

Verankerte Wand

T 3035

T 3035

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2004, ISBN 3-8167-6539-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.IRBbuch.de

Bericht zum Forschungsvorhaben

Verankerte Wand



Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF)

Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau

o. Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. G. Gudehus

Universität (TH) Fridericiana Karlsruhe

November 2003

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Referenzbaugrube: Sony-Center, Berlin [4]	3
2.1	Randbedingungen und Verbaukonstruktion	3
2.2	Bauablauf	4
2.3	Messprogramm	7
3	Validierung des Rechenmodells	9
3.1	Hypoplastisches Stoffgesetz	9
3.1.1	Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes	9
3.2	Finite-Elemente-Modell	10
3.3	Ergebnisse	10
3.3.1	Ankerzugversuche	10
3.3.2	Verformungsprognose	12
3.3.3	Ankerkräfte	14
3.3.4	Zusammenfassung	14
4	Numerische Simulation	15
4.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	15
4.1.1	Ergebnisse	16
4.1.1.1	Erddruckverteilung	16
4.1.1.2	Entwicklung des Versagensmechanismus	18
4.1.1.3	Ankerkräfte	20

5 Bemessung nach DIN 1054:2002-07 und EN 1997:2003 (EC 7)	22
5.1 Einleitung	22
5.2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung	22
5.2.1 Geotechnische Kategorien (GK)	22
5.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit	23
5.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	24
5.2.4 Varianten der Nachweisführung	25
5.2.4.1 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen	25
5.2.4.2 Beobachtungsmethode	25
5.2.5 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen	26
5.2.6 Bemessungswerte	26
5.2.6.1 Geotechnische Kenngrößen	26
5.2.6.2 Geometrische Vorgaben	27
5.2.6.3 Einwirkungen	27
5.2.6.4 Beanspruchungen	28
5.2.6.5 Widerstände	28
5.2.7 Bemessungssituationen bei geotechnischen Bauwerken	29
5.2.7.1 EC 7	29
5.2.7.2 DIN 1054	30
5.2.7.3 Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte	31
5.3 Verankerungen mit Verpressankern	32
5.4 Stützbauwerke	32
5.4.1 Allgemeines	32
5.4.2 Erddruck	32
5.4.3 Nachweis der Tragfähigkeit	33
5.4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	34
5.5 Beispiel	34
5.5.1 Charakteristische Kenngrößen	34

5.5.1.1	Charakteristische Bodenkennwerte	34
5.5.1.2	Charakteristischer Herauszieh Widerstand der Anker	34
5.5.2	Weitere Berechnungsgrundlagen und -annahmen	35
5.5.3	Bemessungseinwirkungen und -widerstände	36
5.5.4	Nachweis der ausreichenden Sicherheit des Erdaufagers und der Anker gegen Herausziehen	38
5.5.5	Nachweis der ausreichenden Ankerlänge	38
5.5.6	Nachweis der Gesamtstandsicherheit	40
5.5.7	Zusammenfassung	42
	Literatur	43
A	QWALLS-Berechnung	45

Abbildungsverzeichnis

2.1	SONY-Baugrube während der Aushub- und RI-Pfahlarbeiten.	4
2.2	Typisches Bodenprofil im Bereich der Messquerschnitte (links) und Sondierergebnis mit der schweren Rammsonde (rechts).	5
2.3	Messgeräte auf der Baustelle SONY-Center Berlin.	7
2.4	Sony-Messquerschnitte mit Bezeichnung der Messstrecken.	8
3.1	FE-Modell.	11
3.2	Anker-Prüfung: Gemessene und berechnete Kraft-Verschiebungskurve. . . .	12
3.3	Gemessene (M) und berechnete (B) Wandverformungen.	13
3.4	Gemessene und berechnete Wandverformungen.	13
3.5	Gemessene und berechnete Ankerkräfte.	14
4.1	Scherfugen im Modellversuch (links: Ausschnittsvergrößerung) [1].	16
4.2	Scherfugen im Modellversuch [1] und in der numerischen Simulation [7]. . .	17
4.3	Entwicklung des Erddrucks während der verschiedenen Bauphasen.	19
4.4	Entwicklung des Versagensmechanismus.	20
4.5	Horizontale Verschiebung eines Wandpunktes mit fortschreitender Tiefe des Aushubs.	21
5.1	Nachweis ausreichender Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge nach EAU:1996.	39
5.2	Bruchmechanismus aus FE-Berechnung.	40
5.3	Idealisierter Bruchmechanismus aus FE-Berechnung samt Krafteck.	41
A.1	QWALLS-Berechnung: Erddruckfiguren und resultierende Verschiebungen. . .	46

Tabellenverzeichnis

2.1	Granulometrische Parameter und Zustandsgrößen des Berliner Sands. . . .	6
3.1	Hypoplastische Stoffparameter von Berliner Sand [5] und Parameter der intergranularen Dehnung [6].	10
4.1	Aus den Ergebnissen der FE-Berechnung (Abb. 4.3) abgeleitete Erddruckbeiwerte.	18
5.1	Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte nach EC 7 und DIN 1054. .	31
5.2	Peakreibungswinkel und die zugehörigen Zustandsgrößen [5] (p_s = mittlerer Druck, D_p = druckbereinigte relative Lagerungsdichte).	34
5.3	Charakteristische Bodenkennwerte	35
A.1	Auflagerreaktionen aus QWALLS-Berechnung.	47

Kapitel 1

Einleitung

Der Vertrag zum oben genannten Forschungsvorhaben wurde uns vom Deutschen Institut für Bautechnik mit Datum vom 27.02.2002 zugesandt. Gemäß Erläuterung war vorgesehen, für mehrfach verankerte Baugrubenwände in nichtbindigem Baugrund Ankerkräfte und Ankerlängen nach verschiedenen Vorschriften zu berechnen und die Ergebnisse mit Hilfe von Verformungsberechnungen auf der Grundlage der Hypoplastizität zu prüfen und zu diskutieren. Bei der Bearbeitung wurden vor Vertragsabschluss noch nicht bekannte Unstimmigkeiten der vorgesehenen Berechnungsverfahren entdeckt:

- Für einen Vergleich von Sicherheitsnachweisen fehlte ein Verfahren, das bei vorliegenden Baugrund- und Bauwerksdaten objektive charakteristische Größen für Widerstände und Einwirkungen liefert.
- Das für die numerischen Berechnungen vorgesehene Interface-Element zwischen dem Baugrund und den Ankern erwies sich als zu wenig numerisch robust.

