortschreitendem Bauablauf kann die Schlitzlänge anschließend auf das Maß erhöht werden, welches sich aus der Standsicherheitsberechnung ergibt.

Kapitel 6

Verformungsbetrachtung für ausgesteifte und rückverankerte Baugruben

6.1 Zielsetzung

Aufbauend auf dem validierten Prognosemodell der TNEC-Baugrube werden im folgenden Kapitel unterschiedliche Baugrubenkonfigurationen darauf untersucht, welchen Einfluss das Bauverfahren auf die Gebrauchstauglichkeit des Verbauwandsystems und des benachbarten Bodens ausübt. Die Betrachtungen konzentrieren sich auf die Verformungen der Verbauwand und das Setzungsverhalten von benachbarten Einzel- und Streifengründungen während der Schlitzwandherstellung und des Baugrubenaushubs. Darüber hinaus werden ebenfalls die Auswirkungen auf die Beanspruchung von aussteifenden Bauteilen untersucht. Durch eine Variation der Lamellengeometrie und der gewählten Herstellungssequenz werden unterschiedliche Ausgangszustände für den nachfolgenden Baugrubenaushub erzeugt. Neben der klassischen top-down Bauweise wird als Ausführungsalternative der Baugrube ebenfalls ein rückverankertes System simuliert. Die Auswertung und Interpretation der Berechnungsergebnisse erfolgt für unterschiedliche Vorbauzustände und gestattet somit eine Beurteilung des Konstruktionseinflusses auf das Verformungsverhalten der Schlitzwand in Abhängigkeit der Aushubtiefe.

Anhand der Ergebnisse können allgemeingültige Empfehlungen bereitgestellt werden, wie sich der Einfluss der Schlitzwandherstellung bei konventionellen FE-Prognosen berücksichtigen

lässt und welche Vorgehensweise bei der Bauausführung eine Minimierung der auftretenden Deformationen gewährleistet.

6.2 Modifiziertes FE-Modell

Für die Variationsberechnungen werden die weichen, normalkonsolidierten Untergrundverhältnisse des TNEC-Projektes zu Grunde gelegt. Daher können für die jeweilige Modellgenerierung die in Kapitel 4.3.2 vorgestellten konsistenten Bodenparameter und Zustandsvariablen der bindigen und nichtbindigen Bodenschichten verwendet werden. Die Schlitzwand mit einer Tiefe von 35 m besteht aus insgesamt 5 einzelnen Schlitzwandlamellen, wobei die beiden äußeren Lamellen aus Symmetriegründen nur zur Hälfte generiert werden. Um den Einfluss der Schlitzwandgeometrie auf die Gebrauchstauglichkeit des Boden-Bauwerk-Systems zu beurteilen, werden FE-Simulationen mit einer Lamellenlänge von $L = 3,6\text{ m}$ und $L = 7,2\text{ m}$ durchgeführt. Da in der Praxis nur in seltenen Fällen kürzere bzw. längere Lamellen ausgeführt werden, wird durch diese Auswahl ein breites Spektrum möglicher Ausführungsvarianten abgedeckt. Die Tiefe und die Länge der modellierten Schlitzwand bleibt gegenüber dem ursprünglichen TNEC-Modell unverändert.

Die Herstellung der TNEC-Schlitzwand in Kapitel 4.3.1 erfolgt im Pilger-Schritt-Verfahren. Ergänzend wird daher im Anschluss ebenfalls die Konstruktion im Läuferverfahren simuliert und die resultierenden Wandverformungen und Setzungen aus der Schlitzwandherstellung und dem Baugrubenaushub mit jenen verglichen, welche infolge des Pilger-Schritt-Verfahrens auftreten.

Neben der Verbauwand werden zur Berücksichtigung von benachbarten Gebäuden in getrennten Berechnungsgängen Einzel- und Streifengründungen modelliert. Die Einzelfundamente mit den Kantenabmessungen $a = b = 1,8\text{ m}$ sind in einer Tiefe von $5,6\text{ m}$ unmittelbar auf der hoch liegenden Sandschicht mittig zu den Schlitzwandlamellen gegründet und weisen ein Raster von $7,2\text{ m}$ parallel zur Schlitzwand auf. Der Abstand zwischen Baugrube und Fundamentmitte variiert zwischen $x = 1,9\text{ m}$ und $x = 7,6\text{ m}$. Die Festlegung folgt der Überlegung, dass für den unmittelbar an die Baugrube angrenzenden Gründungskörper der Setzungsanteil aus der Schlitzwandherstellung und für das weiter entfernt liegende Fundament der Anteil aus dem Aushub der Baugrube maximiert wird. Letzteres gilt für eine Baugrubentiefe von $15,2\text{ m}$ und der Annahme, dass die größten Geländesetzungen neben einer ausgesteiften oder rückverankerten Baugrube in einem Abstand auftreten, welcher etwa 50 % der Aushubtiefe entspricht [26]. Die effektive Gebrauchslast der Fundamente wird zu $p' = 200\text{ kPa}$ festgelegt, woraus für

$x = 1,9 \text{ m}$ eine äußere Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes von $\eta = 1,32$ für eine Lamellenlänge $L = 3,6 \text{ m}$ und $\eta = 1,05$ für $L = 7,2 \text{ m}$ resultiert.

Die Streifengründung weist eine Breite von $b = 1,8 \text{ m}$ auf und wird ebenfalls unmittelbar an die Verbauwand angrenzend und in einer Entfernung der halben Baugrubentiefe platziert. Die Fundamentbelastung folgt aus der zulässigen Setzung unter Gebrauchslast und wird für die nachfolgenden Berechnungen zu $p' = 212 \text{ kPa}$ festgelegt.

Für die Baugrubenkonfiguration wird das FE-Modell des TNEC-Projektes modifiziert. Vergleichsberechnungen im Rahmen der ursprünglichen Modellbildung haben gezeigt, dass die Verdübelungswirkung der Gründungspfähle innerhalb der Baugrube einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion ausübt und zu einer Abnahme der Verschiebungsordinaten führt. Da jedoch eine allgemeingültige Beurteilung des Tragverhaltens der Baugrube unter Berücksichtigung der Konstruktionsmethode angestrebt ist, wird im Folgenden auf eine Modellierung der Pfähle verzichtet. Zur Beschränkung der auftretenden Wandverformungen und zur Reduzierung der Anzahl der Berechnungsschritte wird im Unterschied zum TNEC-Projekt die Aushubtiefe der Baugrube auf $z_a = 15,2 \text{ m}$ begrenzt. Die Ausführung in der klassischen top-down Bauweise erfolgt zudem ohne eine temporäre Aussteifung durch vorgespannte Stahlstreifen.

Bild 6.1 stellt dazu den prinzipiellen Konstruktionsablauf der top-down Baugrube dar. Vor jedem Aushubschritt wird die unmittelbar darüber liegende Deckenscheibe eingebaut. Dadurch wird eine weitestgehend verformungsarme Baugrubenausführung realisiert, welche insbesondere im Falle von weichen Bodenformationen von zentraler Bedeutung ist. Die Dehnsteifigkeit der Deckenstreifen entspricht den Angaben aus Kapitel 4.3.1.

Als Alternative zur top-down Ausführung wird die Baugrube in einem separaten Berechnungsgang als dreifach rückverankertes System (bottom-up Konstruktion, Bild 6.2) simuliert. Da für die Herstellung von Verpresskörpern eine mindestens steife Konsistenz des Bodens vorliegen muss, um eine ausreichende Traglast des Ankers zu gewährleisten [89], wird die dritte Ankerlage in einer Tiefe von $z_s = 7,1 \text{ m}$ unterhalb der GOK angesetzt. Tiefer liegende Anker würden bei dem betrachteten Bodenprofil in einen Bereich geringerer Konsistenz einbinden. Auf Grund der vorgegebenen Tiefe der untersten Ankerlage wird die Aushubtiefe der Baugrube insgesamt auf $z_a = 11,8 \text{ m}$ mit zwei zusätzlichen Ankerlagen in den Tiefen $z_s = 2,0 \text{ m}$ und $z_s = 3,5 \text{ m}$ begrenzt. Aus einer überschlägigen Berechnung des Systems im Endaushubzustand resultieren für die drei Ankerlagen statisch erforderliche Ankerkräfte von $a \simeq 240 \text{ kN/m}$. Mit Hilfe einer *wip*-Berechnung des Baugrubenaushubs wurde zunächst der Einfluss des Ankerabstands und

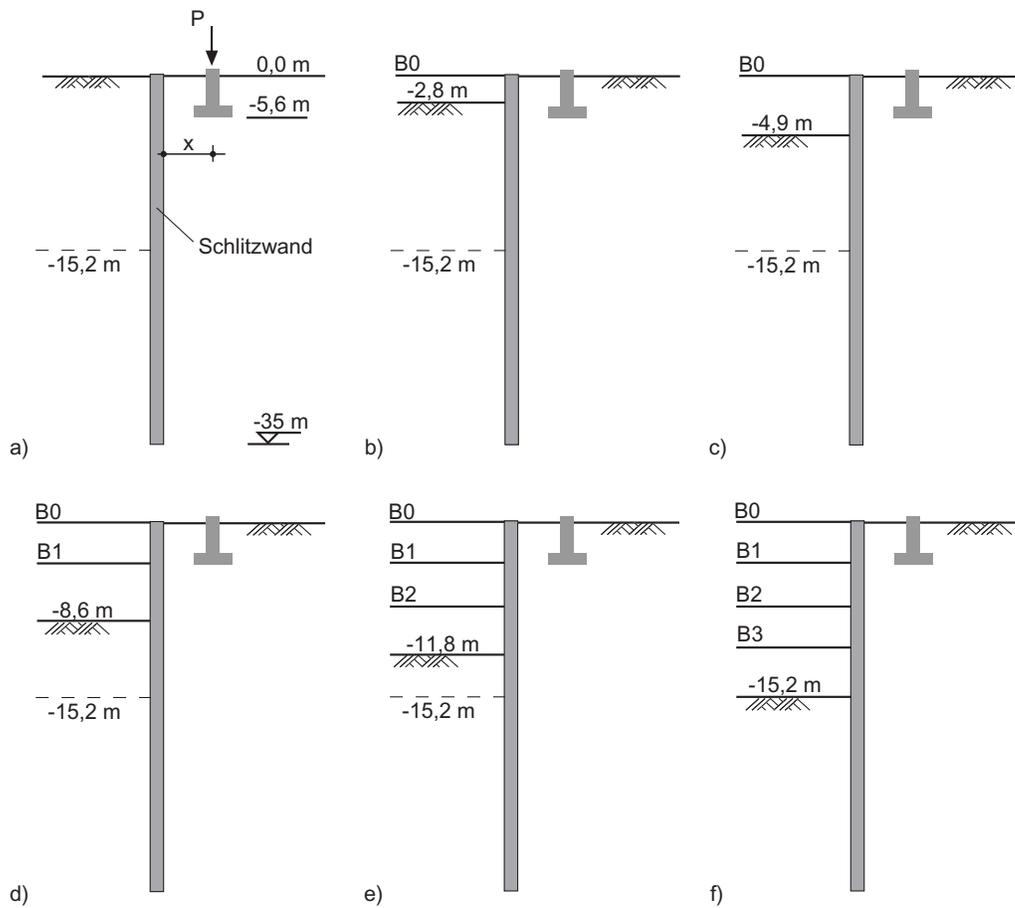


Bild 6.1: Prinzipieller Konstruktionsablauf der für die Variationsberechnungen zu Grunde gelegten top-down Baugrube

der korrespondierenden Vorspannkraft der Anker auf das Verformungsverhalten der Wand untersucht. Für die Modellierung des Baugrubenausschnitts wurde dazu ein Ankerabstand parallel zur Verbauwand von $0,9\text{ m}$ und alternativ von $3,6\text{ m}$ gewählt. Unter der Vorgabe, dass die Stützkonstruktion auf den aktiven Erddruck bemessen wird und somit nach der EAB [1] eine Vorspannung der Anker auf 80% der rechnerisch erforderlichen Ankerkraft erfolgt, ergeben sich für die betrachteten Abstände Ankerkräfte von $A_1 = 175\text{ kN}$ und $A_2 = 700\text{ kN}$. Für die vorhandene steife Konsistenz des Bodens im Verankerungsbereich des Ankers stellt die Kraft A_2 nur eine theoretische Betrachtung dar. Nach Ostermayer [89] ergibt sich für eine angesetzte Länge des Verpresskörpers von $l_0 = 8\text{ m}$ eine Mantelreibung im Grenzzustand von $\tau_M \simeq 150\text{ kPa}$. Bei einem Durchmesser des Verpresskörpers von 150 mm resultiert daraus eine rechnerische Ankerkraft von $A_{\text{grenz}} = 565\text{ kN}$, woraus mit einer Sicherheit von $\eta = 1,5$ eine maximale Gebrauchslast des Ankers von $A = 377\text{ kN}$ und somit ein Abstand von knapp $1,6\text{ m}$ folgt. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse für unterschiedliche Aushubtiefen zeigt jedoch, dass

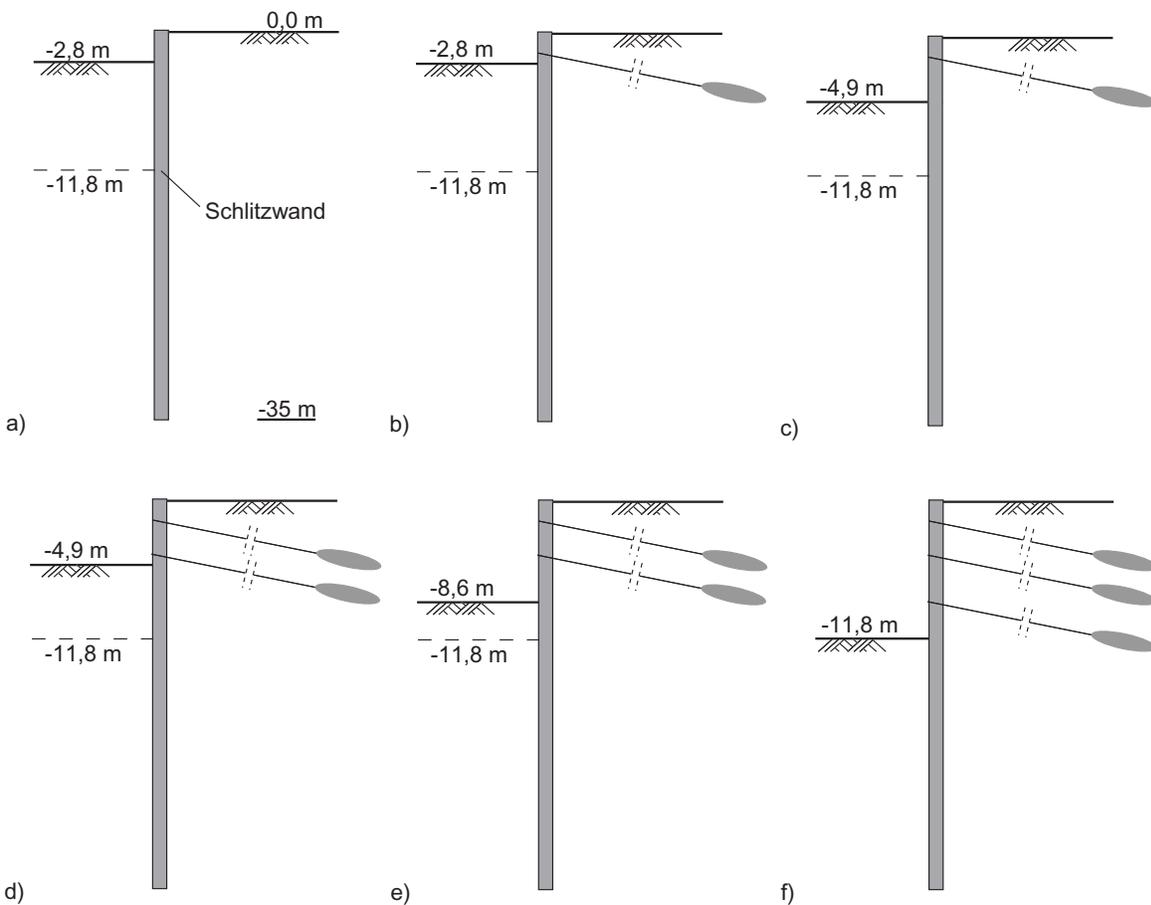


Bild 6.2: Modifikation der Baugrubenausführung als dreifach rückverankertes System, die drei Ankerlagen werden in den Tiefen $z_s = 2\text{ m}$, $3,5\text{ m}$ und $7,1\text{ m}$ unterhalb der GOK eingebaut

sich die horizontalen Wandverformungen beider Modelle um weniger als 2 % unterscheiden. Somit spielt der Ankerabstand bezüglich des Verformungsverhaltens der Stützwand nur eine untergeordnete Bedeutung, was zur Konsequenz hat, dass konventionelle FE-Berechnungen von rückverankerten Baugrubensystemen hinreichend genau an einem ebenen System durchgeführt werden können.

Für die numerische Simulation wird auf eine diskrete Abbildung der einzelnen Anker verzichtet und stattdessen werden vereinfacht Federauflager an den entsprechenden Knoten der Verbauwand definiert (Fixed-End-Anchor, [73]). Daraus resultiert, dass bei der Verformungsbeurteilung der Stützkonstruktion nur der elastische Deformationsanteil der Anker erfasst werden kann und die Fangedammwirkung unberücksichtigt bleibt. Die Steifigkeit der Auflagerfedern resultiert aus der Dehnsteifigkeit des Einzelankers, welche sich aus dem Elastizitätsmodul und

der Querschnittsfläche der Stahlzugglieder sowie der freien Stahllänge des Zugglieds berechnen lässt. Um das Verformungsverhalten von rückverankerten Konstruktionen genauer zu erfassen, ist die diskrete Modellierung des Ankers bestehend aus Ankerzugglied und Verpresskörper erforderlich. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll jedoch der Fragestellung nachgegangen werden, ob sich die Konstruktionsmethode generell bei verankerten, verformungsfreudigeren Stützkonstruktionen spürbarer auf die Gebrauchstauglichkeit auswirkt als im Falle von top-down Baugruben. Dazu wird eine vereinfachte Modellierung der Verankerung als ausreichend genau erachtet.

6.3 Berechnungsergebnisse

6.3.1 Horizontale Wandverformungen

Zur Beurteilung der Konstruktionsmethode hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit des Boden-Bauwerk-Systems konzentrieren sich die Betrachtungen zunächst auf die horizontalen Verformungen der Verbauwand infolge Baugrubenaushubs. Für temporäre Stützkonstruktionen, wie beispielsweise Trägerbohl- oder Spundwände, sind die Verformungen der Wand in der Regel von untergeordneter Bedeutung. Eine Begrenzung erfolgt meistens deshalb, um die mit den Wandverformungen verknüpften Setzungen der Geländeoberfläche zu beschränken und somit ein Risiko von potenziellen Schadensfällen an der Nachbarbebauung oder angrenzenden Kanälen und sonstiger Leitungen zu minimieren. Im Unterschied zu temporären Baugrubensicherungen dienen Ortbetonkonstruktionen, wie Schlitz- oder Bohrpfahlwände, häufig permanenten Zwecken und werden vielfach als dauerhaftes Bauteil in das aufgehende Bauwerk miteinbezogen. Insbesondere die top-down Bauweise hat sich hier als verformungsarme Ausführungsvariante etabliert. Um die Nutzung der späteren Untergeschosse nicht zu beeinträchtigen, dürfen dabei die horizontalen Wandbewegungen und -durchbiegungen einen individuell tolerablen Grenzwert nicht überschreiten. Die Prognose der zu erwartenden Wandverformungen spielt daher in diesem Zusammenhang eine bedeutendere Rolle.