Diese Unstimmigkeiten konnten behoben werden, der Aufwand war allerdings größer als erwartet. In Kapitel 3 dieses Berichts wird zunächst gezeigt, dass Beobachtungen an einer Referenzbaugrube in Berlin (Kap. 2) gut wiedergegeben werden. Für die selbe Baugrube wird als realistisches Versagensszenario eine Auflockerung des Bodens vorgeschlagen und begründet (Kap. 4). Aus der Berechnung ergeben sich damit Scherzonen, Erddrücke und Ankerkräfte und somit objektive charakteristische Einwirkungen und Widerstände.

In Kap. 5 werden DIN 1054:2002-07 und EN 1997:2003 (EuroCode 7) in Hinblick auf die Bemessung verankerter Stützwände aus Sicht des Anwenders miteinander verglichen. Am Beispiel der Referenz-Baugrube werden unter Anwendung der jeweils relevanten Teilsicherheitsbeiwerte die Bemessungseinwirkung aus Erd- und Wasserdruck auf die Wand,

die Bemessungswiderstände der Anker gegen Herausziehen sowie der Bemessungswiderstand des Erdauflegers berechnet.

Im Anhang A ist eine Beispiel-Rechnung gezeigt und kommentiert, die mit dem kommerziellen Programm QWALLS durchgeführt wurde.

Kapitel 2

Referenzbaugrube: Sony-Center, Berlin [4]

2.1 Randbedingungen und Verbaukonstruktion

Die Baugrube „SONY-Center“ befand sich im alten Zentrum Berlins am Potsdamer Platz. Bis auf das denkmalgeschützte Hotel „Esplanade“ gab es keine unmittelbar benachbarte Bebauung. Nördlich und südlich schließen öffentliche Straßen an das SONY-Grundstück an.

Die Geländehöhe war 33,70 mNN. Bis maximal 30,00 mNN standen Auffüllungen an, bestehend aus Trümmerschutt, Bauwerksresten und Sand. Danach folgten mitteldicht gelagerte, eng gestufte quartäre Sande, die bereichsweise mit Kies und Schluff durchsetzt waren. Unterhalb der Sandschicht befand sich eine unterschiedlich dicke Mergelschicht, die im Bereich der Messquerschnitte (s. Abb. 2.3) nur eine Mächtigkeit von 60 cm, in anderen Bereichen der Baugrube jedoch 6 m erreichte. Der Mergel war überwiegend von halbfester bis fester Konsistenz. Unterhalb des Mergels standen pleistozäne Sande an, die eine sehr dichte Lagerung aufwiesen (Abb. 2.2). Die Granulometrie der angetroffenen Sande ist in Tab. 2.1 zusammengefasst.

Die Baugrube wurde durch eine Dichtwand mit Zement-Bentonit-Suspension umschlossen, in die ein Spundwandprofil (Larssen 605) mit der statisch erforderlichen Länge von 19,50 m eingestellt wurde. Die Dichtwand hatte keine tragende Funktion. Nur im Bereich um das Hotel „Esplanade“ wurden 80 cm dicke Stahlbetonschlitzwände als Baugrubenumschließung eingesetzt, um die Verformungen zu verringern. Die Baugrube wurde dreifach rückverankert. Der horizontale Ankerabstand betrug in der oberen Lage 2,40 m und in den beiden unteren Lagen 1,20 m.



Abb. 2.1: SONY-Baugrube während der Aushub- und RI-Pfahlarbeiten.

2.2 Bauablauf

Der Bauablauf kann in acht Bauphasen (BP) unterteilt werden:

1. Voraushub und Trägerbohlwandherstellung,
2. Dicht- und Schlitzwandherstellung,
3. Weichgel- und Zementinjektionssohle herstellen,
4. Aushub bis zur 1. Ankerlage,
5. Aushub bis zur 2. Ankerlage,
6. Aushub bis zur 3. Ankerlage,
7. Endaushub,
8. Sohlverankerung.

Die Bauphasen wurden in der o.g. Reihenfolge durchlaufen. Nur zwischen Endaushub und Sohlverankerung gab es eine geringe zeitliche Überschneidung.

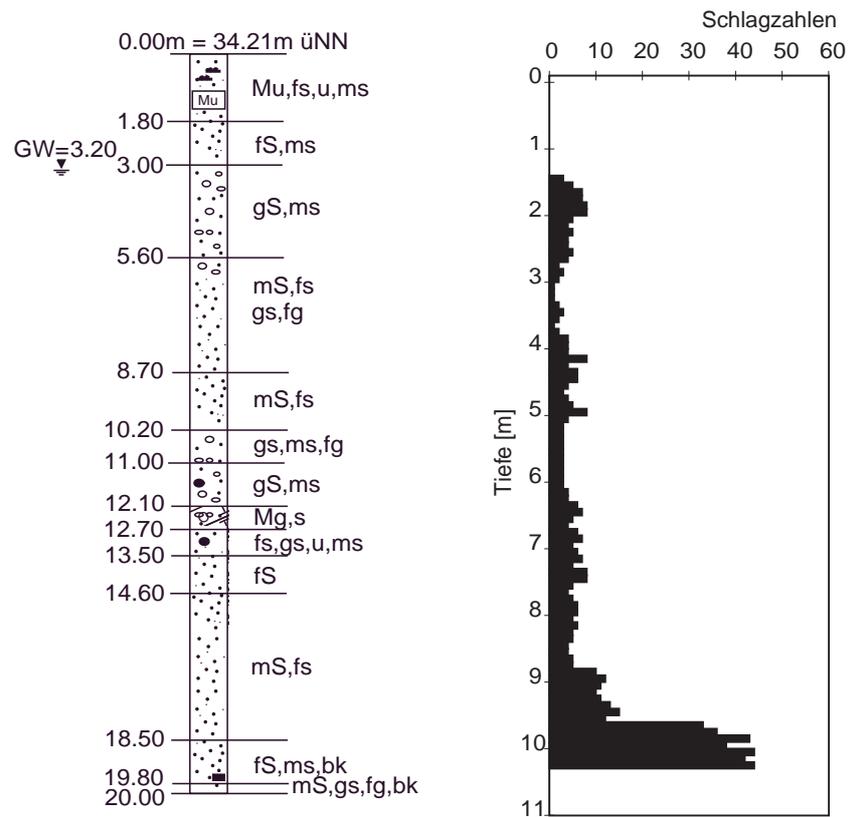


Abb. 2.2: Typisches Bodenprofil im Bereich der Messquerschnitte (links) und Sondierergebnis mit der schweren Rammsonde (rechts).

Bodenschicht		SAND A	SAND B	SAND C
Granulometrische Parameter				
Entnahmetiefe	[m u.GOK]	29,60	25,90	19,50
ρ_s	[g/cm ³]	2,66	2,66	2,67
D ₁₀	[mm]	0,31	0,26	0,13
D ₃₀	[mm]	0,55	0,28	0,17
D ₅₀	[mm]	0,75	0,33	0,20
D ₆₀	[mm]	0,85	0,38	0,22
Ungleichförmigkeitszahl, U	-	2,74	2,38	1,69
Krümmungszahl, C	-	1,15	1,29	1,01
Minimale Porenzahl, e_{min}	-	0,46	0,48	0,53
Maximale Porenzahl, e_{max}	-	0,75	0,81	0,84
Zustandsgrößen der entnommenen Sande				
Dichte, ρ	[g/cm ³]	1,793	1,659	2,061
Wassergehalt, w	[%]	4,0	3,7	17,8
Trockendichte, ρ_d	[g/cm ³]	1,724	1,600	1,750
Porenzahl, e	-	0,54	0,66	0,57
Lagerungsdichte, D	-	0,72	0,45	1,00
Kompressionsbeiwert C_c / Spannung,	[kPa]	0,0150/20	0,0087/20	0,0210
		0,0280/800	0,0210/800	0,0210/800

Tab. 2.1: Granulometrische Parameter und Zustandsgrößen des Berliner Sands.

2.3 Messprogramm

Bestandteil des Messprogramms waren Inklinometer- und Gleitdeformetermessungen sowie Ankerkraftmessungen. Hinzu kamen Wasserstandsmessungen innerhalb und außerhalb der Baugrube (Abb. 2.3).

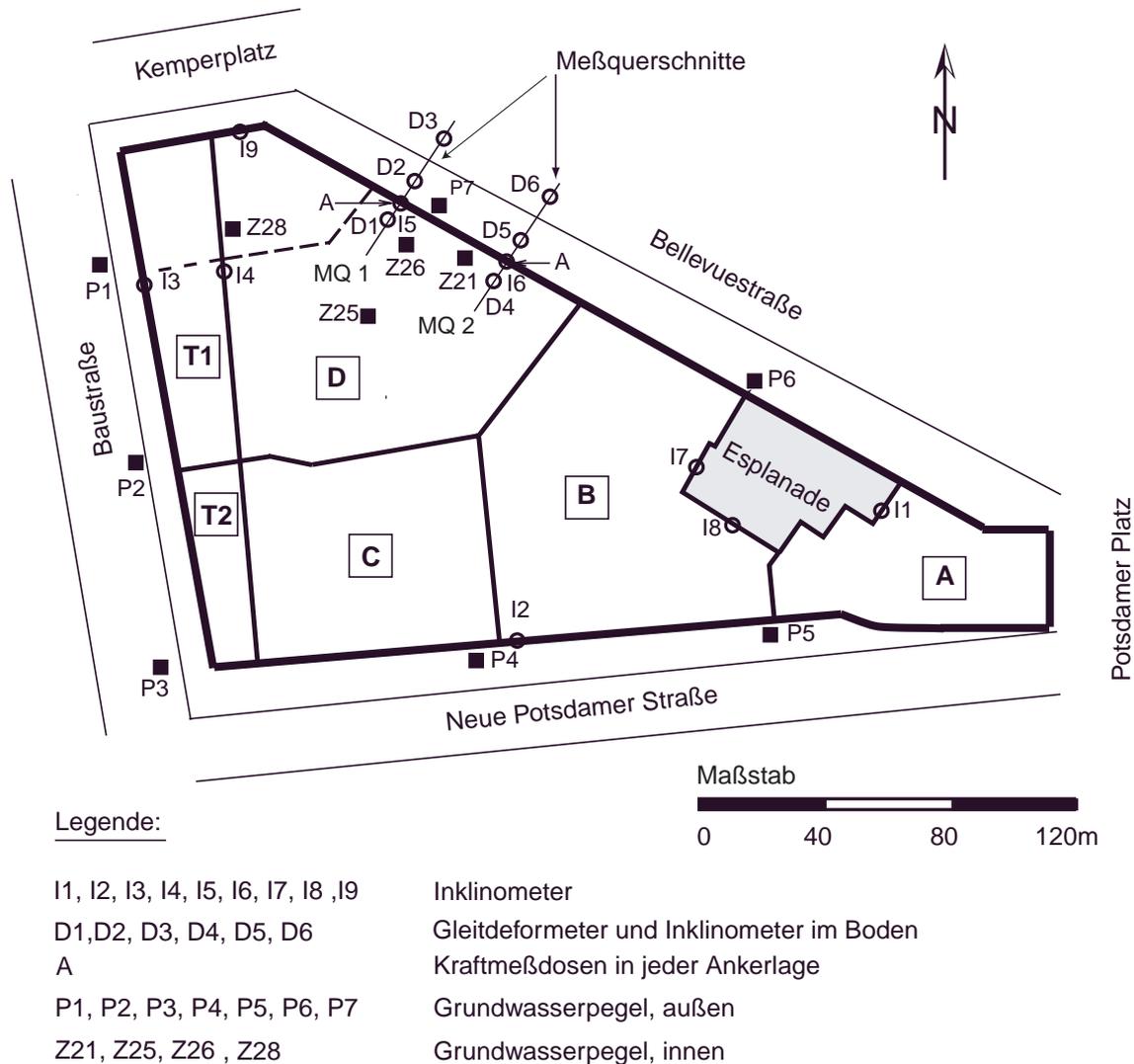


Abb. 2.3: Messgeräte auf der Baustelle SONY-Center Berlin.