Analog zur TNEC-Baugrube in Kapitel 4.2 werden die in diesem Kapitel untersuchten Baugrubenkonfigurationen als *wip*- und *wim*-Ausführung modelliert und die Berechnungsergebnisse entsprechend gegenübergestellt. Um eine Aussage darüber treffen zu können, ob und in welcher Größenordnung die Schlitzwandherstellung das Verformungsverhalten der Wand beeinflusst, werden unterschiedliche Lamellengeometrien und Herstellungssequenzen für den betrachteten Baugrubenausschnitt simuliert.

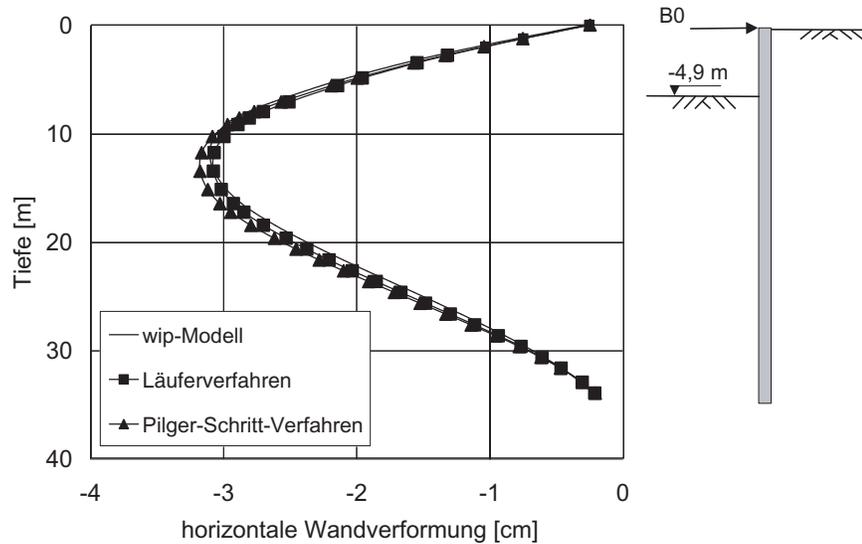


Bild 6.3: Wandverformungen für eine 4,9 m tiefe, am Kopf ausgesteifte Baugrube. Die Schlitzwandherstellung erfolgt im Läufer- und Pilger-Schritt-Verfahren mit einer Schlitzlänge von $L = 3,6$ m.

Bild 6.3 stellt für eine am Kopf einfach ausgesteifte Baugrube (Konstruktionsschritt c, s. Bild 6.1) die prognostizierten Wandverformungen dar. Die Herstellung der Schlitzwand im *wim*-Modell erfolgt sequentiell durch 3,6 m lange Schlitzwandlamellen entsprechend dem Pilger-Schritt- und dem Läuferverfahren. Zusätzlich sind die Berechnungsergebnisse einer konventionellen FE-Berechnung (*wip*-Modell) abgebildet. Alle Simulationsmodelle prognostizieren einen annähernd deckungsgleichen Verformungsverlauf über die Tiefe der Verbauwand. Auf Grund der hohen Biegesteifigkeit der Schlitzwand treten die maximalen Verformungen in einer Tiefe von 12 m auf und liegen somit deutlich unterhalb der Baugrubensohle (BGS). Die größte Verformungsordinate beträgt etwa 3,2 cm und entspricht somit 0,65 % der Baugrubentiefe. Durch den unmittelbaren Einbau der Kopfsteife zu Beginn des Baugrubenaushubs können die Kopfverformungen der Stützkonstruktion auf weniger als 4 mm begrenzt werden. Der Vergleich der Ergebnisse verdeutlicht, dass für die untersuchten Randbedingungen die Konstruktionsmethode der Schlitzwand nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Schlitzwandverformungen ausübt. Das Pilger-Schritt-Verfahren liefert rechnerisch gegenüber dem Läuferverfahren und den *wip*-Berechnungen geringfügig größere Wandbewegungen, welche aus baupraktischer Sicht allerdings nicht von Bedeutung sind.

Erklären lässt sich dieses Verhalten durch einen Blick auf den Ausgangsspannungszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs (Bild 6.5). Mit einer betrachteten Baugrubentiefe von $z_a = 4,9$ m

wird eine überkonsolidierte Tonschicht mit einem Erdrudruckkoeffizienten von $K_0 = 1,1$ durchörtert. Der Vergleich des effektiven Erddrucks im Ausgangszustand und nach Fertigstellung der Schlitzwand zeigt, dass die Schlitzwandherstellung in diesem Bereich keine Veränderung des ursprünglichen Spannungszustands bewirkt. Ein nennenswerter Spannungszuwachs kann erst in einer Tiefe von etwa $5,6\text{ m}$ unterhalb der GOK innerhalb der oberen Sandschicht beobachtet werden. Der erhöhte Ausgangsspannungszustand in dieser Tiefe führt sogar dazu, dass gegenüber dem *wip*-Modell ein höherer Erdwiderstand unmittelbar unterhalb der BGS mobilisiert wird. Auf Grund des steiferen Widerlagers im Bereich des Fußauflagers wären daher sogar tendenziell geringere Wandverformungen für das *wim*-Modell zu vermuten. Die Ergebnisse in Bild 6.3 zeigen jedoch, dass dieser Effekt keine Veränderung des Verformungsverhaltens der ausgesteiften Baugrube bewirkt. Im Vergleich dazu lässt sich jedoch im Anschluss ein bedeutender Einfluss für den Vorbauzustand einer rückverankerten Stützkonstruktion nachweisen.

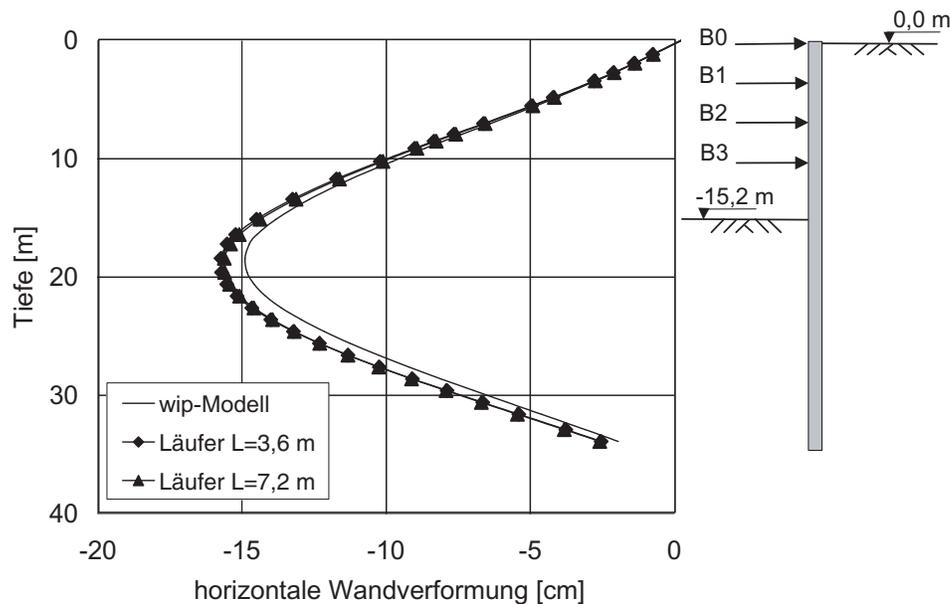


Bild 6.4: Prognostizierte Wandverformungen einer vierfach ausgesteiften top-down Baugrube. Die Herstellung der Schlitzwand erfolgt im Läuferverfahren durch $3,6\text{ m}$ und $7,2\text{ m}$ lange Schlitzwandlamellen

Der Einfluss der Schlitzgeometrie lässt sich anhand der Darstellung in Bild 6.4 dokumentieren. Da zuvor gezeigt werden konnte, dass die Schlitzwandherstellung für ausgesteifte Baugruben mit geringer bis mittlerer Aushubtiefe keinen Einfluss auf die zu erwartenden Wandverformungen ausübt, wird nun der Endaushubzustand der in Bild 6.1 dargestellten vierfach ausgesteiften Baugrube betrachtet. Aus dem Verlauf der Kurven ist zu sehen, dass unter Berücksichtigung

der Konstruktionsmethode geringfügig größere Wandverformungen prognostiziert werden als für den Fall, dass der Erdruchdruck als Ausgangsspannungszustand zu Beginn des Baugrubenaushubs angesetzt wird. Diese Beobachtung entspricht den Erkenntnissen, welche aus den Berechnungen der TNEC-Baugrube bislang gewonnen werden konnten. Der Grund dafür ist einmal mehr im Anstieg des Spannungsniveaus als Folge der Schlitzwandherstellung zu finden. Dass der Verformungsunterschied der *wim*- und *wip*-Berechnungen im vorliegenden Fall jedoch weniger als 10 % beträgt, lässt sich darauf zurückführen, dass die zu Grunde gelegte top-down Ausführung generell als verformungsarm zu bewerten ist. Ein höherer Erddruck zu Beginn der Aushubarbeiten führt tendenziell eher zu höheren Steifenkräften als zu größeren Wandverformungen.

Aus Bild 6.4 ist ferner zu entnehmen, dass für eine Schlitzwand bestehend aus 3,6 m- und 7,2 m-Lamellen annähernd die gleichen Verformungsordinaten aus dem Baugrubenaushub resultieren. Die Schlitzlänge hat somit keinen Einfluss auf die zu erwartenden Wandverformungen. Bild 6.5 stellt dazu für beide Längen den über die Ausschnittsbreite gemittelten Erddruck nach Fertigstellung der Schlitzwand über die Tiefe dar. Unabhängig von der Lamellengeometrie ergibt sich für den anschließenden Baugrubenaushub ein annähernd identischer Ausgangsspannungszustand, welcher im oberen Drittel der Verbauwand oberhalb des ursprünglichen Erdruchdrucks liegt. Der resultierende Spannungszustand wird somit nicht durch die Länge des geöffneten und betonierten Schlitzes kontrolliert, sondern einzig und allein durch den Verlauf des Frischbetondrucks gesteuert.

Bild 6.5 zeigt zusätzlich den Verlauf des effektiven Frischbetondrucks über die Tiefe der Schlitzwand. Der effektive Betondruck berechnet sich aus der Differenz des totalen Frischbetondrucks nach Gleichung 3.1 aus Kapitel 3.3 und der hydrostatischen Wasserdruckkomponente in der jeweiligen Tiefe. Es zeigt sich, dass der Betoniervorgang zwar zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen im oberen Drittel der Wand führt, die mittlere Spannungsordinate des Bodens jedoch stets unterhalb derer des Betondrucks verbleibt. Diese Entwicklung resultiert aus der abschnittsweisen Herstellung der Schlitzwand, wodurch zwar in Lamellenmitte die effektiven Spannungen etwa dem Frischbetondruck in der jeweiligen Tiefe entsprechen, außerhalb der Lamellen jedoch eine Entlastung des Bodens und somit eine Reduktion des mittleren Spannungsniveaus eintritt.

Die Auswirkungen des veränderten Ausgangsspannungszustands auf das Verformungsverhalten einer dreifach rückverankerten Schlitzwand (Bild 6.2) werden für drei Vorbauzustände durch die Darstellungen in Bild 6.6 verdeutlicht. Neben einer konventionellen FE-Berechnung werden zwei *wim*-Simulationen der Baugrubenherstellung mit Lamellenlängen von $L = 3,6 \text{ m}$

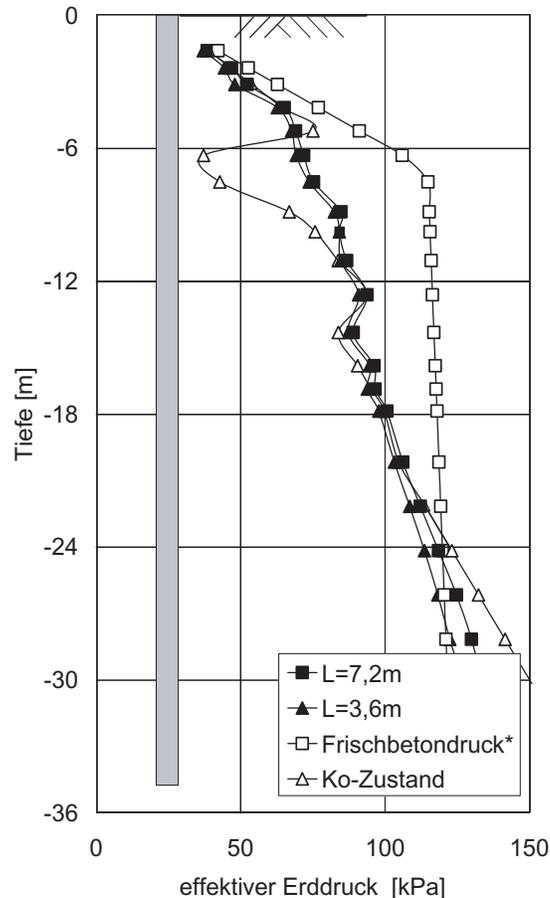


Bild 6.5: Über die Ausschnittsbreite gemittelter effektiver Erddruck nach Fertigstellung einer aus 3,6 m und 7,2 m langen Lamellen bestehenden Schlitzwand im Vergleich zum effektiven Erdruchdruck und des effektiven (nach Abzug des hydrostatischen Wasserdrucks) Frischbetondrucks

und $L = 7,2\text{ m}$ durchgeführt. Bild 6.6a stellt für die drei Berechnungsmodelle die horizontalen Wandverformungen dar, die durch einen 2,8 m tiefen Voraushub verursacht werden. Die Stützwand wirkt zu diesem Zeitpunkt als Kragträger und die größten Bewegungen treten am Kopf der Wand auf. Während die Verformungskurve des *wip*-Modells über die gesamte Wandtiefe eine annähernd gleichförmige Krümmung aufweist, ist der prognostizierte Verlauf unter Berücksichtigung der Konstruktionsmethode durch zwei Wendepunkte etwa 9 m und 22 m unterhalb der GOK gekennzeichnet. Anhand des Verformungsverlaufs lässt sich ablesen, dass in einem Bereich zwischen $6\text{ m} < z_s < 10\text{ m}$ das Bodenauflager des *wim*-Modells gegenüber der herkömmlichen Modellierung eine deutlich höhere Steifigkeit aufweist und dadurch zu geringeren Wandbewegungen im Bereich der Baugrube führt. Betrachtet man im Vergleich dazu das zu Grunde gelegte Bodenprofil (Bild 4.4a, Kapitel 4.2.2), so deckt sich dieser Bereich annähernd

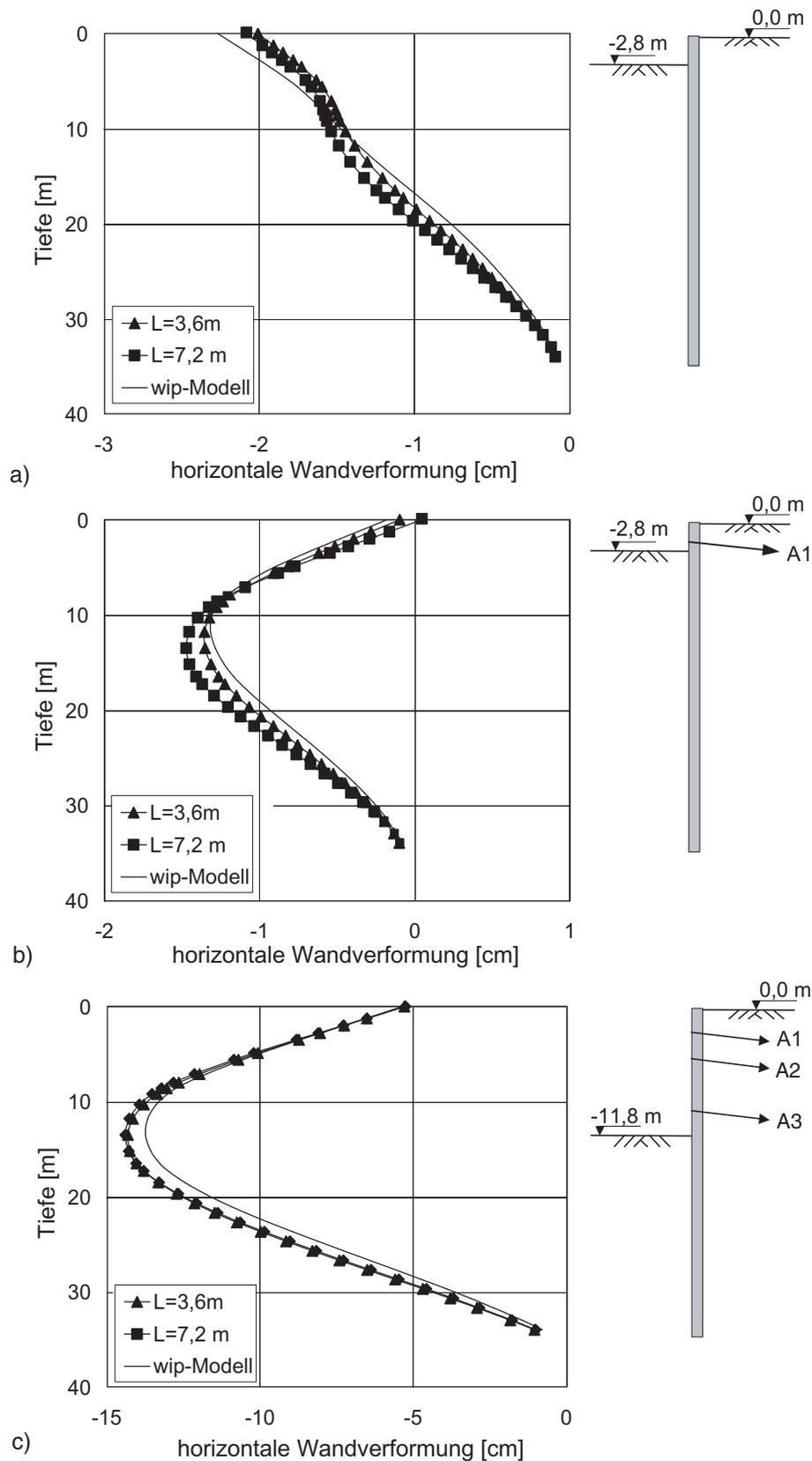


Bild 6.6: Horizontale Verformungen einer dreifach rückverankerten Verbauwand: a) Vorauhub bis $z_a = 2,8 \text{ m}$, b) Vorspannen der obersten Ankerlage und c) Endauhubzustand mit $z_a = 11,8 \text{ m}$

mit der hoch liegenden schluffigen Sandschicht in einer Tiefe von 5,6 bis 8 m unterhalb der GOK. Anhand der Verteilung der über die Ausschnittsbreite gemittelten horizontalen Spannungen konnte bislang gezeigt werden, dass der Betoniervorgang der Lamellen innerhalb dieser Schicht zu einer ausgeprägten Erhöhung des auf die Wand wirkenden Erddrucks führt. Für geringe Aushubtiefen ist somit der passive Erddruck unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle bereits teilweise durch den Herstellungsvorgang der Schlitzwand mobilisiert, so dass für das horizontale Gleichgewicht des Systems nur eine geringere Erdwiderstandskomponente aus der Rotation der Stützwand erforderlich ist. In Bild 6.7 ist der Spannungs-Verformungspfad des Bodens unterhalb der Baugrubensohle für das *wip*- und das *wim*-Modell mit $L = 7,2 \text{ m}$ dargestellt. Die Spannungsordinaten der *wim*-Simulation werden zur Darstellung über die Ausschnittsbreite gemittelt. Daraus wird deutlich, dass die Schlitzwandherstellung zu einer Verdopplung des Spannungsniveaus im Ausgangszustand führt (Punkt 1 \rightarrow 1b). Während des nachfolgenden Baugrubenaushubs von Punkt 1 \rightarrow 2 (*wip*-Modell) bzw. 1b \rightarrow 2b (*wim*-Modell) steht somit zu jedem Zeitpunkt ein deutlich größerer Erdwiderstand bei gleicher Verformung der Verbauwand zur Verfügung. In Kapitel 6.3.3 wird gezeigt, dass dieser Effekt ebenfalls die aufzunehmenden Steifenkräfte von ausgesteiften Konstruktionen beeinflusst. Dass die Verformungsordinaten der beiden Modelle trotz des steiferen Erdaufagers annähernd gleich groß sind, liegt daran, dass der Boden in größerer Tiefe ($z_s > 20 \text{ m}$) durch den Herstellungsvorgang entspannt wird und das horizontale Spannungsniveau unterhalb dem des K_0 -Zustands sinkt. Zur Mobilisierung des erforderlichen Erdwiderstands werden nun größere Bodenbewegungen benötigt, wodurch ebenfalls die Verformungen der Schlitzwand in diesem Bereich zunehmen (Bild 6.6a).