In zwei Messquerschnitten wurden je drei gekoppelte Gleitdeformeter- und Inklinometermessstrecken installiert. Die Einbaulänge der Messstrecken betrug jeweils 38 m. Die Rohrunterkante lag damit 20 m unter Spundwandunterkante und 7 m unter Dichtwandunterkante. Der Auswertung wurde die Annahme eines unverschieblichen Fußpunkts zu Grunde gelegt. Eine Kopfpunktkorrektur der Messungen mit geodätischen Daten war somit nicht notwendig, wurde aber zur Verbesserung der Redundanz der Messdaten durch-

geführt (s. Abb. 2.4).

SONY Messquerschnitt

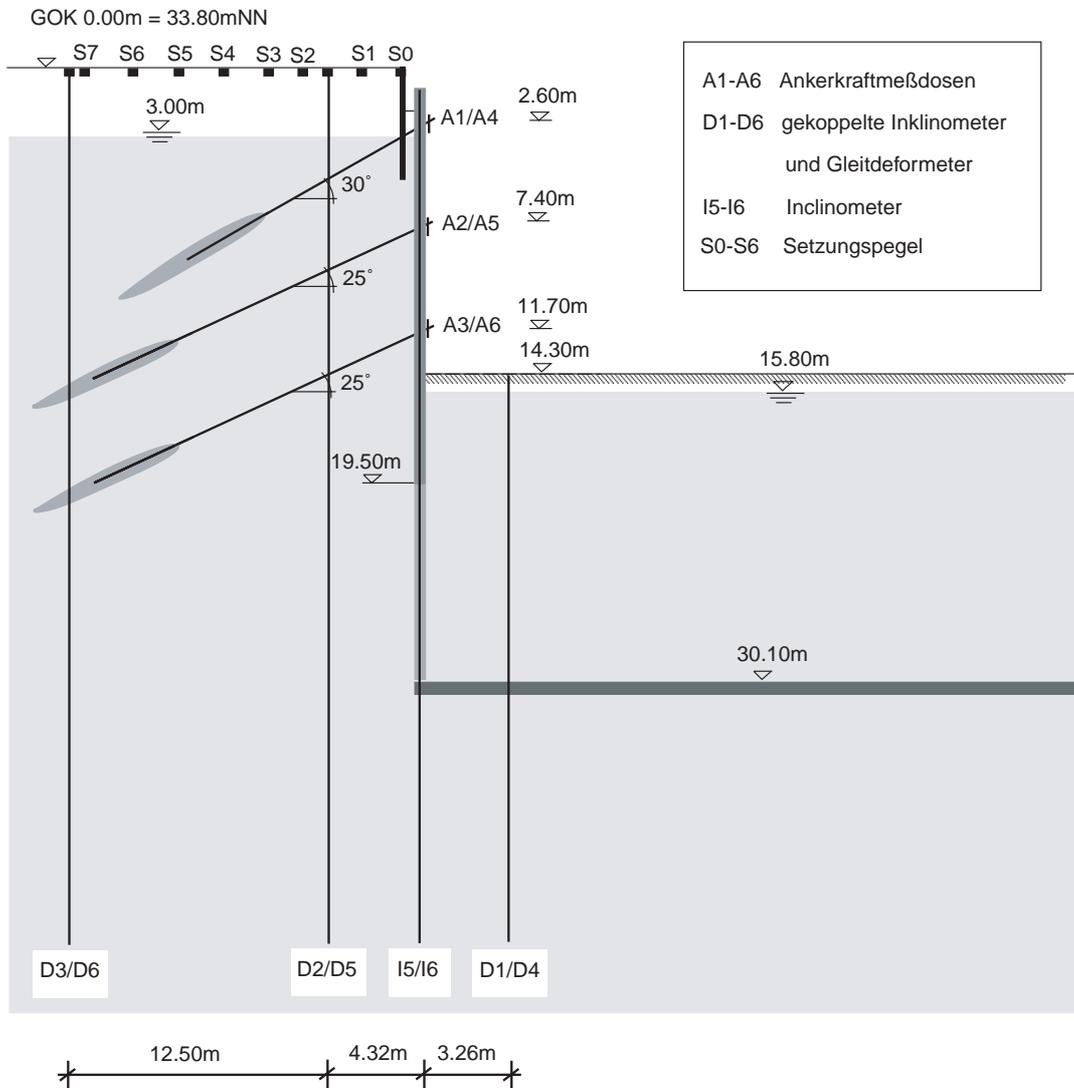


Abb. 2.4: Sony-Messquerschnitte mit Bezeichnung der Messstrecken.

An beiden Messquerschnitten wurden in jeder Ankerlage elektrische Ankerkraftmessdosen installiert. Die Daten wurden stündlich abgefragt und wöchentlich ausgelesen. Die Wasserstände innerhalb und außerhalb der Baugrube wurden in regelmäßigen Abständen manuell dokumentiert.

Kapitel 3

Validierung des Rechenmodells

3.1 Hypoplastisches Stoffgesetz

Die Anwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes [9] [6] zur Modellierung des mechanischen Verhaltens körniger Böden von Grobschluff bis Schotter hat sich als konsistent und praktikabel erwiesen. Die Stoffkennwerte lassen sich anhand von Korneigenschaften zutreffend schätzen und mit einfachen Laborversuchen genau genug ermitteln. Numerische Elementversuche mit dem hypoplastischen Stoffgesetz ergeben experimentell bestätigte differenzielle Steifigkeiten und Festigkeiten, die von Lagerungsdichte, Effektivdruck und Beanspruchungsgeschichte abhängen. Während der kritische Reibungswinkel für zylindrische Kompression eine Materialkonstante ist, kann der Peak-Reibungswinkel je nach Dichte, Druck und Art der Scherung sehr verschieden sein. Zur genauen Berechnung der differenziellen Steifigkeit sofort nach Änderung der Deformationsrichtung wird die so genannte intergranulare Dehnung als zusätzliche Zustandsvariable benötigt. Zu ihr gehören fünf weitere Stoffkennwerte, wofür Erfahrungswerte vorliegen.

3.1.1 Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes

Tab. 3.1 zeigt die Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes für die drei Sande [5]. Auf das Verfahren zur Bestimmung dieser Parameter auf Basis der in Tab. 2.1 angegebenen Größen wird an dieser Stelle verzichtet und auf [4] verwiesen.

	φ_c [°]	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_R	χ
A	32	3730	0,20	0,46	0,75	0,90	0,14	1,0	0,0001	5	2	0,5	6
B	31	6650	0,26	0,48	0,81	0,97	0,12	1,0	0,0001	5	2	0,5	6
C	32	10700	0,24	0,53	0,84	1,00	0,12	2,2	0,0001	5	2	0,5	6

Tab. 3.1: Hypoplastische Stoffparameter von Berliner Sand [5] und Parameter der intergranularen Dehnung [6].

3.2 Finite-Elemente-Modell

Der in Abb. 2.4 dargestellte Querschnitt, wurde vereinfacht als durchgängige Wand modelliert (s. Abb. 3.1). Der Untergrund wurde entsprechend dem in Abb. 2.2 dargestellten Profil mit den hypoplastischen Parametern gemäß Tab. 3.1 abgebildet. Die Simulation des Bauablaufs erfolgte in den in Kapitel 2.2 genannten Schritten.

Die Berechnungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS durchgeführt. Zum Einsatz kamen zweidimensionale Dreiecks-Kontinuumselemente für den Boden und die Wand bzw. eindimensionale Stab-Elemente für die Anker. Diese wurden im Bereich der Verpressstrecke ins Netz gepinnt, d.h. translatorisch an die darunter liegenden Knoten der Bodenelemente gekoppelt. Um als Ergebnis die Erddruckverteilung auf die Wand zu erhalten, war es notwendig Kontaktflächen, sog. *contact surfaces*, zwischen der Wand und dem Boden in das Modell zu implementieren. Dies bereitete Schwierigkeiten, da die numerische Robustheit aufgrund der damit verbundenen größeren Nichtlinearität des Problems stark litt: Viele Berechnungen brachen vorzeitig ab. Schließlich gelang es uns aber doch, ein lauffähiges Modell zu generieren.

Die beiden seitlichen Ränder des Modells waren horizontal unverschieblich gelagert. Der untere Rand war in horizontaler und vertikaler Richtung festgehalten.

Die Simulation des Aushubs erfolgte durch Entfernen der jeweiligen Elemente aus dem Netz. Die Anker wurden sukzessive im Modell aktiviert, mit der entsprechenden Vorspannung beaufschlagt und fixiert.

3.3 Ergebnisse

3.3.1 Ankerzugversuche

Wird eine verankerte Baugrube, wie im vorliegenden Fall, zweidimensional berechnet, kommt dies für die lang gestreckte Wand der Realität nahe. Bei den Ankern ist das nicht