Nach dem Voraushub erfolgen der Einbau und das Anspannen der ersten Ankerlage in einer Tiefe von $z_s = 2 \text{ m}$ unterhalb der GOK. Das Bohren der Anker wird dabei weder durch das *wip*- noch durch das *wim*-Modell simuliert. Im Hinblick auf die Setzungen von benachbarten Bauwerken kann jedoch vermutet werden, dass die Herstellung in Abhängigkeit der Anzahl der Ankerlagen und des horizontalen Ankerabstands eine nicht zu vernachlässigende Verformungskomponente verursachen kann. Weiterführende Simulationen von rückverankerten Systemen sollten diesen Aspekt daher berücksichtigen. In den vorliegenden Modellen beschränkt sich der folgende Konstruktionsschritt lediglich darauf, dass zur Simulation des Anspannvorgangs eine Einzellast in Höhe von 700 kN am Ankerkopf aufgebracht wird. Bild 6.6b dokumentiert, dass dadurch der Kopf der Verbauwand annähernd wieder in den ursprünglichen Zustand zurückgedrückt wird. Gleichzeitig sinkt der Erdwiderstand für den in Bild 6.7 betrachteten Punkt unterhalb der Baugrubensohle um etwa 20 %. Als Folge des Ankerspannens liefern alle drei FE-Modelle bis $z_s = 10 \text{ m}$ einen annähernd deckungsgleichen Verlauf der Wandverformungen. Ab einer Tiefe

von etwa 14 m unterhalb der GOK übt die Ankerkraft nur eine geringfügige Veränderung der zuvor eingepprägten Wandverformungen aus. Für eine Schlitzlänge von $L = 7,2 \text{ m}$ sind daher die prognostizierten Wandverformungen um bis zu 20 % größer als die herkömmlich berechneten.

Für den Endaushubzustand der Baugrube mit einer Baugrubentiefe von $z_a = 11,8 \text{ m}$ und dem Einbau von weiteren zwei Ankerlagen stellt Bild 6.6c die resultierenden Bewegungen der Stützkonstruktion dar. Der Unterschied der maximal berechneten Verformungsordinate, welche etwa auf Höhe der Baugrubensohle auftritt, beläuft sich unabhängig von der gewählten Schlitzlänge für das *wip*- und das *wim*-Modell auf weniger als 10 %. Für den Wandkopf wird von allen Modellen übereinstimmend ein Wert von 5 cm prognostiziert. Daraus wird deutlich, dass hinsichtlich der auftretenden Wandverformungen der Konstruktionsvorgang der Schlitzwand auch für eine rückverankerte Ausführungsvariante nur von untergeordneter Bedeutung bleibt.

Bild 6.7 verdeutlicht jedoch zugleich die Schwäche von elasto-plastischen Einflächenmodellen. Für das modifizierte ideal-plastische Drucker-Prager-Modell der Sandschichten hängt die Steifigkeit des Bodens innerhalb der Fließfläche ausschließlich vom Spannungsniveau p' ab. Der Einfluss des Spannungs- und Dehnungspfades bleibt dabei unberücksichtigt. Für Spannungszustände auf der Fließfläche wird die differentielle Steifigkeit des Bodens bei weiterer Belastung zu Null. Dies hat zur Folge, dass in Bild 6.7 der Spannungs-Verformungspfad bei der Mobilisierung des passiven Erddrucks nur vereinfacht bilinear abgebildet und der in Wirklichkeit gekrümmt verlaufende Pfad nicht erfasst werden kann. Innerhalb des elastischen Bereichs des Bodens nehmen Spannung und Verformung proportional zueinander zu und für den plastischen Grenzzustand folgt ein horizontaler Kurvenverlauf. Für eine Aushubtiefe der Baugrube von $z_a = 4,9 \text{ m}$ verhält sich daher der Boden immer noch elastisch und der passive Erddruck ist noch nicht vollständig mobilisiert. Der zugehörige Erddruckkoeffizient beträgt zu diesen Zeitpunkt $K_p \simeq 2$. Für einen Reibungswinkel des Sandes $\varphi = 32^\circ$ und einen Wandreibungswinkel $\delta_p = -1/3\varphi$ [2] ergibt demgegenüber $K_p = 4,60$ für den passiven Grenzzustand. Ferner kommt hinzu, dass bei Spannungszuständen innerhalb der Fließfläche eine Richtungsänderung des Dehnungspfades zu keiner Steifigkeitserhöhung führt. Insbesondere bei rückverankerten Baugruben verursacht das Vorspannen der Ankerlagen jedoch wiederholte Pfadumkehrungen. Herkömmliche elasto-plastische Stoffmodelle eignen sich in diesem Zusammenhang nicht für eine präzise Verformungsprognose. Auf Grund der geringen Mächtigkeit der Sandschicht ($d = 2,6 \text{ m}$) bleibt für die untersuchten Randbedingungen der Einfluss auf das Gesamtverformungsverhalten der Stützkonstruktion jedoch von untergeordneter Bedeutung.

Die Ableitung von Einflussfaktoren, mit denen beispielsweise konventionell prognostizierte Wandverformungen multipliziert werden können, um die Auswirkungen der Konstruktionsme-

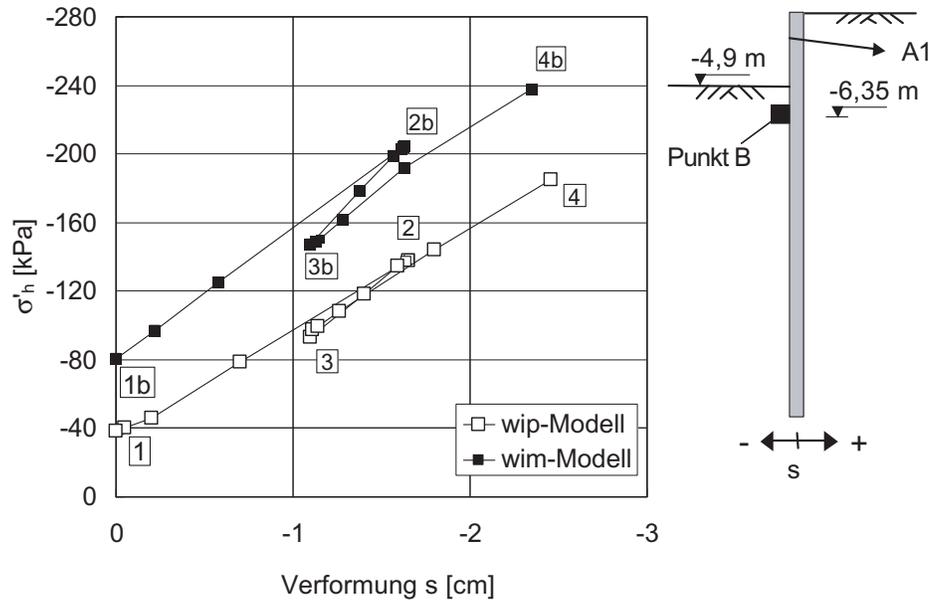


Bild 6.7: Mobilisierung des Erdwiderstands im Punkt B während der Baugrubenherstellung: 1→1b Herstellung der Wand, 1b→2b Aushub bis $z_a = 2,8$ m, 2b→3b Anspannen der Ankerlage und 3b→4b Aushub bis $z_a = 4,9$ m. Der Spannungs-Verformungspfad des *wip*-Modells ist durch die Ziffern 1-4 gekennzeichnet

thode zu berücksichtigen, ist anhand der vorgestellten Ergebnisse nicht durchzuführen und für den allgemeinen Fall wenig sinnvoll. Der Einfluss hängt im Wesentlichen von den anstehenden Untergrundverhältnissen und der Ausführung der Baugrubenkonstruktion ab. Auch wenn für die untersuchten Konfigurationen der Konstruktionsvorgang der Schlitzwand hinsichtlich der Wandverformungen von untergeordneter Bedeutung ist, sind Randbedingungen vorstellbar, unter denen eine ausgeprägtere Verformungszunahme gegenüber einer *wip*-Prognose zu erwarten ist. Dies gilt insbesondere für den Fall, dass der Erdruchdruck gegenüber dem Frischbetondruck gering ist und der Betoniervorgang der Schlitzwandlamelle zu einer deutlicheren Erhöhung des Spannungsniveaus im angrenzenden Erdreich führt. Aus diesem Grunde sollten beispielsweise auch solche Bodenformationen in die Betrachtung aufgenommen werden, welche durch weiche bindige Bodenschichten mit $OCR < 1,5$ bis in Höhe der GOK gekennzeichnet sind.

Hinzu kommt die Bedeutung von benachbarten Gebäuden, deren Gründungslasten zu einer Erhöhung des K_0 -Spannungsniveaus führen und somit auch die Auswirkungen der Schlitzwandherstellung beeinflussen. Wächst das horizontale Spannungsniveau innerhalb des Bodens als Folge der zusätzlichen Auflast über das Niveau des Frischbetondrucks an, ist es beispielsweise auch vorstellbar, dass die Schlitzwandherstellung vergleichbar zu überkonsolidierten Böden zu einer Entspannung des Erdreiches führt und die resultierenden Wandverformungen aus dem

Baugrubenaushub unterhalb jener einer *wip*-Berechnung liegen.

Um die Auswirkungen des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand bei konventionellen, zweidimensionalen FE-Berechnungen zu berücksichtigen, ist es zweckmäßig, für die Simulation einen modifizierten Erdruchdruck als Ausgangsspannungszustand anzusetzen. Diese Vorgehensweise wurde beispielsweise auch von Mayer [73] für die Kombinationsdichtwand der GSW-Baugrube im Berliner Sand gewählt. Aus den vorgestellten Ergebnissen ergibt sich die Konsequenz, dass die Erddruckmodifikation in Abhängigkeit des Frischbetondrucks erfolgen muss und die Lamellengeometrie sowie die Herstellungssequenz der Schlitzwand dabei vernachlässigt werden dürfen.

Mit Hilfe von Gleichung 6.1 lässt sich dazu auf der Grundlage des Frischbetondrucks ein korrigierter Erdruchdruckkoeffizient K_0^* über die Tiefe der Verbauwand berechnen. Der Korrekturfaktor f_b berücksichtigt die Tatsache, dass der Spannungszustand nach Fertigstellung der Schlitzwand vom Verlauf des effektiven Frischbetondrucks abweicht und berechnet sich für jede Tiefe aus dem Verhältnis der Druckordinaten in Bild 6.5. Der resultierende Verlauf von f_b ist in Bild 6.8 über die mit der Schlitztiefe H normierte Tiefe z/H dargestellt. Für die Berechnung von K_0^* kann nun in Abhängigkeit von z/H der Korrekturfaktor direkt aus Bild 6.8 abgelesen oder durch die ebenfalls angegebene Funktionsvorschrift des Interpolationspolynoms 4. Ordnung hinreichend genau berechnet werden.

$$K_0^* = \frac{f_b}{\gamma \cdot z} \left(\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_c \cdot z & : z \leq h_{crit} \\ (\gamma_c \cdot h_{crit}) + \gamma_b \cdot (z - h_{crit}) & : z > h_{crit} \end{array} \right\} - \gamma_w \cdot (z - z_w) \right) \quad (6.1)$$

- mit:
- γ_b = Wichte der Stützsuspension
 - γ_c = Frischbetonwichte
 - γ_w = Wichte des Wassers
 - γ = Wichte des Bodens
 - z = Tiefe unterhalb der GOK
 - z_w = Höhe des Grundwasserspiegels unterhalb der GOK
 - h_{crit} = kritische Tiefe der Betondruckverteilung
 - f_b = Reduktionsfaktor nach Bild 6.8

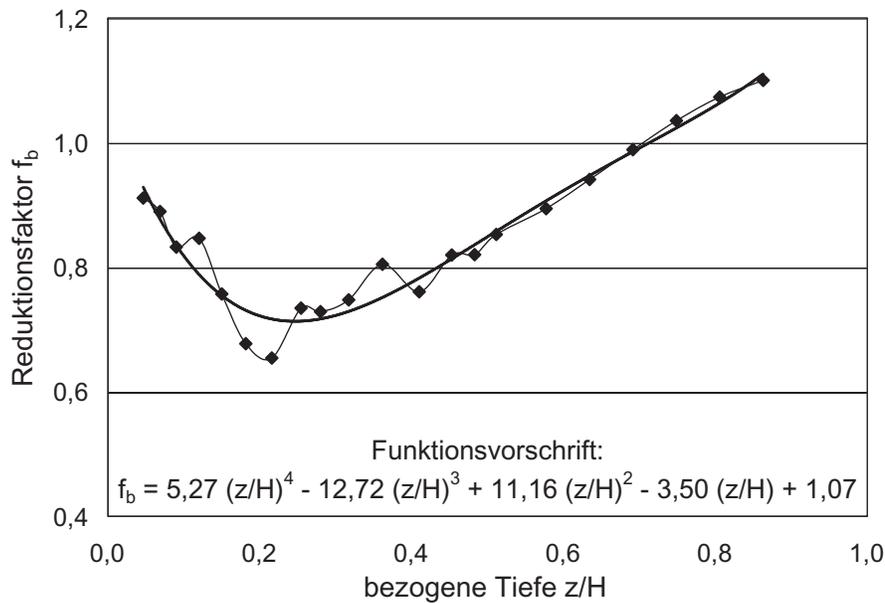


Bild 6.8: Reduktionsfaktor f_b zur Berechnung des modifizierten Erdrückkoeffizienten K_0^* aufgetragen über die normierte Tiefe z/H ($H =$ Schlitztiefe)

6.3.2 Setzungen der benachbarten Gründungselemente

Bei der Herstellung von Baugruben sind die auftretenden Setzungen von benachbarten Gebäuden im Hinblick auf das Risiko von möglichen Bauwerkschäden viel sensibler zu bewerten als die zuvor betrachteten Wandverformungen. Für setzungsempfindliche Strukturen können bereits Verformungen von wenigen Zentimetern zu Schäden führen. Eine Verformungsprognose zur Abschätzung des Gefährdungspotenzials sollte daher insbesondere auf diese Fragestellung ausgerichtet werden. Anhand der folgenden Ergebnisse kann dokumentiert werden, dass die Konstruktionsmethode der Verbauwand einen erheblichen Setzungsanteil verursachen kann und daher bei der Verformungsbetrachtung nicht unberücksichtigt bleiben darf.

Die Auswirkungen der Schlitzwandherstellung auf das Verformungsverhalten von benachbarten Gebäuden werden speziell für den Fall von Einzel- und Streifen Gründungen näher betrachtet. Die dargestellten Setzungen setzen sich dabei aus zwei Bestandteilen zusammen: zum einen aus der Komponente infolge des schrittweisen Aushubs und Betoneinbaus der Schlitzwand und zum anderen aus dem Anteil, welcher aus dem eigentlichen Baugrubenaushub resultiert. Eine konventionelle FE-Simulation kann keine Prognose über die herstellungsbedingten Verformungen treffen, so dass die dargestellten Ergebnisse der *wip*-Berechnungen jeweils allein durch den Baugrubenaushub verursacht werden. Die Eigensetzungen der Gründungkörper unter Gebrauchslast werden bei den Darstellungen nicht berücksichtigt.

Die Auswertung der Verformungen erfolgt nicht wie bislang in Höhe der Geländeoberkante, sondern in der Gründungsebene der Fundamente in einer Tiefe von $z_s = 5,6 \text{ m}$ unterhalb der GOK. Für die Einzelfundamente verläuft die Achse, entlang derer die Geländesetzungen dargestellt sind, durch den Mittelpunkt des Gründungskörpers.

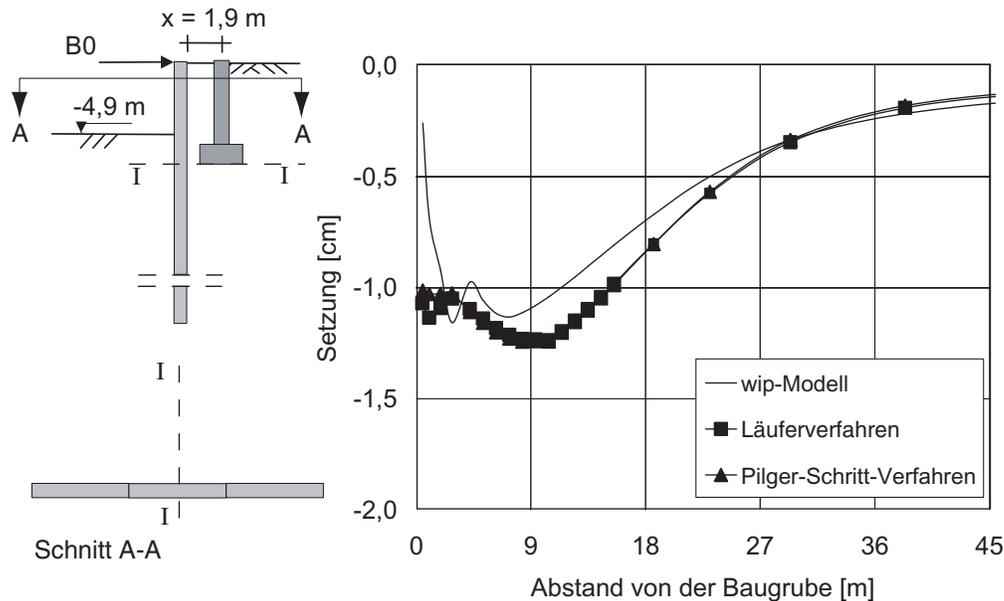


Bild 6.9: Einfluss der Herstellungssequenz auf die Setzungen entlang der Achse I-I infolge Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushubs ($L = 3,6 \text{ m}$)

Bild 6.9 stellt die Setzungsmulde für eine einfach ausgesteifte, $4,9 \text{ m}$ tiefe Baugrubenkonstruktion mit einem angrenzenden Einzelfundament dar. Die Herstellung der Schlitzwand erfolgt durch $3,6 \text{ m}$ lange Lamellen im Pilger-Schritt- und alternativ im Läuferverfahren. Auf Grund der Kopfsteife treten die maximalen Verformungen nicht unmittelbar neben der Verbauwand, sondern erst in einer Entfernung von etwa 7 m neben der Baugrube auf. Der Vergleich mit Bild 4.9 zeigt, dass sich der Setzungsverlauf von dem einer unbelasteten Geländeoberfläche unterscheidet und eine Verformungskonzentration im Bereich des Gründungskörpers auftritt. Für das *wip*-Modell wird eine mittlere Setzung von knapp 10 mm und eine Schiefstellung des Gründungskörpers in Richtung Erdreich prognostiziert.