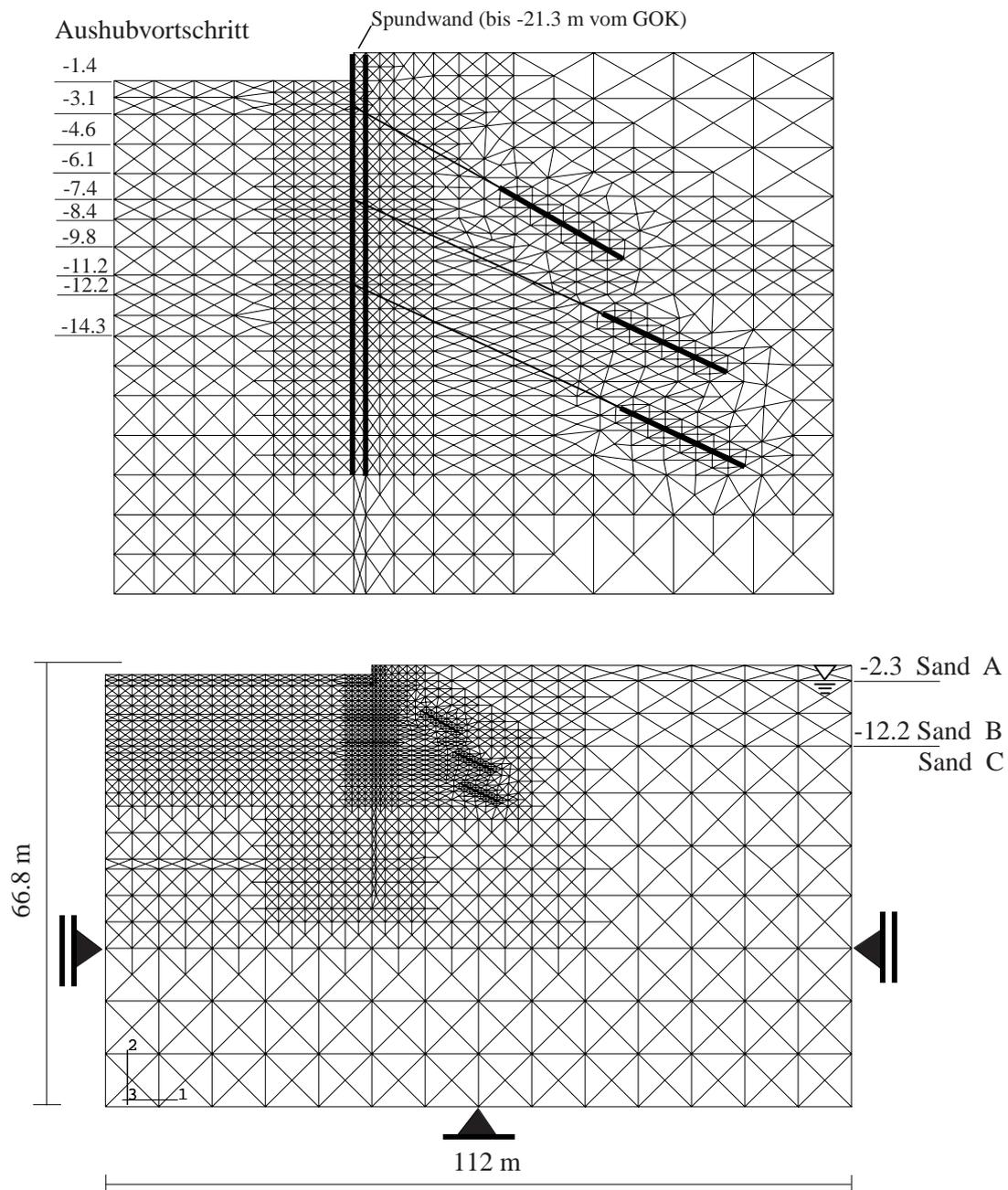


Abb. 3.1: FE-Modell.

zwangsläufig der Fall. Die Modellierung der Freispielstrecke ist einfach: Die Dicke der Ankerscheibe wird so gewählt, dass die Anker-Querschnittsfläche pro Meter der tatsächlichen entspricht. Es findet in diesem Bereich keine Interaktion mit dem umgebenden Boden statt.

Anders verhält es sich mit dem Verpresskörper. Um diesen bildet sich im realen Fall ein dreidimensionaler Spannungszustand aus, der mit unserem 2D-Modell nicht realisierbar

war. Es war zu zeigen, dass die mobilisierten Anker-Widerstände mit den durchgeführten 2D-Berechnungen ausreichend genau wiedergegeben werden konnten. Dazu wurde eine von Fa. Züblin durchgeführte Anker-Prüfung mit dem in Kapitel 3.2 vorgestellten Modell numerisch simuliert. Abb. 3.2 zeigt die gemessene und berechnete Kraft-Verschiebungskurve. Aufgrund der Übereinstimmung kann festgestellt werden, dass eine realistische Anker-Modellierung zweidimensional prinzipiell möglich ist, vorausgesetzt es liegen zur Verifikation zumindest vergleichbare Daten von Anker-Prüfungen vor.

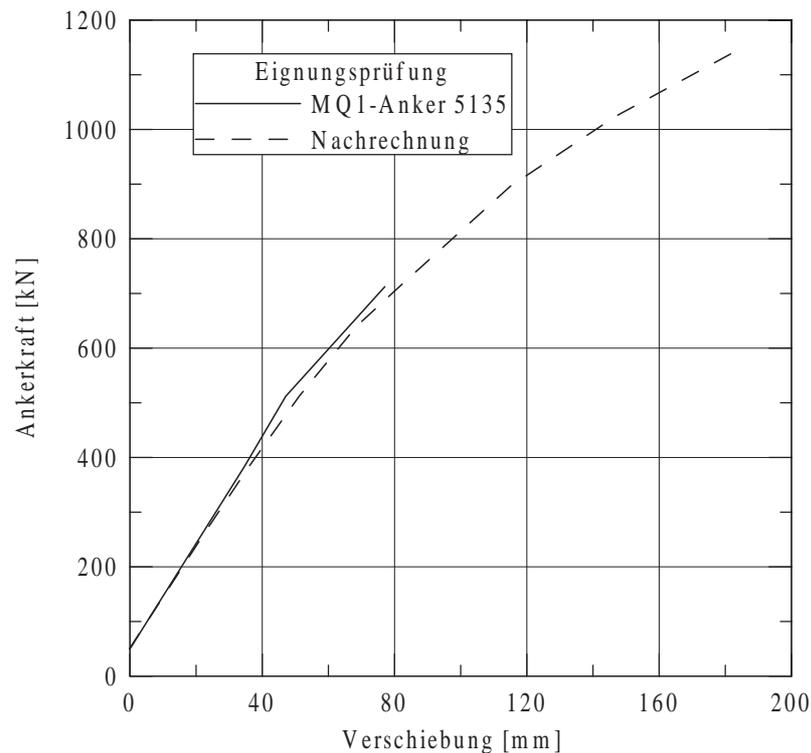


Abb. 3.2: Anker-Prüfung: Gemessene und berechnete Kraft-Verschiebungskurve.

3.3.2 Verformungsprognose

In den Abb. 3.3 und 3.4 sind die berechneten und gemessenen Wandverformungen in den verschiedenen Bauzuständen gegenübergestellt. Die Übereinstimmung der Messungen (M) und Berechnungen (B) ist zufriedenstellend.