Unter Berücksichtigung des Herstellungsvorgangs der Verbauwand ergeben sich für beide untersuchte Herstellungssequenzen annähernd die gleichen Fundamentsetzungen. In Kapitel 5.2.3 konnte bereits gezeigt werden, dass für eine Standsicherheit des offenen Schlitzes von $\eta = 1,3$ das Pilger-Schritt- und das Läuferverfahren gleich große Setzungen bei der Wandherstellung

verursachen. Dieser Setzungsanteil beträgt im vorliegenden Fall etwa 6 mm . Aus dem Baugrubenaushub selbst resultieren im Anschluss weitere 5 mm Verformungen, so dass sich für beide Herstellungssequenzen die Gesamtsetzungen zu 11 mm ergeben und sich nur unwesentlich von dem Ergebnis der *wip*-Berechnung unterscheiden. Der geringere Setzungsanteil infolge des Aushubs der Baugrube resultiert aus einer veränderten Boden-Bauwerk-Interaktion. Der Herstellungsvorgang der Lamellen führt zu einer nicht-ebenen Kontaktfläche zwischen der Verbauwand und dem angrenzenden Boden. Insbesondere im oberen Drittel der Lamelle verursacht der Betoniervorgang konvexe Schlitzverformungen in Richtung des Erdreichs (vgl. Bild 3.12, Kapitel 3.4.4), wodurch sich zwischen der Betonoberfläche und dem Boden zusätzlich zur Adhäsion eine makroskopische Verzahnung ergibt. Im Gegensatz dazu wird bei der konventionellen Berechnung eine ebene Schlitzwandoberfläche vorausgesetzt. Im Unterschied zur *wip*-Berechnung prognostizieren die *wim*-Modelle jedoch eine Fundamentschiefstellung in Richtung der Baugrube. Der Grund dafür liegt in der Herstellung der unmittelbar benachbarten Schlitzwandlamelle. Durch den Schlitzaushub unter Bentonitstützung erfährt die vordere Fundamentkante größere Setzungen, wodurch der Gründungskörper zum Schlitz verkippt. Dieser Zustand kann auch durch den anschließenden Betoniervorgang der Lamelle nicht umgekehrt werden und bleibt bis zur Fertigstellung des Baugrubenaushubs erhalten.

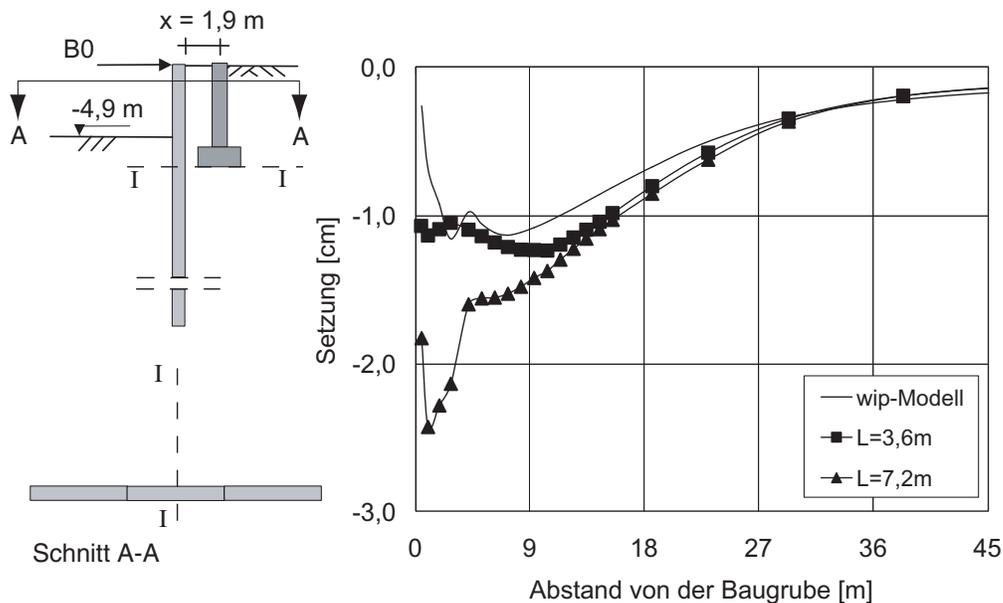


Bild 6.10: Einfluss der Schlitzlänge auf die Setzungen entlang der Achse I-I infolge Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushubs

Für die gleiche Baugrubenkonfiguration stellt Bild 6.10 die Setzungen für unterschiedliche

Schlitzlängen dar und veranschaulicht dadurch die Bedeutung der Lamellengeometrie. Die dargestellten Kurven des *wip*- und des *wim*-Modells mit $L = 3,6\text{ m}$ bleiben gegenüber der Darstellung in Bild 6.9 unverändert. Aus dem Kurvenverlauf für $L = 7,2\text{ m}$ kann gefolgert werden, dass die Verdopplung der Schlitzlänge zu einer Zunahme der Gesamtsetzung des Fundamentes um etwa 150 % gegenüber der konventionellen Berechnung führt. Dabei ist allerdings zu beachten, dass die Setzungskomponente aus dem Baugrubenaushub selbst weiterhin 6 mm beträgt. Der Setzungszuwachs resultiert allein aus dem Verformungsanteil der Schlitzwandherstellung, welcher für $L = 7,2\text{ m}$ auf etwa 17 mm ansteigt. Damit verbunden ist ebenfalls eine Zunahme der Fundamentschiefstellung in Richtung der Baugrube.

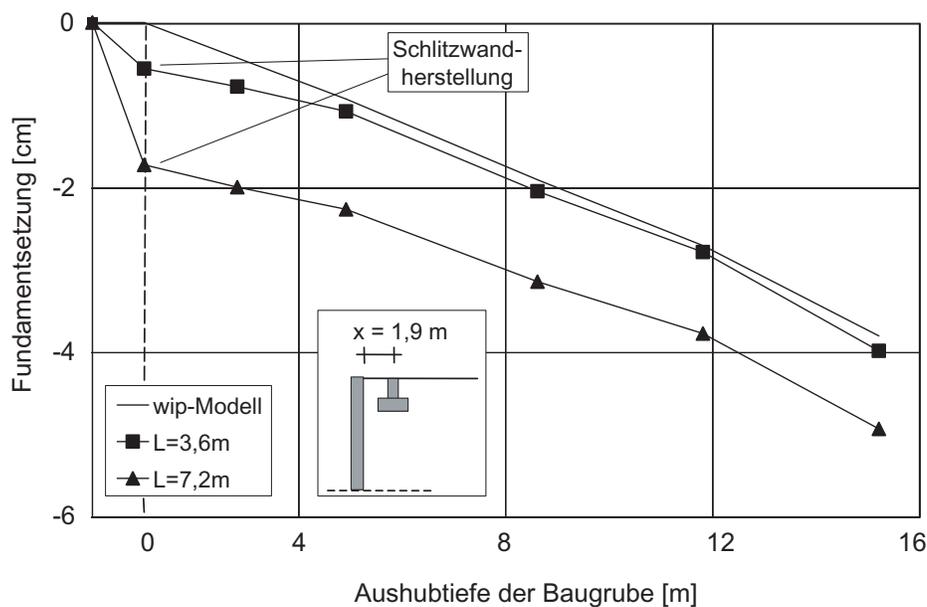


Bild 6.11: Setzungsentwicklung während der Baugrubenherstellung für ein unmittelbar angrenzendes Einzelfundament

Bild 6.11 stellt für die top-down Baugrube aus Bild 6.1 die prognostizierten Fundamentsetzungen des FE-Modells über die einzelnen Aushubschritte dar. Für die beiden *wim*-Modelle mit unterschiedlichen Schlitzlängen ist zusätzlich der Konstruktionsschritt der Schlitzwandherstellung mit abgebildet. Die Setzungsverläufe bestätigen die bisherigen Beobachtungen: Infolge des Baugrubenaushubs verlaufen die Setzungskurven aller drei Modelle für $z_a > 4,9\text{ m}$ annähernd parallel. Für geringere Aushubtiefen liefern die *wim*-Prognosen auf Grund der veränderten Boden-Bauwerk-Interaktion kleinere Fundamentsetzungen. Der Herstellungsvorgang der Verbauwand und die damit verbundenen Fundamentsetzungen führen jedoch dazu, dass in Bild 6.11 die Kurven der *wim*-Modelle nach unten verschoben werden und demzufolge während der ge-

samt den Aushubarbeiten der Baugrube größere Verformungsordinaten resultieren. Je größer die Schlitzlänge dabei ist, desto größer ist auch der konstruktionsbedingte Setzungsanteil und desto stärker wird die Kurve nach unten verschoben. Daraus ergibt sich die Konsequenz, dass für Baugrubentiefen bis zu $z_a \simeq 5 \text{ m}$ mehr als doppelt so große Gesamtsetzungen durch das *wim*-Modell mit $L = 7,2 \text{ m}$ gegenüber einer konventionellen Berechnung prognostiziert werden.

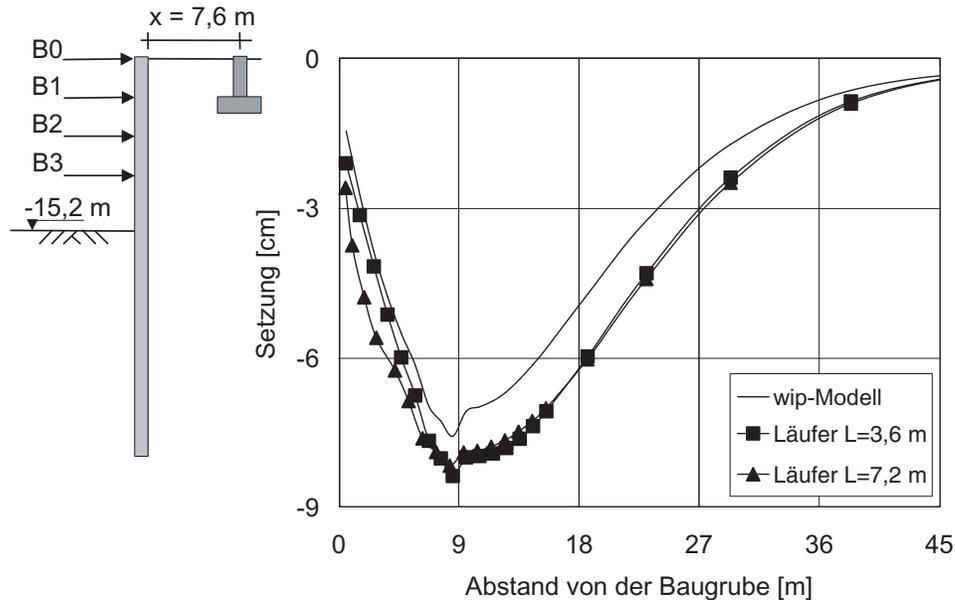


Bild 6.12: Prognostizierte Setzungsmulde für ein Einzelfundament in einem Abstand von $x = 7,2 \text{ m}$ und einer Aushubtiefe von $z_a = 15,2 \text{ m}$

Ein anderes Bild ergibt sich für einen Gründungskörper, der sich in einem größeren Abstand zu Baugrube befindet. Bild 6.12 stellt die Setzungsmulde neben der vierfach ausgesteiften top-down Baugrube mit einer Aushubtiefe von $z_a = 15,2 \text{ m}$ für den Fall dar, dass sich in einer Entfernung von $x = 7,2 \text{ m}$ ein Einzelfundament befindet. Anhand der Darstellung lässt sich eine Verformungskonzentration des Bodens im Bereich des Gründungskörpers erkennen und das Fundament stanz in das Erdreich ein. Das *wim*-Modell prognostiziert für verschiedene Schlitzlängen annähernd den gleichen Muldenverlauf. Lediglich im Bereich zwischen der Baugrube und dem Fundament werden für $L = 7,20 \text{ m}$ größere Setzungen berechnet, welche aus dem Herstellungsvorgang der Schlitzwand resultieren. Für die Setzungsprognose des Gründungskörpers ist dieser Einfluss jedoch ohne Bedeutung. Unter Berücksichtigung der Konstruktionsmethode ergeben sich infolge der Baugrubenherstellung geringfügig größere Verformungen als bei einer konventionellen Berechnung. In Bild 6.13 ist dazu die Setzungsentwicklung über die Konstruktionsschritte der Baugrube dargestellt. Für beide untersuchte

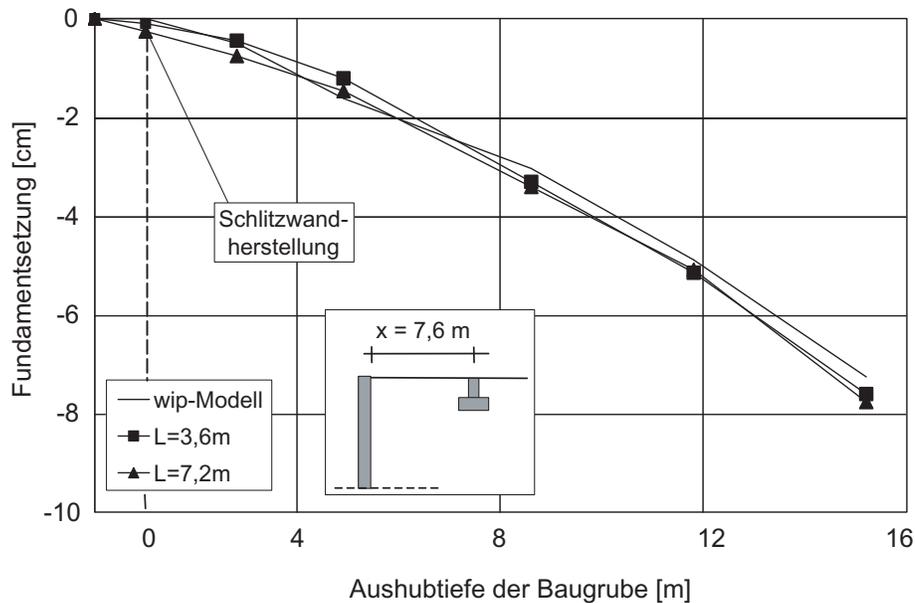


Bild 6.13: Setzungsentwicklung für ein Einzelfundament in einem Abstand zur Baugrube entsprechend der halben Aushubtiefe

Schlitzlängen verursacht die Herstellung der Schlitzwand einen vernachlässigbar geringen Setzungsanteil von weniger als 5 % der Gesamtverformungen. Der Setzungsunterschied resultiert allein daraus, dass das *wim*- gegenüber dem *wip*-Modell einen stärkeren Setzungszuwachs des Fundamentes für den Aushubschritt von $z_a = 4,9 \text{ m}$ nach $z_a = 8,6 \text{ m}$ prognostiziert. Diese Entwicklung kann dadurch erklärt werden, dass als Folge des Betonierens der Schlitzwandlamellen in einem Tiefenbereich von ca. $5 \text{ m} < z_s < 9 \text{ m}$ bereits vor dem Baugrubenaushub der passive Erddruck anteilig mobilisiert wird (vgl. Bild 6.5). Für geringe Baugrubentiefen bis $z_a \simeq 5 \text{ m}$ steht daher ein steiferes Bodenauflager für die Stützkonstruktion zur Verfügung. Während der fortschreitenden Aushubarbeiten wird der Verbauwand diese erhöhte Bettung jedoch entzogen, wodurch die Wandverformungen und damit auch die Setzungen des benachbarten Geländes im Vergleich zu einer konventionellen Modellierung schneller zunehmen. Im nachfolgenden Kapitel 6.3.3 wird gezeigt, dass sich dieser Effekt ebenfalls auf die Beanspruchung der Steifen auswirkt. Für größere Aushubtiefen verlaufen die Setzungskurven der drei Simulationsmodelle annähernd deckungsgleich, so dass die Konstruktionsmethode für die Verformungsbetrachtung des Einzelfundamentes schließlich an Bedeutung verliert.

Alternativ zum Einzelfundament werden im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls Setzungsprognosen für eine Streifengründung mit Hilfe des *wim*- und des *wip*-Modells durchgeführt. Im Unterschied zu vorangegangenen Berechnungen beschränkt sich die Betrachtung im Folgenden jedoch lediglich auf die Variation der Schlitzlänge und des Abstands zwischen Gründungskörper und

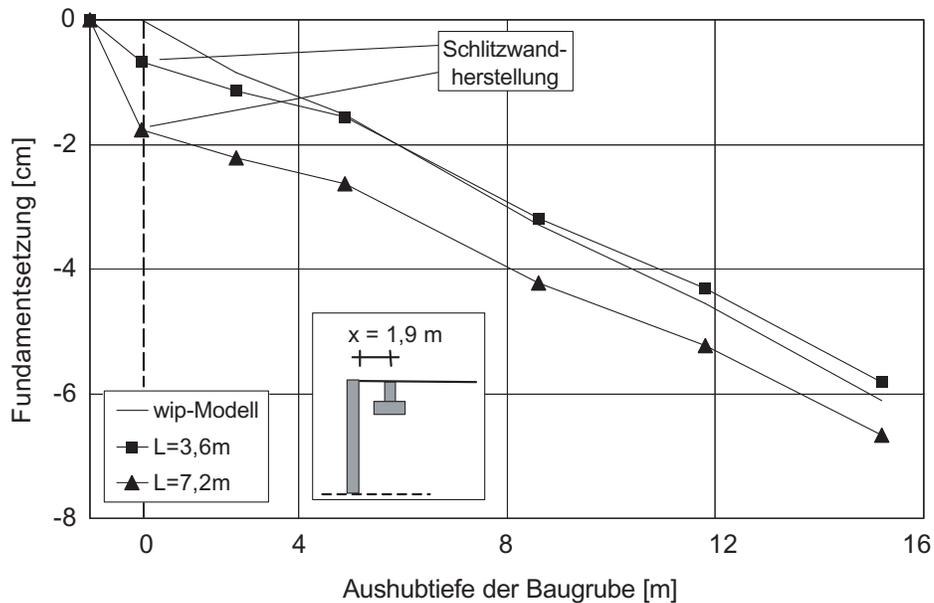


Bild 6.14: Setzungsentwicklung während der Baugrubenherstellung für ein unmittelbar angrenzendes Streifenfundament

Baugrube. Auf Grund der bereits in Kapitel 5.3.3 diskutierten Problematik der aus den äußeren Rändern resultierenden Symmetriebedingungen können die Fundamentsetzungen infolge der schrittweisen Herstellung der fünf Lamellen nicht realitätsnah abgebildet werden. Eine konsistente Verformungsberechnung, bestehend aus der Schlitzwandkonstruktion und des Baugrubenaushubs, ist daher mit Hilfe des generierten ebenen Baugrubenmodells für die Streifengründung nicht möglich. In Anlehnung an Kapitel 5.3.3 werden daher die Fundamentsetzungen nach Fertigstellung der Verbauwand durch jene Verformungen abgeschätzt, welche sich während des Aushubvorgangs eines Einzelschlitzes in Lamellenmitte ergeben.

Bild 6.14 zeigt die Entwicklung der Setzungen während der gesamten Konstruktionsfolge der Baugrube. Analog zur Einzelgründung resultieren aus dem Baugrubenaushub allein annähernd parallele Verformungsverläufe. Für die *wip*-Modelle kommt zusätzlich der Anteil aus der Schlitzwandherstellung hinzu, welcher im Falle von $L = 7,2 \text{ m}$ zu einer Setzungsdifferenz von ca. 19 mm zu Beginn der Aushubarbeiten führt. Infolge des anfangs größeren Setzungsgradienten des *wip*-Modells nimmt dieser Unterschied für den Endaushubzustand mit $z_a = 15,2 \text{ m}$ auf etwa 11 mm ab.

Im Unterschied zu Einzelfundamenten bewirkt die Konstruktionsmethode der Schlitzwand auch für weiter entfernt gegründete Streifenfundamente einen nicht zu vernachlässigenden Verformungsanteil (vgl. Kapitel 5.3.3). Für einen Abstand $x = 7,6 \text{ m}$ (Bild 6.15) führen daher die

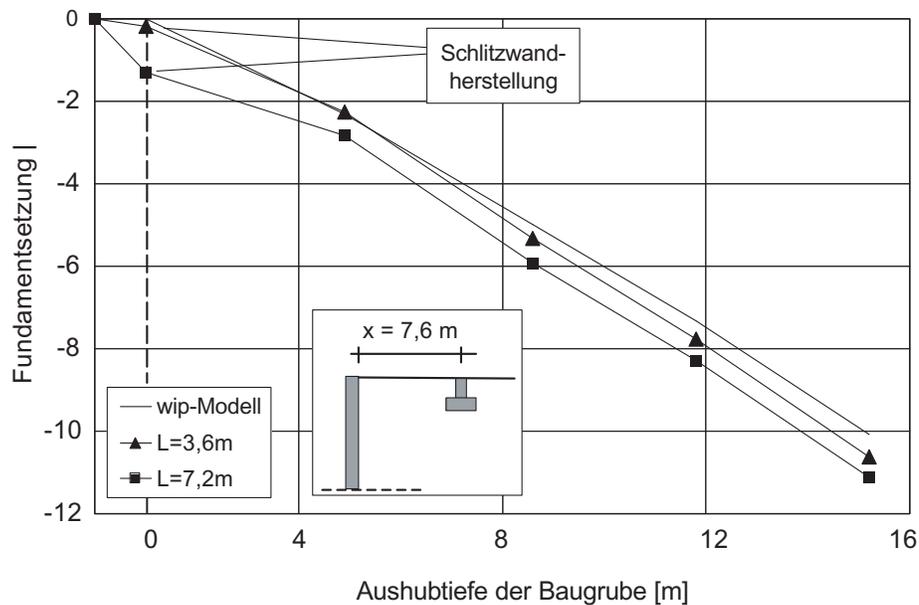


Bild 6.15: Setzungsentwicklung für ein Streifenfundament in einem Abstand zur Baugrube entsprechend der halben Aushubtiefe

wim-Berechnungen im Vergleich zu einer konventionellen Betrachtung zu größeren Gesamtsetzungen. Der Einfluss verschwindet jedoch bei einer Schlitzlänge von $L = 3,6 \text{ m}$, da hierbei der konstruktionsbedingte Setzungsanteil auf weniger als 3 mm abnimmt.

Aus den dargestellten Ergebnissen kann die komfortable Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Setzungsanteile aus dem Herstellungsvorgang der Schlitzwand und dem Baugrubenaushub getrennt ermittelt und für die Prognose der Gesamtverformungen superponiert werden dürfen. Zur Abschätzung des konstruktionsbedingten Anteils können sowohl für Einzel- als auch für Streifenfundamente entsprechend Kapitel 5 jene Fundamentverformungen zu Grunde gelegt werden, welche während des Schlitzausbaus einer Einzellamelle auftreten. Die dreidimensionale Modellierung einer durchlaufenden, aus mehreren Lamellen bestehenden Schlitzwand ist dazu nicht erforderlich. Der Verformungsanteil aus dem Baugrubenaushub kann dann im Anschluss durch eine konventionelle FE-Prognose ermittelt werden.

6.3.3 Steifenkräfte

Die Berechnungen in Kapitel 4.2 haben gezeigt, dass sich die Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung nicht nur auf die Wand- und Bodenverformungen auswirkt, sondern zusätzlich zu höheren Steifenkräften während des Baugrubenaushubs führt. Abschließend wird daher in

diesem Kapitel der Fragestellung nachgegangen, mit welchen zusätzlichen Belastungen für die Steifenlagen B0 bis B3 der in Bild 6.1 dargestellten top-down Konstruktion unter der Vorgabe zu rechnen ist, dass sich eine Nachbarbebauung unmittelbar neben der Baugrube befindet. Das Gebäude ist über ein 1,8 m breites Streifenfundament in einer Tiefe von $z_s = 5,6 \text{ m}$ unterhalb der Geländeoberfläche und in einem lichten Abstand von $x = 1,0 \text{ m}$ zur Baugrubenkante gegründet. Die effektive Sohlpressung in Höhe von 212 kPa verursacht eine Setzung unter Gebrauchslast von etwa $s = 2,0 \text{ cm}$.

Bild 6.16 stellt die Entwicklung der Steifenkräfte in Abhängigkeit der Aushubtiefe für das *wip*-Modell dar. Die größte Belastung mit knapp 800 kN/m tritt bei einer Aushubtiefe von $z_a = 11,8 \text{ m}$ in der Steifenlage B1 auf und übertrifft die maximal prognostizierte Steifenkraft für die TNEC-Baugrube um etwa 75 %. Der Grund dafür liegt zum einen in der zusätzlichen Erddruckkomponente, welche aus dem benachbarten Streifenfundament auf die Wand wirkt. Zum anderen verhält sich der Boden vor dem Fußauflager gegenüber der TNEC-Konstruktion weicher, da keine Modellierung der Gründungspfähle innerhalb der Baugrube erfolgt und somit kein zusätzlicher Erdwiderstand durch eine Verspannung mobilisiert werden kann. Dadurch findet eine Lastumlagerung auf die aussteifenden Geschossdecken statt und es werden höhere Steifenkräfte aktiviert. Durch den Einbau der tiefer liegenden Steifenlagen B2 und B3 wird während des fortlaufenden Baugrubenaushubs im Anschluss eine Erddruckumlagerung erzwungen. Dadurch sinkt die Beanspruchung von B1 im Endaushubzustand mit $z_a = 15,2 \text{ m}$ wieder geringfügig ab.

Die am Kopf der Verbauwand eingebaute Steifenlage B0 ist im Vergleich zu den Lagen B1 bis B3 durch einen veränderten zeitlichen Verlauf der Beanspruchung gekennzeichnet. Zu Beginn der Aushubarbeiten steigt die Kraft zunächst an und wird bei einer Aushubtiefe von $z_a = 4,9 \text{ m}$ (Konstruktionsschritt c, Bild 6.1) mit 313 kN/m maximal. Der anschließende Einbau der Steife B1 führt jedoch dazu, dass während des fortschreitenden Baugrubenaushubs eine rückwärtige Verdrehung der Verbauwand oberhalb von B1 eintritt und die Beanspruchung der Kopfsteife wieder abnimmt. Für Baugrubentiefen größer als $z_a \simeq 11 \text{ m}$ folgt daraus sogar eine Zugbeanspruchung, welche im Endaushubzustand für das *wip*-Modell 151 kN/m beträgt und bei einer vorhandenen Deckendicke von 15 cm eine Zugspannung von 1 N/mm^2 verursacht. Für eine Betonfestigkeitsklasse C20/25 beträgt die mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$. Daher verbleibt die Steife B0 im ungerissenen Zustand und die im Modell gewählte Steifigkeit des Federauflagers ist weiterhin gerechtfertigt. Eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Geschossdecken und der Schlitzwand ist dafür jedoch die Voraussetzung.

In Bild 6.17 sind zum Vergleich die mit Hilfe des *wim*-Modells prognostizierten Steifenkräfte

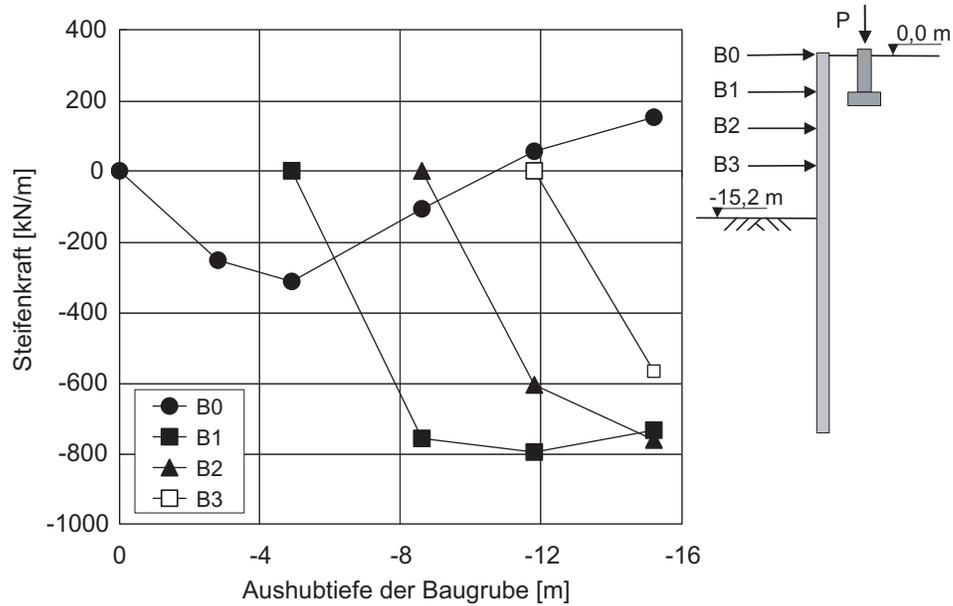


Bild 6.16: Entwicklung der Steifenkräfte B0 bis B3 während des schrittweisen Baugrubenaushubs unter Vernachlässigung der Schlitzwandherstellung (- Druck, + Zug)

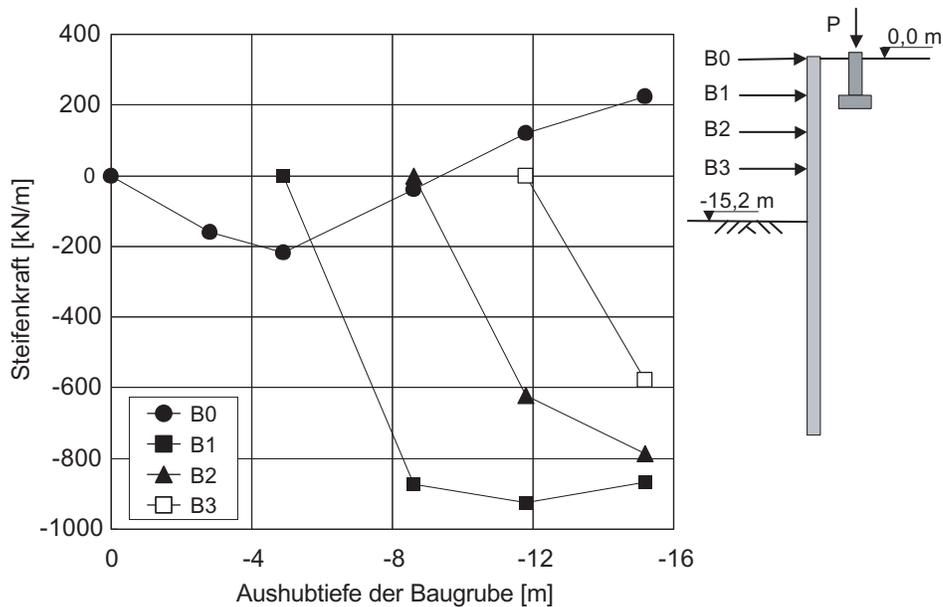


Bild 6.17: Entwicklung der Steifenkräfte B0 bis B3 während des schrittweisen Baugrubenaushubs unter Berücksichtigung des veränderten Ausgangszustands infolge Schlitzwandherstellung (- Druck, + Zug, $L = 7,2 \text{ m}$)

über die Aushubtiefe der Baugrube dargestellt. Als Schlitzlänge wurde für die Darstellung $L = 7,2 \text{ m}$ gewählt. Der Vergleich mit den Berechnungsergebnissen für $L = 3,6 \text{ m}$ liefert jedoch annähernd deckungsgleiche Kurven und zeigt somit, dass die gewählte Schlitzlänge keinen Einfluss auf die Steifenkräfte ausübt. Qualitativ stimmen die Verläufe für die einzelnen Steifenlagen mit denen aus Bild 6.16 überein. Allerdings unterscheiden sich die maximalen Belastungsordinaten, und dies speziell für die oberen beiden Steifenlagen B0 und B1. Während die *wim*- gegenüber der konventionellen Berechnung eine für B0 ca. 31 % geringere Steifenkraft prognostiziert, steigt die Beanspruchung für B1 um 17 % an. Demgegenüber wird unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung für die tiefer liegenden Steifenlagen B2 und B3 eine Zunahme der Steifenkraft um lediglich 3 bzw. 2 % berechnet. Analog zu den TNEC-Berechnungen wirkt sich somit die Konstruktionsmethode insbesondere auf die hoch liegenden Steifen aus.

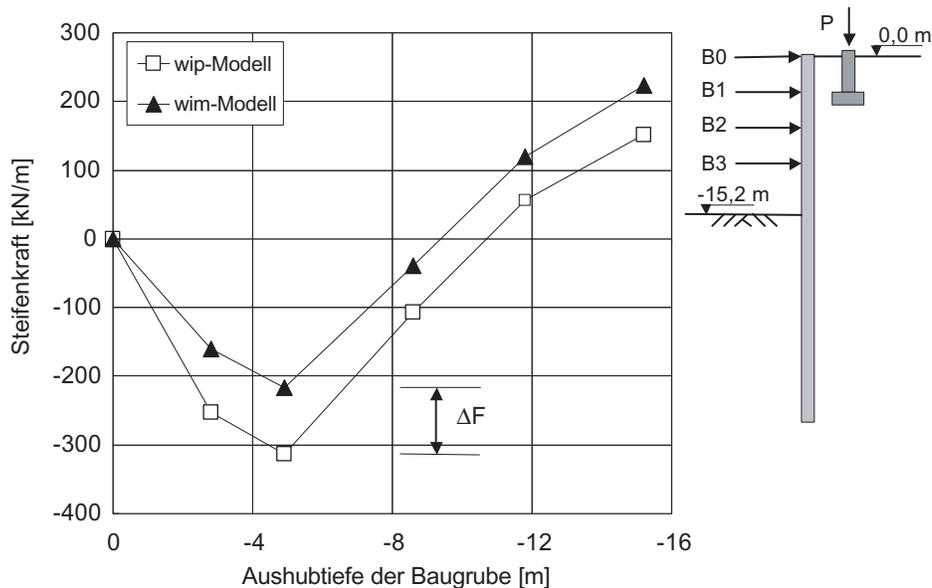


Bild 6.18: Prognostizierter Steifenkraftverlauf für B0 in Abhängigkeit der Aushubtiefe (-Druck, + Zug, $L = 7,2 \text{ m}$)

Für die Steifenlage B0 zeigt Bild 6.18 die berechneten Steifenkräfte des *wim*- und des *wip*-Modells in Abhängigkeit der Baugrubentiefe. Der größte Unterschied in der Beanspruchung tritt bei einer Aushubtiefe von $z_a = 4,9 \text{ m}$ auf und beträgt $\Delta F = 96 \text{ kN/m}$. Die geringere Steifenkraft des *wim*-Modells lässt sich anhand der Bilder 6.3 und 6.7 veranschaulichen. Bei der konventionellen FE-Berechnung wird unterhalb der Baugrubensohle durch eine horizontale Verschiebung der Verbauwand Δs der Erdwiderstand $\Delta E_{p,\Delta s}$ ausgehend vom K_0 -Zustand

mobilisiert. Der Gesamtwiderstand ermittelt sich somit zu $E_{p,wip} = E_0 + \Delta E_{p,\Delta s}$. Aus Bild 6.3 ist zu entnehmen, dass sich die Herstellungsmethode für den betrachteten Konstruktionszustand nur unwesentlich auf die Wandverformungen auswirkt und somit für das *wim*-Modell annähernd die gleiche Verformung Δs auftritt. Im Ausgangszustand ist jedoch als Folge der Schlitzwandherstellung bereits anteilig der passive Erddruck $\Delta E_{p,constr}$ mobilisiert (Bild 6.5). Der Erdwiderstand setzt sich daher für das *wim*-Modell aus insgesamt drei Komponenten $E_{p,wim} = E_0 + \Delta E_{p,constr} + \Delta E_{p,\Delta s}$ zusammen. Da somit $E_{p,wip} < E_{p,wim}$ gilt, muss zu Gewährleistung des horizontalen Gleichgewichts der Stützwand bei der konventionellen Berechnung zwangsläufig eine höhere Steifenkraft für B0 aktiviert werden.

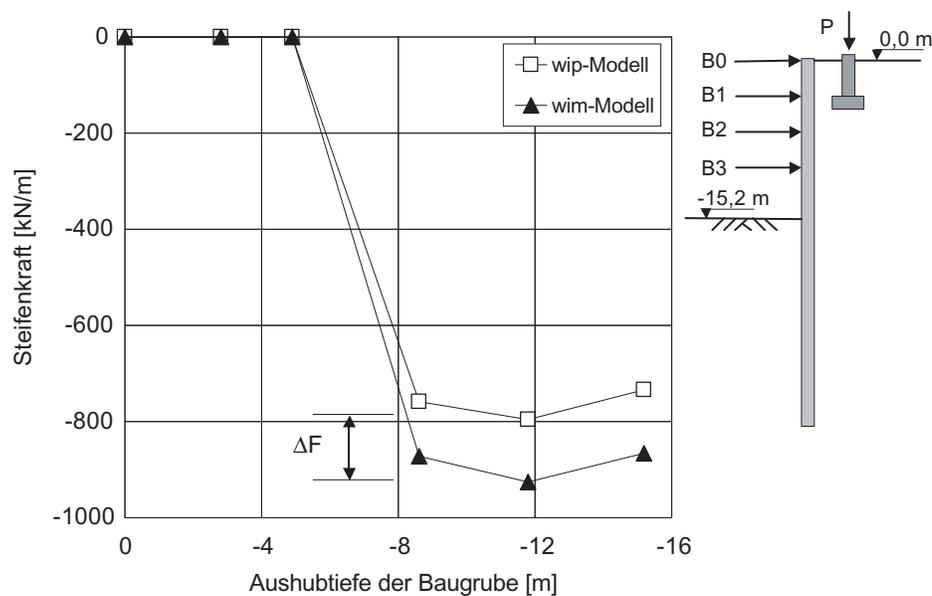


Bild 6.19: Prognostizierter Steifenkraftverlauf B1 in Abhängigkeit der Aushubtiefe ($L = 7,2 \text{ m}$)

Die nächsten zwei Konstruktionsschritte der Baugrube umfassen den Einbau der Steifenlage B1 in einer Tiefe von $z_s = 3,5 \text{ m}$ unterhalb der GOK und im Anschluss die Fortsetzung des Baugrubenaushubs bis in eine Tiefe von $z_a = 8,6 \text{ m}$. Dabei wird innerhalb der Baugrube genau der Bereich des Bodens gelöst, welcher zuvor für den Verbauwandfuß durch $\Delta E_{p,constr}$ als steifes Widerlager zu Verfügung stand. Die damit verbundene Lastumlagerung führt zu einem sprunghaften Anstieg der Steifenkräfte für B1. Da wie zuvor beschrieben die zusätzliche Erdwiderstandskomponente $\Delta E_{p,constr}$ bei der *wip*-Berechnung nicht zur Verfügung steht, findet hier eine weniger ausgeprägte Spannungsumlagerung statt und die Beanspruchung der Steifenlage B1 fällt entsprechend geringer aus.

Der Belastungsunterschied zwischen *wip*- und *wim*-Modell beträgt für $z_a = 11,8 \text{ m}$ im untersuchten Fall $\Delta F = 130 \text{ kN/m}$ und entspricht somit knapp 17 % der konventionell berechneten Steifenkraft. Im Vergleich dazu wurde im Rahmen der TNEC-Berechnungen in Kapitel 4.2 eine 30 % höhere Belastung der entsprechenden Steifenlage unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung prognostiziert. Der geringere Unterschied resultiert daraus, dass neben dem Erdruhedruck eine zusätzliche Erddruckkomponente aus dem Streifenfundament als Ausgangszustand für das *wip*-Modell angesetzt wird. Dadurch fällt die relative Erddruckerhöhung als Folge des Herstellungsvorgangs der Schlitzwand kleiner als im Falle einer unbelasteten Geländeoberfläche aus, wodurch die Zunahme der prognostizierten Wandverformungen und Steifenkräfte geringer wird.