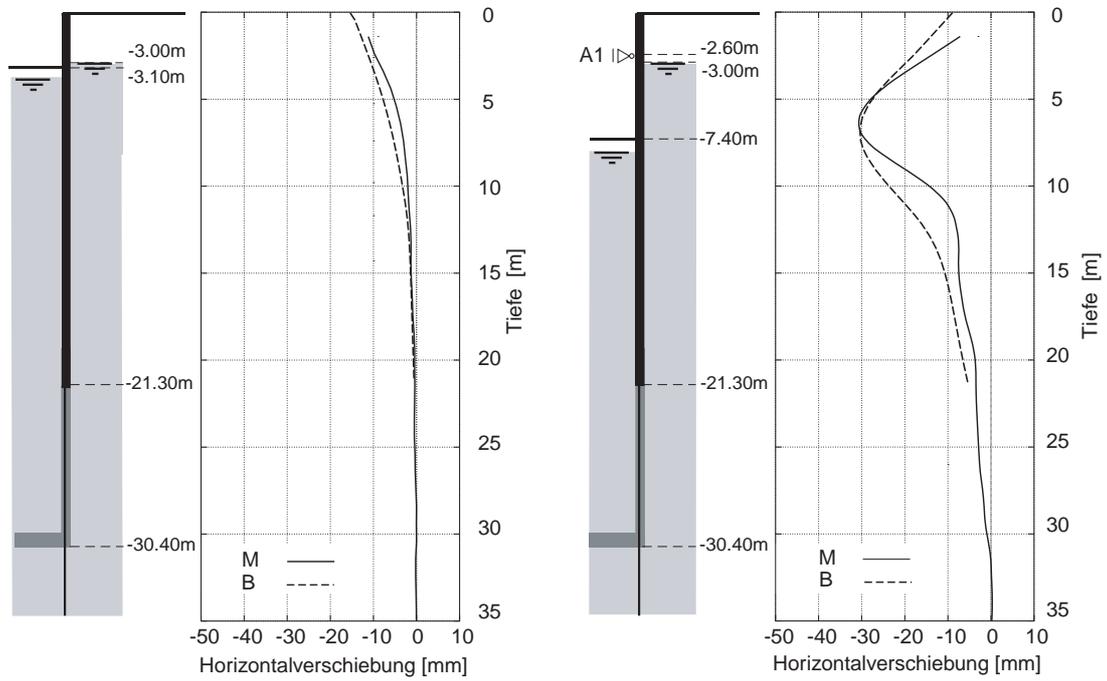


Abb. 3.3: Gemessene (M) und berechnete (B) Wandverformungen.

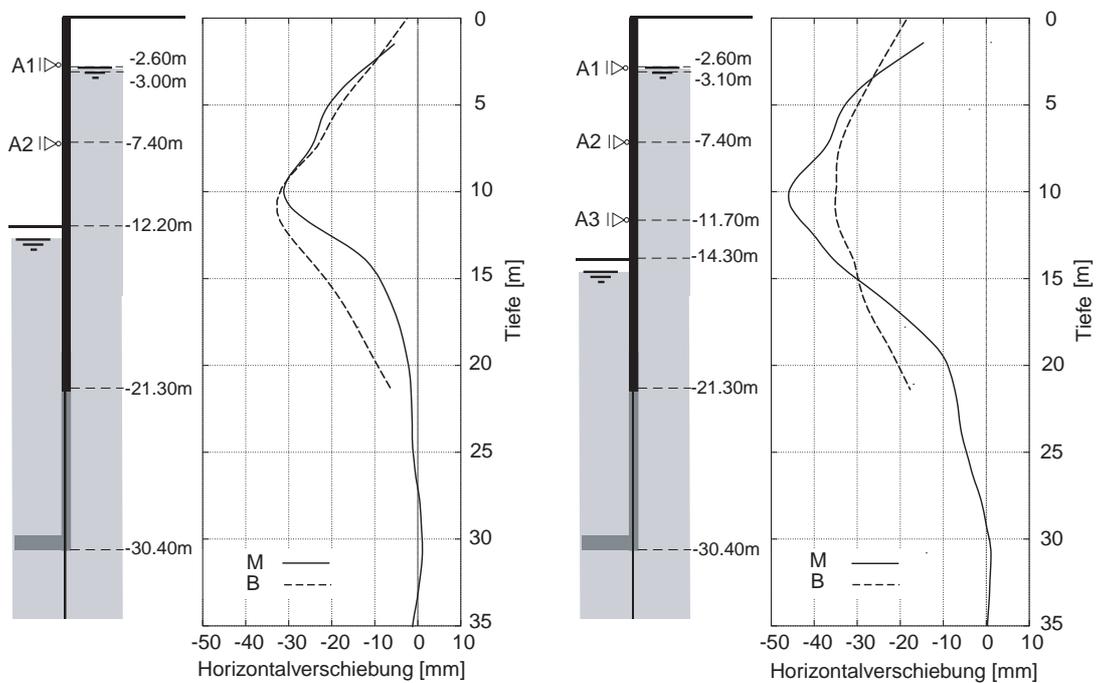


Abb. 3.4: Gemessene und berechnete Wandverformungen.

3.3.3 Ankerkräfte

Abb. 3.5 zeigt die in verschiedenen Bauzuständen gemessenen Ankerkräfte im Vergleich zu den Werten aus der FE-Berechnung. Da die Anker in der FE-Berechnung mit der tatsächlichen Festlegekraft beaufschlagt wurden, sind die ersten beiden Punkte für jede Ankerlage jeweils identisch. Der mit dem anschließenden Aushub verbundene Zuwachs, bzw. mit dem Einbau der nächsten Ankerlage verbundene Abfall der Ankerkräfte wird sehr gut wiedergegeben.

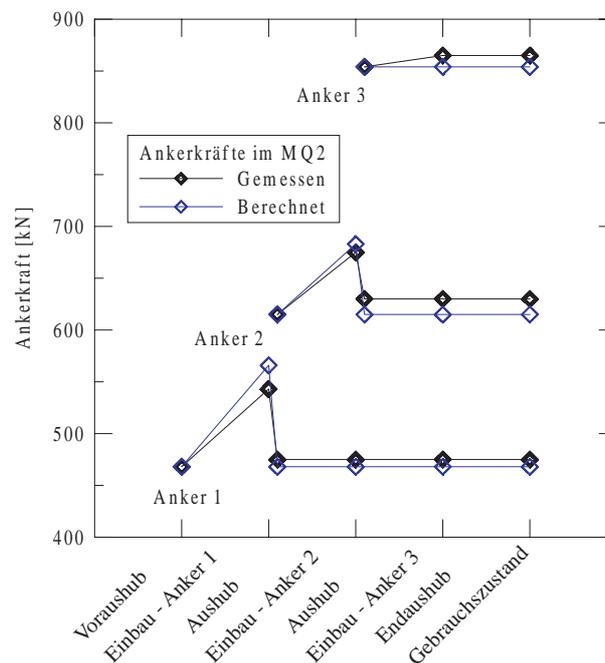


Abb. 3.5: Gemessene und berechnete Ankerkräfte.