Für die Steifenlagen B2 und B3 bleibt die Herstellungsmethode der Verbauwand praktisch ohne Bedeutung. Der höhere Erddruck im Ausgangszustand wird im Wesentlichen durch die Steifenlage B1 aufgenommen. Bei der Bemessung der Einzeltragglieder sollte daher jener Steifenlagen eine besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, welche zu einem Zeitpunkt eingebaut werden, bevor die Aushubtiefe der Baugrube etwa 25 bis 30 % der Schlitzwandtiefe entspricht. In diesem Bereich ist die Veränderung des Ausgangsspannungszustands infolge der Schlitzwandherstellung und somit der Einfluss auf die aufzunehmenden Steifenkräfte besonders ausgeprägt. Insbesondere für die Steifenlage, welche unmittelbar vor dem Aushubschritt eingebaut wird, innerhalb dessen der vorgespannte Boden aus der Baugrube gelöst und entfernt wird, ist eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung der Beanspruchung zu erwarten.

Die Berechnungsergebnisse zeigen jedoch bereits, dass dieser Einfluss starken Schwankungen unterworfen sein kann. Die zusätzliche Belastungskomponente der Steifen hängt von den vorhandenen Untergrundverhältnissen und dem Erdruhedruck ab, sowie weiterhin davon, in welcher Tiefe die Steifenlage eingebaut wird und zu welchem Zeitpunkt, d.h. bei welcher Aushubtiefe der Baugrube, der Einbau erfolgt. Ferner können vergleichbar zu den in Kapitel 6.3.1 untersuchten Wandverformungen vorhandene Nachbargebäude in Form von Einzel-, Streifen- oder Flächengründungen eine entscheidende Rolle dabei spielen, wie stark die Steifenkraft durch eine konventionelle Berechnung unter- oder überschätzt wird. Nicht zuletzt ist die Verteilung des Frischbetondrucks während des Betoniervorgangs der Lamellen von zentraler Bedeutung. Für eine größere kritische Tiefe h_{crit} ist zum einen eine stärkere Zunahme der Steifenkräfte zu erwarten, zum anderen werden aber auch tiefer liegende Steifenlagen von der Beanspruchungszunahme betroffen sein. Eine Ableitung allgemein gültiger Konstruktionsfaktoren erscheint daher auch in diesem Kontext als wenig zielführend. Eine verbesserte Berechnungsvariante besteht darin, den ursprünglichen Erdruhedruck unter Berücksichtigung vorhandener Auflasten

zu modifizieren und mit Hilfe von Gleichung 6.1 einen neuen Erdruhedruckkoeffizienten K_0^* in Abhängigkeit der Tiefe z_s zu berechnen. Unter Verwendung von K_0^* kann nun eine konventionelle zweidimensionale Verformungs- und Steifenkraftprognose der Baugrubenkonstruktion erfolgen.

6.4 Erkenntnisse

Aus den Ergebnissen der Vergleichsberechnungen lassen sich nun allgemeine Hinweise ableiten, wie sich der Einfluss der Herstellungsmethode auf die Gebrauchstauglichkeit der Stützkonstruktion und auf den Grenzzustand einzelner Bauteile berücksichtigen lässt. Die einzeln aufgezählten Punkte und insbesondere der letzte Absatz sind als Konstruktionsempfehlungen zu verstehen, die auf eine Reduktion der verfahrensbedingten Verformungen bei der Herstellung der Baugrube zielen.

- Bei verformungsarmen top-down Baugruben ist im Hinblick auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion die Herstellung der Schlitzwand nur von untergeordneter Bedeutung. Lediglich für große Aushubtiefen kann unter Berücksichtigung der Wandherstellung eine Zunahme der horizontalen Verformungen beobachtet werden, welche im untersuchten Fall jedoch bei weniger als 10 % des konventionell prognostizierten Wertes liegt. Für mittlere oder geringe Baugrubentiefen ergeben sich aus den *wim*- und den *wip*-Berechnungen annähernd deckungsgleiche Verformungskurven. Die Herstellungssequenz der Schlitzwand wie auch die gewählte Lamellenlänge üben dabei keinen Einfluss auf die Deformationen der Verbauwand während des Baugrubenaushubs aus.
- Auch für verankerte Baugruben wirkt sich die Konstruktionsmethode nur geringfügig auf die horizontalen Wandverformungen aus. Tendenziell werden unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung größere Deformationen prognostiziert, welche aus baupraktischer Sicht jedoch ohne Bedeutung bleiben dürften. Für unverankerte Vorbauzustände mit geringen Aushubtiefen zeichnet sich im Vergleich dazu jedoch eine andere Entwicklung ab. Auf Grund des bereits aus dem Betoniervorgang der Lamellen anteilig mobilisierten Erdwiderstands im oberen Drittel der Wand, steht für geringe Baugrubentiefen ein steiferes Fußauflager zur Verfügung. Dadurch sinkt der Anteil des passiven Erddrucks, welcher durch eine horizontale Verschiebung der Stützwand mobilisiert werden muss. Als Folge resultieren aus dem *wim*-Modell geringere Verformungen als aus einer herkömmlichen Berechnung.

- Für die Prognose der Setzungen von benachbarten Gründungskörpern besteht die Möglichkeit, die Setzungsanteile aus dem Herstellungsvorgang der Wand und aus dem Aushub der Baugrube getrennt zu berechnen und anschließend zur Ermittlung der Gesamtverformungen zu superponieren. Diese Vorgehensweise bietet den Vorteil, die Setzungen infolge des Baugrubenaushubs mit Hilfe einer konventionellen *wip*-Berechnung zu ermitteln. Zur Abschätzung der konstruktionsbedingten Setzungen ist es entsprechend Kapitel 5 ausreichend, sowohl für Streifen- als auch für Einzelgründungen die Herstellung einer Einzellamelle zu simulieren. Die während des Schlitzaushubs maximal auftretenden Fundamentverformungen entsprechen etwa jenen, welche nach der Fertigstellung der gesamten Verbauwand zu erwarten sind. Für große Schlitzlängen und einen hohen verfahrensbedingten Verformungsanteil werden daher die Fundamentsetzungen infolge Baugrubenherstellung mit einem herkömmlichen Prognosemodell erheblich unterschätzt.
- Der veränderte Ausgangsspannungszustand infolge Schlitzwandherstellung führt bei ausgesteiften Baugruben gegenüber konventionellen FE-Simulationen zu unterschiedlichen Beanspruchungen der Steifen. Für die Steifenlage auf Höhe der GOK treten zunächst kleinere Kräfte auf, da sich bei geringen Aushubtiefen der Boden unterhalb der Baugrubensohle als Folge des Betoniervorgangs der Lamellen steifer als im Ausgangszustand verhält. Dadurch wird ein größerer Lastanteil vom Bodenaufleger aufgenommen, was zu einer reduzierten Steifenbeanspruchung führt. Bei einer Fortsetzung des Bodenaushubs bis in eine Tiefe von $0,2 - 0,3H$ (H =Schlitztiefe) wird der Stützkonstruktion anschließend diese erhöhte Bettung entzogen und die Belastung der Wand wird auf die aussteifenden Bauteile wieder zurückgeführt. Dadurch tritt eine erhöhte Beanspruchung der unmittelbar zuvor eingebauten Steifenlage auf. Für Steifen, die in einer größeren Tiefe als 20–30 % der Schlitzwandtiefe unterhalb der GOK eingebaut werden, bleibt die Konstruktionsmethode ohne nennenswerte Auswirkung.
- Bei der Beurteilung des Einflusses der Schlitzwandherstellung auf die Wand- bzw. Bodenbewegungen und auf die Beanspruchung der aussteifenden Bauteile spielt der Frischbetondruck beim Betonieren der einzelnen Lamellen eine zentrale Rolle. Die Verteilung des Betondrucks wird durch die Größe der kritischen Tiefe h_{crit} gesteuert, bis zu welcher hydrostatische Druckverhältnisse angesetzt werden. Für eine größere kritische Tiefe nimmt der maximal wirkende Betondruck und somit der Unterschied zum Erdruchdruck zu. Dies hat zur Folge, dass durch den Betoniervorgang das Spannungsniveau im angrenzenden Boden stärker ansteigt und dadurch größere Wandverformungen und höhere Steifenkräfte auftreten.

- Der herstellungsbedingte Anteil der Wand- und Bodendeformationen während des Baugrubenaushubs resultiert aus einer Veränderung des Ausgangsspannungszustands. Eine Ableitung von allgemein gültigen Konstruktionsfaktoren wäre daher nur unter der Berücksichtigung all jener Einflüsse vorstellbar, die sich auf den Spannungszustand im Boden vor der Baumaßnahme auswirken. Dazu zählen neben dem geologischen Aufbau und der geologischen Vorgeschichte ebenfalls vorhandene Gebäude oder andere Geländeauflasten. Auf Grund der daraus resultierenden Vielfalt ist es daher zweckmäßiger, eine Modifikation des Ausgangsspannungszustandes im Boden zur Berücksichtigung der Herstellungsmethode durchzuführen. Unter der Kenntnis der Verteilung des Frischbetondrucks lässt sich dazu anhand der vorgestellten Ergebnisse ein verbesserter Erdruehdrukkoefizient K_0^* berechnen, welcher als Ausgangspunkt einer konventionellen Verformungsprognose dient.
- Die vorgestellten Ergebnisse dokumentieren, dass das Verformungsverhalten der Stützwand durch das Bauverfahren nur geringfügig beeinflusst wird. Gegenüber einer konventionellen Prognoseberechnung ergeben sich sowohl für top-down als auch für bottom-up Konstruktionen nur unwesentlich größere Wandverschiebungen. Dabei spielt es keine Rolle, in welcher Sequenz und mit welcher Lamellenlänge die Schlitzwand hergestellt wird. Eine Reduktion der Verformungen durch eine Optimierung des Bauverfahrens lässt sich nicht erzielen. Ein anderes Bild ergibt sich für die Setzungen benachbarter Gebäude. Zwar bleibt die Setzungskomponente aus dem Baugrubenaushub von der Konstruktionsmethode weitestgehend unbeeinflusst, der Anteil jedoch, der aus der Schlitzwandherstellung resultiert, kann über das gewählte Bauverfahren unmittelbar gesteuert werden. Mit Hilfe der in Kapitel 5 angegebenen Konstruktionsempfehlungen kann daher die Herstellung der Verbauwand optimiert und eine Reduktion der auftretenden Fundamentsetzungen erzielt werden. Auf Grund des anteilig mobilisierten Erdwiderstands im oberen Bereich der Schlitzwand verhält sich die Stützkonstruktion für geringe Aushubtiefen zunächst steifer. Während des fortschreitenden Baugrubenaushubs wird der Stützwand dieses steife Fußauflager jedoch entzogen. Damit verbunden ist eine Lastumlagerung auf die aussteifenden Bauteile oberhalb und auf das Bodenauflager unterhalb der Baugrubensohle. Durch einen frühzeitigen Einbau der Steifen- bzw. Ankerlagen und einen nicht zu weit vorauseilenden Baugrubenaushub kann die Umlagerung auf die Steifen bzw. Anker konzentriert werden, wodurch das Bodenauflager weniger stark beansprucht wird und geringere Wandverformungen auftreten.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Einführung der neuen auf dem Partialsicherheitskonzept beruhenden DIN 1054 [6] wird bei der Planung von Erdbauwerken neben der Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähigkeit ebenfalls ein Nachweis über die Gebrauchstauglichkeit erforderlich. Mit Hilfe eines geeigneten Prognosemodells, beispielsweise auf der Grundlage der Finiten-Elemente-Methode, können dazu die zu erwartenden Verformungen ermittelt und mit vorgegebenen zulässigen Größen verglichen werden.

Bei der Ausführung von Baugruben konzentrieren sich die Verformungsbetrachtungen in der Regel auf die Verschiebungen und Durchbiegungen der Stützkonstruktion sowie auf das Setzungsverhalten des umliegenden Geländes und benachbarter Gründungselemente. Konventionelle Berechnungen setzen dabei voraus, dass bei der Herstellung der Verbauwand der Spannungszustand im angrenzenden Boden unbeeinflusst bleibt und der Erdruchdruck im Ausgangszustand maßgebend ist. Eine solche Betrachtung wird vielfach als *”wished-in-place”* (*wip*) bezeichnet.

Anhand von zahlreichen in-situ Messungen und numerischen Simulationen konnte bislang für steife überkonsolidierte Böden nachgewiesen werden, dass bereits der Herstellungsvorgang von Schlitzwänden beträchtliche Bodenbewegungen verursachen kann und zu einer erheblichen Veränderung des K_0 -Spannungszustands führt. Der schrittweise Bodenaushub und Betoneinbau in Form von einzelnen Schlitzwandlamellen bewirkt eine Entspannung des angrenzenden Bodens und eine Reduktion der horizontalen Verformungen der Verbauwand infolge Baugrubenaushubs. FE-Modelle, die den Einfluss der Schlitzwandherstellung bei der Verformungsprognose berücksichtigen, lassen sich analog als *wim*-Modelle (*wall-installation-modelled*) charakterisieren.

Die Aufgabenstellung im Rahmen der vorliegenden Arbeit bestand darin, diese Vorgehenswei-

se auf normalkonsolidierte Böden zu übertragen und den Einfluss der Konstruktionsmethode von Schlitzwänden auf das Verformungsverhalten des Boden-Bauwerk-Systems zu untersuchen. Durch die Betrachtung soll zum einen ein grundlegendes Verständnis dafür geschaffen werden, welche bodenmechanischen Mechanismen mit der Herstellung von zweiphasigen Schlitzwandlamellen in weichen Böden verknüpft sind und welchen Veränderungen der Spannungszustand des angrenzenden Bodens dadurch unterworfen ist. Zum anderen sollen anhand der Ergebnisse Konstruktionsempfehlungen bereitgestellt werden, die zu einer Reduktion der auftretenden Bodenbewegungen führen und eine Optimierung des Bauverfahrens gestatten.

Dazu wurde ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell eines ebenen Baugrubenausschnitts entwickelt, welches neben der sequentiellen Herstellung der Schlitzwandlamellen ebenfalls die Simulation des anschließenden Baugrubenaushubs ermöglicht. Die weichen bindigen Bodenschichten werden mit Hilfe eines visko-hypoplastischen Stoffmodells beschrieben, welches in Abhängigkeit des Überkonsolidierungsgrades OCR und der Viskosität die rheologischen Eigenschaften des Bodens, wie Kriechen, Relaxation und Ratenabhängigkeit erfasst. Die Steifigkeitszunahme des eingebauten Frischbetons wird durch eine zeitabhängige Zunahme des Elastizitätsmoduls und durch eine von $\nu = 0,5$ beginnende parallel verlaufende Abnahme der Querkontraktionszahl simuliert. Zur Validierung des Modells wurde der Aushub einer einzelnen Schlitzwandlamelle in Oslo und die Herstellung einer tiefen top-down Baugrube in Taipeh numerisch simuliert. Die Bestimmung der erforderlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen erfolgt anhand gegebener Kenngrößen oder durch geeignete Korrelationen. Eine nachträgliche Anpassung zur Verbesserung der Prognoseergebnisse erfolgte nicht. Der Vergleich der berechneten mit den in-situ gemessenen Boden- und Wandverformungen für unterschiedliche Vorbauzustände dokumentiert eine sehr gute Übereinstimmung und bestätigt die Prognosequalität des FE-Modells und des visko-hypoplastischen Stoffgesetzes.

Anhand der Ergebnisse der Schlitzwandherstellung wird deutlich, dass sich während des Schlitz-aushubs unter Suspensionsstützung trotz der weichen Konsistenz ein horizontales Spannungsgewölbe im benachbarten Boden ausbildet. Die Berechnung des maßgeblichen Erddrucks für den Nachweis der äußeren Standsicherheit des offenen Schlitzes nach DIN 4126 [5] kann somit auf der Grundlage räumlicher Erddrucktheorien erfolgen. Die Frage, ob sich ein eindeutiger Bruchkörper ausbildet oder eher ein plastisches Fließen des Bodens im Versagenszustand stattfindet, lässt sich an dieser Stelle jedoch nicht beantworten. Somit bleibt es weiterhin unklar, welcher theoretischer Ansatz eine wirklichkeitsnahe Berechnung des räumlichen Erddrucks für weiche bindige Bodenschichten gestattet. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich. Der hohe Frischbetondruck verursacht während des Betoniervorgangs der Lamelle im Anschluss

an den Lamellenaushub zunächst erhebliche Porenwasserüberdrücke u . Die unmittelbar stattfindende Dissipation von u führt innerhalb weniger Tage zu einem raschen Wiederanstieg des effektiven Spannungsniveaus, welches insbesondere im oberen Drittel der Lamelle das ursprüngliche Ruhedruckniveau deutlich überschreitet. Die Verteilung des Frischbetondrucks über die Tiefe der Lamelle spielt dabei eine zentrale Rolle. Im Unterschied zum Suspensionsdruck nimmt der Betondruck gemessen von der GOK nur innerhalb von 20 – 30 % (h_{crit}) der Schlitztiefe hydrostatisch zu. Unterhalb von h_{crit} weist der Druckgradient auf Grund des Ansteifens des Betons und einer mechanischen Verzahnung der Zuschlagkörner eine geringere Größe auf und entspricht annähernd der Suspensionswichte. Die Verteilung des Frischbetondrucks über die Tiefe des Schlitzes wird daher bilinear approximiert, wobei der Übergang durch die kritische Tiefe h_{crit} gekennzeichnet wird.

Bei der Herstellung einer durchlaufenden Schlitzwand im Pilger-Schritt- oder Läuferverfahren wird der Spannungszustand des Bodens im Bereich einer Lamelle durch den Konstruktionsvorgang der Lamelle selbst sowie durch den Aushub und den Betoneinbau der zu beiden Seiten an die Lamelle angrenzenden Schlitzte kontrolliert. Weiter entfernt stattfindende Bauaktivitäten haben keinen Einfluss auf die Spannungs- und Porenwasserdruckentwicklung. Nach der Fertigstellung aller Schlitzwandlamellen und der Dissipation von Porenwasserüberdrücken resultiert daraus in Abhängigkeit der Tiefe eine oszillierende Verteilung der effektiven horizontalen Spannung parallel zur Wand. Als Folge des hohen Frischbetondrucks und des geringen Erdruhedrucks steigt für die untersuchten Untergrundverhältnisse in Oslo der Erddruck im oberen Drittel der Wand im Mittel um bis zu 30 % an. Im Vergleich dazu beläuft sich als Folge der Geologie für die Baumaßnahme in Taipeh die Erddruckzunahme durch die Wandherstellung sogar auf bis zu 120 %. Mit zunehmender Tiefe nähert sich jedoch das effektive Spannungsniveau dem des ursprünglichen Ruhedrucks weiter an. In dem Bereich, wo der Frischbetondruck annähernd dem totalen Erdruhedruck entspricht, ist nach der Fertigstellung der Schlitzwand nur eine vernachlässigbar geringe Veränderung des anfänglichen Spannungszustands zu beobachten. Der reduzierte Gradient des Frischbetondrucks unterhalb der kritischen Tiefe h_{crit} führt dazu, dass in größerer Tiefe der Betondruck unterhalb des totalen Erdruhedrucks sinkt und durch die Schlitzwandherstellung eine Reduktion des Erdruhedrucks im angrenzenden Bodens verursacht wird.