3.3.4 Zusammenfassung

Während des Bauablaufs wurden im betrachteten Messquerschnitt sowohl die Wandverformungen als auch die Ankerkräfte gemessen. Diese dienen als Vergleichsgrößen für die mittels der 2D-FE-Simulation berechneten entsprechenden Werte. Die Übereinstimmung ist gut, wie in den drei vorangegangenen Abschnitten gezeigt wurde. Das verwendete FE-Modell darf damit als validiert angesehen werden.

Kapitel 4

Numerische Simulation

4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Ein Grenzzustand der Tragfähigkeit kann im Modellversuch und in der Nachrechnung mittels Hypoplastizität durch Abgraben erzeugt werden (s. Abb. 4.1). Der gleiche Mechanismus ergibt sich auch mit einer Ankerlage, die teilweise aus dem ruhenden Boden herausgezogen wird (s. Abb. 4.2). Aus Versuch und Berechnung ergeben sich durch aufgelockerte Scherzonen voneinander getrennte Gleitkörper. Mit den tatsächlichen Reibungswinkeln der Scherzonen und Herausziehwiderständen der Anker befinden sich beide Gleitkörper im Grenzgleichgewicht. Die Gleitflächenneigungen ergeben sich nahezu ebenso durch deren Variation bis zu den ungünstigsten Größen, die Methode der zusammengesetzten Bruchmechanismen ist somit validiert.

Bei der Anwendung in Sicherheitsnachweisen treten allerdings grundsätzliche Schwierigkeiten auf. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde im Modellversuch von Abb. 4.1 durch vollständiges Abgraben des Erdwiderlagers erzeugt, bei dem von Abb. 4.2 durch teilweises Herausziehen von Ankern, beides kann in situ nicht vorkommen. Die in Berechnungsnormen vorgeschlagene zusätzliche Einzelkraft an einem Gleitkörper als Bruchursache ist physikalisch sogar unmöglich. Extreme Oberflächenlasten und Grundwasserwirkungen seien hier beiseite gelassen, auch diese sind nur in gewissen Grenzen realistisch. Als Bruchursache bleiben ungünstige Veränderungen der Lagerungsdichte übrig, die den Scherwiderstand in Gleitflächen und den Herausziehwiderstand an Ankern herabsetzen. Beide Widerstände sind nicht nur durch den Baugrund durch dessen anfängliche Lagerungsdichte, sondern auch durch den Bauvorgang bestimmt, in Versagensszenarien darf dies nicht ignoriert werden.

Unser Ziel war es, numerisch einen realistischen Grenzzustand der Tragfähigkeit zu er-

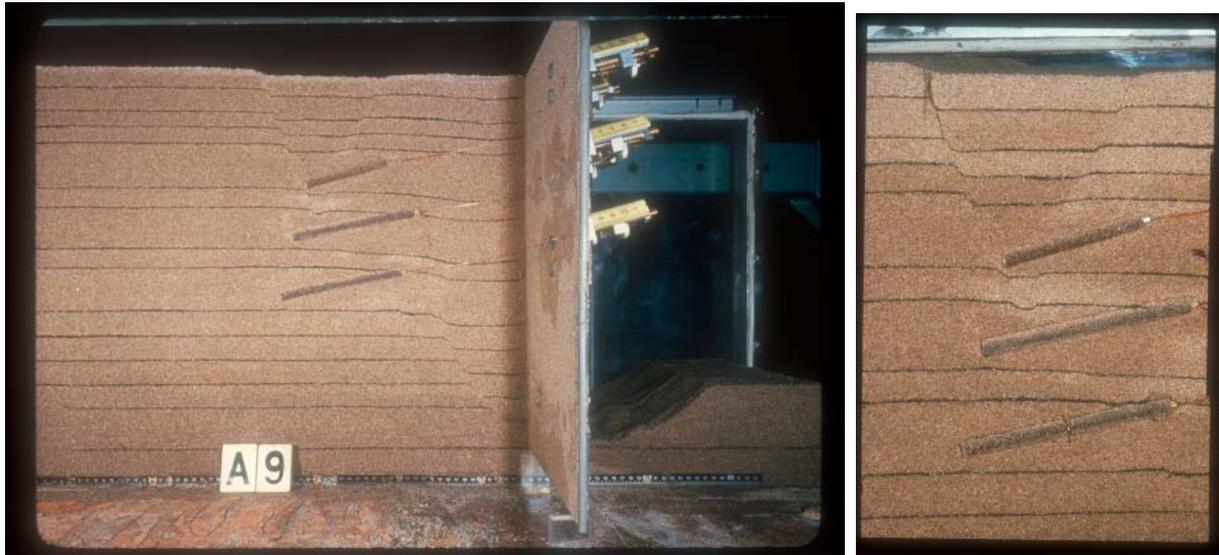


Abb. 4.1: Scherfugen im Modellversuch (links: Ausschnittsvergrößerung) [1].

zeugen. Dazu wurde die Lagerungsdichte des Bodens reduziert, die Ergebnisse der durchgeführten Sondierungen also ungünstiger interpretiert. Außerdem wurde der Boden aufgelockert, der die Anker-Verpresskörper umgibt. Die so geänderten Dichten des Bodens hatten zur Folge, dass für den Zwischenbauzustand „zwei Ankerlagen eingebaut/vorgespannt, Aushub bis zur dritten Ankerlage“ ein Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wurde. Es wird ein objektives Kriterium vorgestellt, nach dem beurteilt werden kann, ob sich ein Versagen ankündigt. Bei der Simulation kam das in Abschnitt 3.2 vorgestellte Modell zum Einsatz.