Nach der Fertigstellung der Verbauwand ist somit eine Erddruckzunahme im Bereich des zu stützenden Erdreichs zu beobachten. Gleichzeitig sinkt das Spannungsniveau in der Tiefenlage ab, in welcher der Boden während des späteren Baugrubenaushubs als Fußauflager der Verbauwand mobilisiert wird. Beide Effekte führen dazu, dass unter Berücksichtigung der

Schlitzwandherstellung größere Wandverformungen infolge Baugrubenaushubs prognostiziert werden als für den Fall, dass der Erdruchdruck als maßgebender Ausgangszustand angesetzt wird. Demnach liegen im Unterschied zu überkonsolidierten Bodenschichten die herkömmlichen Prognosemodelle für weiche Untergrundverhältnisse nicht mehr auf der sicheren Seite. Die Wahl des Erdruchdrucks zu Beginn der Simulation des Baugrubenaushubs führt zu einer Unterschätzung der tatsächlich auftretenden Wand- und Bodenbewegungen.

Sowohl für ausgesteifte als auch für rückverankerte Baugruben ist jedoch für den untersuchten Bodenaufbau der dadurch verursachte Prognosefehler der Wandverformungen gering. Der Verformungszuwachs unter Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung liegt unterhalb von 10 % der herkömmlich berechneten Wandverschiebungen. Allerdings lässt sich vermuten, dass bei ungünstigeren Untergrundverhältnissen, beispielsweise bei weichen normalkonsolidierten Tonschichten bis unmittelbar zur der GOK, der Unterschied größer wird. Um die Auswirkungen der Konstruktionsmethode auf das Verformungsverhalten der Wand allgemein zu berücksichtigen, empfiehlt es sich, für den Ausgangszustand einen korrigierten Erdruchdruck im Modell anzusetzen. In Abhängigkeit der bezogenen Tiefe z/H (H =Schlitztiefe) und der Verteilung des Frischbetondrucks kann dazu ein modifizierter Erdruchdruckkoeffizient K_0^* berechnet und für die Initialisierung des Anfangsspannungsfeldes verwendet werden. Die Verformungsprognose für die Stützwand kann dann mit Hilfe eines konventionellen *wip*-Modells ohne weitere Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung erfolgen.

Für ausgesteifte Baugrubenkonstruktionen wirkt sich der veränderte Spannungszustand auf die Beanspruchung der Steifenlagen aus. Dieser Einfluss ist besonders bei den oberen Steifenlagen spürbar, die zu einem Zeitpunkt eingebaut werden, bevor der Baugrubenaushub bis in eine Tiefe von etwa 20 – 30 % der Schlitztiefe reicht. Für hoch liegende Steifenlagen, z.B. für die Kopfsteife einer top-down Konstruktion, tritt zunächst eine geringere Belastung im Vergleich zu einer herkömmlichen Berechnung auf. Der Unterschied resultiert daraus, dass die Schlitzwandherstellung infolge des hohen Frischbetondrucks den passiven Erddruck im oberen Drittel der Wand bereits anteilig mobilisiert und somit für geringe Aushubtiefen ein steiferes Bodenauflager zur Verfügung steht. Dadurch wird ein größerer Anteil des Erddrucks vom Fußauflager der Wand aufgenommen und es resultieren geringere Steifenkräfte. Wird der Baugrubenaushub im Anschluss jedoch bis in eine solche Tiefe fortgesetzt, dass der vorgespannte Boden innerhalb der Baugrube vollständig entfernt wird und als Fußauflager nicht weiter zur Verfügung steht, tritt eine Erddruckumlagerung zu den aussteifenden Bauteilen der Baugrube ein. Dadurch steigt die Beanspruchung insbesondere für die zuletzt eingebaute, unterste Steifenlage um bis zu 30 % gegenüber einer *wip*-Berechnung an. Für tiefer liegende Steifenlagen wirkt sich hingegen die

Wandherstellung im Folgenden nur geringfügig aus. Die Zu- bzw. Abnahme der Steifenkräfte hängt neben den ursprünglichen Ruhedruckbedingungen zusätzlich von der Einbautiefe der Steifenlagen, vom Einbaupunkt und von der Aushubsequenz der Baugrube ab. Auf Grund der zahlreich möglichen Konfigurationen ist daher die Ableitung von Korrekturfaktoren, mit denen herkömmlich berechnete Steifenkräfte multipliziert werden können, wenig zielführend. Eine Berücksichtigung der Schlitzwandherstellung sollte vielmehr analog zu den Wandverformungen über eine Modifikation des Ausgangsspannungszustands erfolgen.

Für die Setzungsprognose benachbarter Gebäude ist es zulässig, die Setzungsanteile aus dem Herstellungsvorgang der Verbauwand und aus dem Aushub der Baugrube getrennt zu ermitteln und für die Bestimmung der Gesamtverformungen zu superponieren. Da die Konstruktionsmethode einen nur untergeordneten und baupraktisch nicht relevanten Einfluss auf die Fundamentverformungen infolge des Baugrubenaushubs ausübt, bietet diese Vorgehensweise den Vorteil, dass die aushubbedingten Setzungen allein mit Hilfe eines konventionellen Prognosemodells berechnet werden können.

Durch die Schlitzwandherstellung können doch schon bereits Setzungen in einer Größenordnung auftreten, welche die Gebrauchstauglichkeit von benachbarten Gebäuden temporär einschränken und leichte Bauwerkschäden verursachen. Eine Vernachlässigung dieses herstellungsbedingten Anteils führt daher nicht nur zu einer unpräzisen Verformungsprognose, sondern unterbindet zugleich die Möglichkeit, kritische Bauzustände im Vorfeld zu erkennen und entsprechende Gegenmaßnahmen zu treffen. Gerade darin liegt jedoch der Vorteil von numerischen Prognosemodellen. Für die Prognose von Gebäude-setzungen ist es daher dringend angeraten, nicht auf eine konventionelle Modellierung zurückzugreifen, sondern zusätzlich das Bauverfahren in die Betrachtung mit einzubeziehen. Die Berechnungsergebnisse im Rahmen dieser Arbeit zeigen jedoch, dass es dafür nicht zwingend erforderlich ist, den Herstellungsvorgang eines Schlitzwandsegmentes bestehend aus mehreren benachbarten Lamellen separat zu modellieren. Für die Verformungsprognose ist es ausreichend, lediglich den Aushubvorgang einer an den Gründungskörper angrenzenden einzelnen Schlitzwandlamelle zu simulieren. Die dabei auftretenden Setzungen entsprechen sowohl für Einzel- als auch für Streifengründungen in der Größenordnung annähernd jenen Verformungen, welche nach Fertigstellung der durchlaufenden Schlitzwand zu erwarten sind.

Im Unterschied zum Setzungsanteil, welcher aus dem Baugrubenaushub resultiert, können die Verformungen infolge der Schlitzwandherstellung durch die Wahl der Herstellungssequenz, der Länge der einzelnen Lamellen sowie durch die Einteilung des Lamellenplans unmittelbar beeinflusst werden. Daher besteht die Möglichkeit, den Konstruktionsvorgang in der Form zu

optimieren, dass die damit verbundenen Boden- und Fundamentbewegungen minimiert werden. Für Einzelfundamente lassen sich die auf die Länge der Lamelle L bezogenen Setzungen infolge des Schlitzaushubs mit Hilfe der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes η abschätzen. Die Sicherheit η beinhaltet dabei bereits alle maßgebenden Einflussfaktoren, wie Schlitzgeometrie, Position und Belastung des Gründungskörpers sowie die Tragfähigkeit des Untergrundes. Allgemein nehmen die Verformungen annähernd proportional mit der Schlitzlänge zu. Dabei ist darauf zu achten, dass der Aushubvorgang der Lamelle zügig erfolgen und der Betoneinbau unmittelbar anschließen sollte. Dadurch wird vermieden, dass Porenwasserunterdrücke dissipieren und die Bodenbewegungen infolge Schwellens ansteigen. Mit zunehmendem Abstand x des Fundamentes zum Schlitz treten für eine gleiche Standsicherheit η geringere Setzungen auf, da ein größerer Anteil der Fundamentlast über ein Druckgewölbe im Boden abgetragen wird. Für Abstände $x/L > 0,5$ ist ein deutlicher Rückgang der Verformungen zu erkennen. Dadurch wird das Sicherheitskonzept in DIN 4126 [5] nachhaltig bestätigt, welches für Gründungskörper innerhalb eines Abstands von $0,7L$ eine erhöhte Standsicherheit des offenen Schlitzes fordert, um u.a. die auftretenden Setzungen zu reduzieren. Der anschließende Betniervorgang der Lamelle führt auf Grund des hohen Frischbetondrucks nahe der GOK zu einer Hebung des Fundamentes. Die größten Verformungen treten daher temporär im Aushubzustand der Lamelle auf.

Bei der Herstellung einer durchlaufenden Schlitzwand wird das Setzungsverhalten des Fundamentes vorwiegend durch die Herstellung der unmittelbar benachbarten sowie der beidseitig daran anschließenden Lamellen beeinflusst. Für eine geforderte Sicherheit von $\eta = 1,3$ resultieren aus dem Läufer- und aus dem Pilger-Schritt-Verfahren annähernd die gleichen Setzungsordinaten für den Aushub der unmittelbar benachbarten Lamelle. Dies gilt allerdings nur für den Fall, dass bei der Pilger-Schritt-Sequenz neben dem Gründungskörper eine Primärlamelle hergestellt wird. Befindet sich das Fundament neben einer Sekundärlamelle, so treten infolge Schlitzaushubs temporär größere Setzungen auf, da die Verformungen mit jenen überlagert werden, welche aus dem Herstellungsvorgang der beiden benachbarten Lamellen resultieren. Die Schlitzwandarbeiten sollten daher vorzugsweise im Läuferverfahren ausgeführt werden. Eine zentrale Bedeutung hat ferner der Lamelleneinteilungsplan der Schlitzwand, welcher unter Berücksichtigung der Lage und der Geometrie von Einzelfundamenten der Nachbarbebauung erfolgen sollte. Durch eine Lamelleneinteilung in der Form, dass der Übergang zweier Lamellen in der Symmetrieachse des Gründungskörpers liegt, können die Setzungen um bis zu 40 % reduziert werden.

Für den Fall eines angrenzenden Streifenfundamentes nehmen die Setzungen infolge Schlitz-

aushubs überproportional mit der Schlitzlänge zu. Dies führt gleichzeitig zu einer Zunahme des maximalen Biegungsverhältnisses und der Winkelverdrehung. Durch ein ausreichend biegesteifes Betonfundament können die auftretenden Krümmungen jedoch auch für größere Schlitzlängen so begrenzt werden, dass keine Schäden am Überbau entstehen. Ein anderes Bild ergibt sich jedoch für Gründungsbalken geringerer Steifigkeit, z.B. gemauerte Streifenfundamente eines älteren Gebäudes. Hier ist zwangsläufig die Ausbildung eines Spannungsgewölbes innerhalb des aufgehenden Mauerwerks erforderlich, um eine Umlagerung der Sohlspannungen zu gewährleisten. Sollten doch bereits Risse oder Bruchkanten in der aufgehenden Struktur vorhanden und somit eine Gewölbekonstruktion nur bedingt möglich sein, kann die Herstellung einer Schlitzwandlamelle in unmittelbarer Nähe zu erheblichen Verformungen und weiteren Bauwerkschäden führen.

Durch die Herstellung der benachbarten Schlitzwandlamellen breitet sich die Setzungsmulde weiter aus und die Krümmung des Gründungsbalkens nimmt ab. Zur Beurteilung eines potenziellen Schadensrisikos des Überbaus bleibt daher der Aushubzustand einer Einzellamelle maßgebend. Wird eine Schlitzwand neben einem über ein Streifenfundament gegründeten Gebäude ausgeführt, sollte die Herstellung so erfolgen, dass die Lamellen von außen kommend an dem Gebäude vorbeigeführt werden. Ist es unvermeidbar, dass die Anfängerlamelle ebenfalls in unmittelbarer Nachbarschaft zum Fundament hergestellt wird, sollte zunächst eine entsprechend kurze Schlitzlänge gewählt werden um die auftretenden Krümmungen zu begrenzen. Erst für die im Anschluss ausgeführten Lamellen sollte eine solche Länge gewählt werden, welche aus der Standsicherheitsberechnung des suspensionsgestützten Schlitzes resultiert.

Vergleichbar zur Einzelgründung entsprechen die Setzungen des Streifenfundamentes nach Fertigstellung der Schlitzwand in etwa jenen, welche temporär infolge des Aushubs einer Einzellamelle auftreten. Dabei spielt es keine Rolle, ob die einzelnen Lamellen im Pilger-Schritt- oder Läuferverfahren hergestellt werden. Dennoch sollte als Herstellungssequenz dem Läuferverfahren der Vorzug gegeben werden, da hierbei ausschließlich Muldenlagerungen auftreten. Im Vergleich dazu führt das Pilger-Schritt-Verfahren zu temporären Sattellagerungen des Gründungskörpers, welche im Hinblick auf potenzielle Bauschäden kritischer zu bewerten sind.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Betoniervorgang der Schlitzwandlamellen zu einer Veränderung des Spannungszustands innerhalb des angrenzenden Bodens führt und dadurch das Verformungsverhalten des Boden-Bauwerk-Systems beeinflusst. Die Verteilung des Frischbetondrucks spielt dabei eine zentrale Rolle. Für die untersuchten Beispiele wurde eine kritische Tiefe h_{crit} angesetzt, welche 20 % der Schlitztiefe H entspricht. Vereinzelt Betondruckmessungen haben jedoch gezeigt, dass h_{crit} bis auf 30 % von H ansteigen kann. Dadurch würden

die Auswirkungen der Schlitzwandherstellung auf die Wandverformungen und die Beanspruchung der aussteifenden Bauteile zunehmen. Die Annahme über die Betondruckverteilung innerhalb von Schlitzwandlamellen beruht bislang vorwiegend auf empirischen Erfahrungen. Weitere Untersuchungen sollten daher mit dem Ziel durchgeführt werden, einen quantitativen Zusammenhang zwischen dem Frischbetondruck und der verwendeten Betonrezeptur, der Betoniergeschwindigkeit und den anstehenden Untergrundverhältnissen herzustellen. Dadurch würde eine fundiertere Abschätzung der kritischen Tiefe ermöglicht.

Der Einfluss der Konstruktionsmethode der Schlitzwand auf die Boden- und Wandverformungen sowie auf die Beanspruchung der Steifen gewinnt an Bedeutung, je größer der Unterschied zwischen dem Frischbeton- und dem Erdruchdruck ist. Daher sollten vergleichbare Untersuchungen für Böden mit geringem Erdruchdruckkoeffizienten, also Sand- und normalkonsolidierte Tonschichten bis unmittelbar zur GOK, durchgeführt werden. Die Betrachtungen können sich dabei auf ausgesteifte und rückverankerte bottom-up Konstruktionen beschränken, da für verformungsarme top-down Baugruben kein wesentlicher Verformungszuwachs zu erwarten ist und die aufzunehmenden Steifenkräfte nur von untergeordneter Bedeutung sind. Im Hinblick auf das Setzungsverhalten von benachbarten Bauwerken kann für verankerte Stützkonstruktionen ebenfalls der Herstellungsvorgang der Verpressanker von Interesse sein. In Abhängigkeit der Ankerabstände und der Anzahl der Ankerlagen können durch das Bohren der Anker bereits Bodenbewegungen verursacht werden, die u. U. zu einer nennenswerten Setzungskomponente führen.

In der Geotechnik sollte für den Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit $GZ2$ die Herstellungsmethode der Konstruktion grundsätzlich Berücksichtigung finden. Denn jeder Eingriff in den Untergrund ist zwangsläufig mit einer Strukturveränderung des Bodens verbunden. Eine realistische Annahme über den Ausgangszustand des Bodens zu Beginn der eigentlichen Baumaßnahme ist eine wesentliche Voraussetzung dafür, dass hinreichend genaue Prognoseberechnungen durchgeführt und ingenieurmäßig bewertet werden können.

Literaturverzeichnis

- [1] Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" - EAB. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 3. Auflage, 1994.
- [2] Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes EAB-100. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 1996.
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen - EAU. Arbeitsausschuss "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 9. Auflage, 1996.
- [4] DIN 18122: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. April 1976.
- [5] DIN 4126: Ortbeton-Schlitzwände, Konstruktion und Ausführung. August 1986.
- [6] DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Januar 2003.
- [7] DIN 1054: Zulässige Belastung des Baugrunds. November 1976.
- [8] DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Januar 2004.
- [9] DIN 18196: Erd- und Grundbau, Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Oktober 1988.
- [10] DIN 18218: Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen. September 1980.
- [11] I. Alpan. *The empirical evolution of the coefficient K_0 and K_{0R}* . Soils and Foundation, 7(1):31–40, 1967.
- [12] I. Arsic. *Dreidimensionale numerische Simulation der Herstellung einer Zweiphasen-Schlitzwand unter besonderer Berücksichtigung des Frischbetondrucks*.

Diplomarbeit, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 2002.

- [13] J. H. Atkinson. *The deformation of undisturbed London Clay*. PhD-thesis, University of London, 1973.
- [14] J. H. Atkinson, D. Richardson, S. E. Stallebrass. *Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil*. *Géotechnique*, 40(4):531–540, 1990.
- [15] L. Bjerrum. *Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings*. *Géotechnique*, 17(2):81–118, 1967. 7th Rankine Lecture.
- [16] L. Bjerrum. *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structural unstable soils*. General Report Session 4. Proc. 8th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 3, S. 111 – 159, Moskau, 1973.
- [17] L. Bjerrum, K. H. Andersen. *In-situ measurement of lateral pressures in clay*. Proc. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 11 – 20, Madrid, 1972.
- [18] E. W. Brooker, H. O. Ireland. *Earth pressure at rest related to stress history*. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1):1–15, 1965.
- [19] Burland, Broms, de Mello. *Behaviour of foundation and structures*. State-of-the-art-Report. Proc. IX. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 2, S. 495ff., Tokio, 1977.
- [20] J. B. Burland. *Deformation of soft clay*. PhD-thesis, University of Cambridge, 1967.
- [21] J. B. Burland, R. J. R. Hancock. *Underground car park at the House of Commons: geotechnical aspects*. *Structural Engineer*, 55:87–100, 1977.
- [22] F. G. Butler. *Heavily over-consolidated clays*. Conference on settlement of structures, Cambridge, 1975.
- [23] R. A. Butterfield. *A natural compression law for soils*. *Géotechnique*, 29(4):469–480, 1979.

- [24] A. Casagrande. *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 3, Cambridge, Mass., 1936.
- [25] C. A. Clear, T. A. Harrison. *Concrete pressure on formwork*. Technical Report 108, Construction Industry Research and Information Association, London, 1985.
- [26] G. W. Clough, T. D. O'Rourke. *Construction induced movements of in-situ walls*. Proc. ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, S. 439–470, Cornell, ASCE Publication No. 25, 1990.
- [27] J. C. W. de Wit, H. J. Lengkeek. *Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench excavation in Amsterdam - the final results*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, S. 433–440, Toulouse, 2002.
- [28] J. C. W. de Wit, J. C. S. Roelands, M. de Kant. *Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench excavation in Amsterdam*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, S. 723–730, Tokio, 1999.
- [29] L. Delattre, V. Duca. *Measured pressure exerted by a fine soil on a diaphragm wall under construction*. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Teil 1, S. 547–552, Toulouse, 2002.
- [30] E. DiBiagio, F. Myrvoll. *Full scale field test of a slurry trench excavation in soft clay*. Proc. 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 1, S. 461 – 471, Madrid, 1972.
- [31] E. DiBiagio, J. A. Roti. *Earth pressure measurements on a braced slurry-trench wall in soft clay*. Proc. 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 1, S. 473 – 483, Madrid, 1972.
- [32] M. Dysli, A. Fontana. *Deformations around the excavations*. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, S. 634–642, Zürich, 1982.
- [33] O. Eide, G. Aas, T. Josang. *Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo*. Proc. 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 1, S. 485 – 498, Madrid, 1972.
- [34] R. Fernie, P. Kingston, H. D. St. John, K. G. Higgins, D. M. Potts. *Case history of a deep 'stepped box' excavation in soft ground at the sea front, Langney Point, Eastbourne*.

- Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, S. 123–129, London, 1996.
- [35] R. J. Finno, S. M. Nerby. *Saturated clay response during braced cut construction*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(8):1065–1084, 1989.
- [36] E. Franke. *Überlegungen zu Bewertungskriterien für zulässige Setzungsdifferenzen*. Geotechnik, 3:53 – 59, 1980.
- [37] E. Franke. *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 3, Kapitel Pfähle, S. 173–268. U. Smolczyk, 4. Auflage, 1992.
- [38] A. Göceri. *Standsicherheitsberechnung von ebenen und nicht-ebenen suspensions-gestützten Schlitzten unter Einbeziehung von Fundament- und Geländeaufasten*. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 2002.
- [39] D. T. Goldberg, W. E. Jaworski, M. D. Gordon. *Lateral Support Systems and Underpinning*, Report FHWA-RD-75-129, Teil 1. Federal Highway Administration, Washington D.C., 1976.
- [40] S. M. Gourvenec. *Three dimensional effects of diaphragm wall installation and staged construction sequences*. PhD-thesis, University of Southampton, 1998.
- [41] S. M. Gourvenec, W. Powrie. *Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation*. Géotechnique, 49(6):801–823, 1999.
- [42] P. Gruebl, H. Weigler, S. Karl. *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst & Sohn, 2001.
- [43] G. Gudehus. *Bodenmechanik*. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1981.
- [44] G. Gudehus. *Sicherheitsnachweis im Grundbau durch Messüberwachung*. 3. Christian Veder-Kolloquium, S. 1–15, Graz, 1988.
- [45] G. Gudehus. *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 1, Kapitel Stoffgesetz für Böden aus physikalischer Sicht, S. 203–254. U. Smolczyk, 6. Auflage, 2001.
- [46] G. Gudehus. *Prognosen bei Beobachtungsmethoden*. Bautechnik, 81(1):1–8, 2004.

- [47] G. Gudehus, M. Goldscheider, H. Winter. *Finite elements in geomechanics*, Kapitel Mechanical properties of sand and clay and numerical methods: Some sources of errors and bounds of accuracy, S. 121–150. Gudehus G., Wiley, 1977.
- [48] M. J. Gunn, A. Satkunanathan, C. R. I. Clayton. *Finite element modelling of installation effects*. Retaining structures, Institution of Civil Engineers, S. 46–55, Cambridge, 1993.
- [49] T. Happe. *Entwicklung eines empirisch-mathematischen Verfahrens zur Abschätzung der Setzungen von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Schlitzten begrenzter Länge*. Dissertation, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität GH Wuppertal, 1996. Bericht-Nr. 16.
- [50] A. Hettler. *Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1981. Heft 90.
- [51] K. Hilmer. *Schäden im Gründungsbereich*. Ernst & Sohn, 1991.
- [52] H. M. Hügel. *Prognose von Bodenverformungen*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1995. Heft 136.
- [53] M. J. Hvorslev. *Physical components of the shear strength of saturated clays*. Proc. ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, 1960.
- [54] J. Jáky. *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, S. 355–358, 1944.
- [55] M. Jamiolkowski, C. C. Ladd, J. T. Germaine, R. Lancellotta. *New developments in field and laboratory testing of soils*. Proc. 11th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 57–152, San Francisco, 1985.
- [56] R. J. Jardine, M. J. Symes, J. B. Burland. *The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus*. Géotechnique, 34(3):323–340, 1984.
- [57] M. Kany. *Berechnung von Flächen Gründungen*. 1. und 2. Band, Ernst & Sohn, 1974.
- [58] C. Karcher. *Tagebaubedingte Deformationen im Lockergestein*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 2003. Heft 160.

- [59] K. Karlsrud. *Performance and design of slurry walls in soft clay*. Technical Report 149, Norwegian Geotechnical Institut, Oslo, 1983.
- [60] M. Kilchert, J. Karstedt. *Standsicherheitsberechnungen von Schlitzwänden nach DIN 4126*. Beuth-Kommentare, 1984.
- [61] S. Krieg. *Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 2000. Heft 150.
- [62] C. C. Ladd, R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser, H. G. Poulos. *Stress-deformation and strength characteristics*. Proc. 9th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 421–494, Tokyo, 1977.
- [63] T. W. Lambe. *Predictions in soil engineering*, 13th Rankine Lecture. *Géotechnique*, 23(2):149–202, 1973.
- [64] S. D. Lee. *Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten*. Dissertation, Baugrundinstitut Stuttgart, 1987. Mitteilung 27.
- [65] H. J. Leinenkugel. *Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1976. Heft 66.
- [66] M. L. Lings, D. F. T. Nash, C. W. W. Ng, M. D. Boyce. *Observed behaviour of a deep excavation in Gault Clay: a preliminary appraisal*. Proc. 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 467–470, Rotterdam, 1991.
- [67] M. L. Lings, C. W. W. Ng, D. F. T. Nash. *The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite*. Proc. of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, (107):163–172, July 1994.
- [68] M. Long. *Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(3):203–224, 2001.
- [69] W. Lutz. *Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten*. Dissertation, Baugrundinstitut Stuttgart, 1983. Mitteilung 19.
- [70] T. Maier. *Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität*. Dissertation, Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, 2002. Heft 24.

- [71] K. Massarsch, B. B. Broms. *Lateral earth pressure at rest in soft clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102:1041–1047, October 1976.
- [72] H. Matsuoka, T. Nakai. *A new failure for soils in three-dimensional stresses*. Deformations and Failure of Granular Materials Proc. IUTAM Symposium, S. 253–263, Delft, 1982.
- [73] P.-M. Mayer. *Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 2000. Heft 151.
- [74] P. W. Mayne, F. H. Kulhawy. *K_0 -OCR relationships in soils*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108:851–872, 1982.
- [75] H. Meißner. *Baugruben - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik"*. Geotechnik, 25(1):44–56, 2002.
- [76] E. K. De Moor. *An analysis of bored pile/diaphragm wall installation effects*. Géotechnique, 44(2):341–347, 1994.
- [77] Ch. Moormann. *Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion*. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2002. Heft 59.
- [78] Ch. Moormann, R. Katzenbach. *Three-dimensional effects of deep excavations with rectangular shape*. Proc. 2nd International Conference on Soil Structure Interaction Urban Civil Engineering, S. 135–142, Zürich, 2002.
- [79] H. Müller-Kirchbauer, B. Walz, M. Kilchert, J. Karstedt. *Berechnungsverfahren zum aktiven räumlichen Erddruck*. H. Müller-Kirchbauer, Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin, Heft 5, 1979.
- [80] C. W. W. Ng. *An evolution of soil-structure interaction associated with a multi-propped excavation*. PhD thesis, University of Bristol, 1992.
- [81] C. W. W. Ng, M. L. Lings, B. Simpson, D. F. T. Nash. *An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation*. Géotechnique, 45(3):497–507, 1995.

- [82] C. W. W. Ng, R. W. M. Yan. *Stress transfer and deformation mechanism around a diaphragm wall panel*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(7):638–648, 1998.
- [83] C. W. W. Ng, R. W. M. Yan. *Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence*. *Géotechnique*, 49(6):825–834, 1999.
- [84] A. Niemunis. *A visco-plastic model for clay and its FE-implementation*. XI Colloque Franco-Polonais en Mécanique des Sols et des Roches Appliquée, S. 151–162, Gdansk, 1996.
- [85] A. Niemunis. *Extended hypoplastic models for soils*. Habilitation, Ruhr-Universität Bochum, Heft 34, 2003.
- [86] A. Niemunis, I. Herle. *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2:279–299, 1997.
- [87] A. Niemunis, S. Krieg. *Viscous behaviour of soil under oedometric conditions*. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1):159–168, 1996.
- [88] F. Norton. *The Creep of Steel at High Temperatures*. McGraw Hill Book Company Inc, New York, 1929.
- [89] H. Ostermayer. *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 2, Kapitel Verpressanker, S. 131–172. U. Smoltczyk, 4. Auflage, 1991.
- [90] H. Ostermayer. *Das Verhalten des Systems Bauwerk-Anker-Boden als Grundlage für den Entwurf verankerter Konstruktionen*. *Der Bauingenieur*, 70:371–380, 1995.
- [91] C.-Y. Ou, J.-T. Liao, W.-L. Cheng. *Building response and ground movements induced by a deep excavation*. *Géotechnique*, 50(3):209–220, 2000.
- [92] C.-Y. Ou, J.-T. Liao, H.-D. Lin. *Performance of diaphragm wall constructed using top-down method*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9):798–808, September 1998.
- [93] C.-Y. Ou, B.-Y. Shiau, I.-W. Wang. *Three-dimensional deformation behavior of the Taipei National Enterprise center (TNEC) excavation case history*. *Canadian Geotechnical Journal*, 37:438–448, 2000.

- [94] R. B. Peck. *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. *Géotechnique*, 19(2):171–187, 1969.
- [95] R. B. Peck. *Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground (State-of-the-art-Report)*. Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 225–290, Mexico, 1969.
- [96] T. Y. Poh, I. H. Wong. *Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: field trial*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(8):749–756, 1998.
- [97] D. M. Potts, A. B. Fourie. *The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment*. *Géotechnique*, 34(3):383–404, 1984.
- [98] W. Powrie, C. Kantartzi. *Ground response during diaphragm wall installation in clay: Centrifuge model test*. *Géotechnique*, 46(4):725–739, 1996.
- [99] W. Powrie, E. S. F. Li. *Finite element analysis of an in-situ wall propped at formation level*. *Géotechnique*, 41(4):499–514, 1991.
- [100] M. Pulsfort. *Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge*. Dissertation, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität GH Wuppertal, 1986. Bericht-Nr. 4.
- [101] H.-W. Reinhardt, H.-K. Hilsdorf. *Betonkalender: Beton*. Ernst & Sohn, 2001.
- [102] K. Roscoe, J. Burland. *On the generalized stress-strain behaviour of wet clays*. J. Hexman and F. Leckies, Cambridge University Press, 1968. Engineering plasticity.
- [103] RUBSchlitz. Programm zu Standsicherheitsnachweisen suspensionsgestützter Schlitzte. Aufbauend und erweitert auf Grundlage der Veröffentlichung von Triantafyllidis et al. [121]. Verfügbar am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, 2001.
- [104] J. Scheer, H. Pasternak, M. Hofmeister. *Gebrauchstauglichkeit - (k)ein Problem? Der Bauingenieur*, 69(3):99–106, 1994.
- [105] T. Scherzinger. *Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund*. Dissertation, Institut

- für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1991. Heft 122.
- [106] E. Schulze. *Die zulässigen Setzungen von Bauwerken*. Der Bauingenieur, 32(5):176–177, 1957.
- [107] G. C. Sills, J. B. Burland, M. K. Czechowski. *Behaviour of an anchored diaphragm wall in stiff clay*. Proc. IX. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Teil 2, S. 147–155, Tokio, 1977.
- [108] B. Simpson. *Retaining structures - displacement and design*, 32th Rankine Lecture. Géotechnique, 42(4):541–576, 1992.
- [109] B. Simpson, N. J. O’Riordan, D. D. Croft. *A computer model for the analysis of ground movements in London Clay*. Géotechnique, 29(4):149–175, 1979.
- [110] U. Smolczyk. *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 3. Ernst & Sohn Verlag, 1992.
- [111] N. N. Som. *The effect of stress path on the deformation and consolidation of London Clay*. PhD-thesis, University of London, 1968.
- [112] T. Strobl. *Das Tragverhalten einer flüssigkeitsgestützten Erdwand neben einer Einzellast*. Dissertation, Grundbauinstitut der Technischen Hochschule Darmstadt, 1982. Heft 13.
- [113] L. Suklje. *Rheological aspects of soil mechanics*. John Wiley & Sons Ltd., London, 1969.
- [114] I. F. Symons, D. R. Carder. *Field measurement on embedded retaining walls*. Géotechnique, 42(1):117–126, 1992.
- [115] I. F. Symons, D. R. Carder. *Stress changes in stiff clay caused by the installation of embedded retaining walls*. Retaining structures, Institution of Civil Engineers, S. 227–236, Cambridge, 1993.
- [116] F. A. Tavenas, G. Blanchette, S. Lérueille, M. Roy, P. La Rochelle. *Difficulties in the in-situ determination of K_0 in soft sensitive clays*. Proc. ASCE, Special Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, S. 450–476, 1975.

- [117] P. Tedd, B. M. Chard, J. A. Charles, I. F. Symons. *Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel*. *Géotechnique*, 34(4):513–532, 1984.
- [118] Th. Triantafyllidis. *On the application of the Hiley formula in driving long piles*. *Géotechnique*, 51(10):891–895, 2001.
- [119] Th. Triantafyllidis. *Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin*. *Bautechnik*, 75(3):133–154, 1998.
- [120] Th. Triantafyllidis. *Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau, Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik*. Ernst & Sohn, 2004.
- [121] Th. Triantafyllidis, D. König, M. Sonntag. *Zur äußeren Standsicherheit von nicht-ebenen suspensionsgestützten Erdschlitzten*. *Bautechnik*, 78(2):77–86, 2001.
- [122] K. R. Ulrichs. *Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden*. *Bautechnik*, 58(4):124–132, 1981.
- [123] S. Uriel, C. Oteo. *Stress and strain beside a circular trench wall*. Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 781–788, Tokyo, 1977.
- [124] P.-A. von Wolffersdorff. *Feldversuch an einer Spundwand in Sand: Versuchsergebnisse und Prognosen*. *Geotechnik*, 17(2):73–83, 1994.
- [125] P.-A. von Wolffersdorff. *A hypoplastic relation for granular materials with a pre-defined limit state surface*. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1:251–271, 1996.
- [126] P.-A. von Wolffersdorff. *Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen*. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997. Heft 141.
- [127] P.-A. von Wolffersdorff. *Schleuse Uelzen I - Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Vorgängen*. *Bautechnik*, 78(11):771–782, 2001.
- [128] P.-A. von Wolffersdorff, P.-M. Mayer. *Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Stützkonstruktionen*. *Geotechnik*, 19(4):291–300, 1996.

- [129] P. Waldhoff. *Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden begrenzter Länge*. Dissertation, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität GH Wuppertal, 1991. Bericht-Nr. 10.
- [130] B. Walz, M. Pulsfort. *Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände auf der Grundlage eines prismatischen Bruchkörpermodells*. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, Heft 1, S. 4-7 und Heft 2, S. 82-86, 1983.
- [131] A. Weißenbach. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" der DGGT zu Baugruben in weichen Böden*. Bautechnik, 79(9):569–588, 2002.
- [132] A. Weißenbach. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens und der Finiten-Elemente-Methode*. Bautechnik, 80(2):75–80, 2003.
- [133] A. Weißenbach, A. Hettler. *Berechnung von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054*. Bautechnik, 80(12):857–874, 2003.
- [134] K. Wesche. *Baustoffe für tragende Bauteile Band 2 - Beton, Mauerwerk*. 1981.
- [135] A. J. Whittle, Y. M. A. Hashash, R. V. Whitman. *Analysis of deep excavation in Boston*. Journal of Geotechnical Engineering, 119(1):69–90, 1993.
- [136] E. Winkler. *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Verlag H. Dominicus, Prag, 1867.
- [137] C. P. Wroth. *The interpretation of in-situ soil tests*. Géotechnique, 34(4):449–489, 1984.
- [138] F. Zhou. *Räumliche Konsolidationsberechnung nach der Methode der finiten Elemente unter Berücksichtigung des elasto-plastischen Verhaltens von bindigen Böden*. Dissertation, Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau RWTH Aachen, 1997. Heft 31.
- [139] Zilch, Rogge. *Betonkalender, Teil 1, Kapitel Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1-Teil I*, S. 217–359. Ernst & Sohn, 2002.

**SCHRIFTENREIHE DES LEHRSTUHL'S FÜR GRUNDBAU UND
BODENMECHANIK
DER RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM**

Herausgeber: H.L. Jessberger

Heft Nr.

- | | | |
|----|--------|--|
| 1 | (1979) | Hans Ludwig Jessberger
Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum |
| 2 | (1978) | Joachim Klein
Nichtlineares Kriechen von künstlich gefrorenem Emschermergel |
| 3 | (1979) | Heinz-Joachim Gödecke
Die Dynamische Intensivverdichtung wenig wasserdurchlässiger Böden |
| 4 | (1979) | Poul V. Lade
Three Dimensional Stress-Strain Behaviour and Modeling of Soils |
| 5 | (1979) | Roland Pusch
Creep of soils |
| 6 | (1979) | Norbert Diekmann
Zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff unter triaxialer Belastung |
| 7 | (1979) | Rudolf Dörr
Zeitabhängiges Setzungsverhalten von Gründungen in Schnee, Firn und Eis der Antarktis am Beispiel der deutschen Georg-von-Neumayer- und Filchner-Station |
| 8 | (1984) | Ulrich Güttler
Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen |
| 9 | (1976) | Peter Jordan
Einfluß der Belastungsfrequenz und der partiellen Entwässerungsmöglichkeiten auf die Verflüssigung von Feinsand |
| 10 | (1986) | Eugen Makowski
Modellierung der künstlichen Bodenvereisung im grundwasserdurchströmten Untergrund mit der Methode der finiten Elemente |
| 11 | (1986) | Reinhard A. Beine
Verdichtungswirkung der Fallmasse auf Lastausbreitung in nichtbindigem Boden bei der Dynamischen Intensivverdichtung |
| 12 | (1986) | Wolfgang Ebel
Einfluß des Spannungspfades auf das Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff im Hinblick auf die Berechnung von Gefrierschächten |

- 13 (1987) **Uwe Stoffers**
Berechnungen und Zentrifugen-Modellversuche zur Verformungsabhängigkeit der Ausbaubeanspruchung von Tunnelausbauten in Lockergestein
- 14 (1988) **Gerhard Thiel**
Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung
- 15 (1991) **Mahmud Taher**
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche
- 16 (1992) **Rainer Scherbeck**
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungswirkung
- 17 (1992) **Martin M. Bizialiele**
Torsional Cyclic Loading Response of a Single Pile in Sand
- 18 (1993) **Michael Kotthaus**
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand
- 19 (1993) **Ulrich Mann**
Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen: Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren
- 20 (1992) **Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**
20 Jahre Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 21 (1993) **Stephan Demmert**
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der Risikobetrachtung von Abfalldeponien
- 22 (1994) **Diethard König**
Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem Lockergestein unter Berücksichtigung der Verformung im Boden
- 23 (1995) **Thomas Neteler**
Bewertungsmodell für die nutzungsbezogene Auswahl von Verfahren zur Altlastensanierung
- 24 (1995) **Ralph Kockel**
Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien
- 25 (1996) **Jan Laue**
Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen

- 26 (1996) **Gunnar Heibrock**
Zur Rißbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien
- 27 (1996) **Thomas Siemer**
Zentrifugen-Modellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen Bauwerken und Baugrund infolge stoßartiger Belastung
- 28 (1996) **Viswanadham V. S. Bhamidipati**
Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills
- 29 (1997) **Frank Trappmann**
Abschätzung von technischem Risiko und Energiebedarf bei Sanierungsmaßnahmen für Altlasten
- 30 (1997) **André Schürmann**
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände
- 31 (1997) **Jessberger, H. L. (Herausgeber)**
Environment Geotechnics, Report of ISSMGE Technical Committee TC 5 on Environmental Geotechnics (www.gub.ruhr-uni-bochum.de/tc5)

Herausgeber: Th. Triantafyllidis

Heft Nr.

- 32 (2000) **Triantafyllidis, Th. (Herausgeber)**
Workshop "Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrung und Forschungsergebnisse. Bochum April 2000
- 33 (2002) **Christof Gehle**
Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken
- 34 (2003) **Andrzej Niemunis**
Extended hypoplastic models for soils
- 35 (2004) **Christiane Hof**
Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff
- 36 (2004) **René Schäfer**
Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden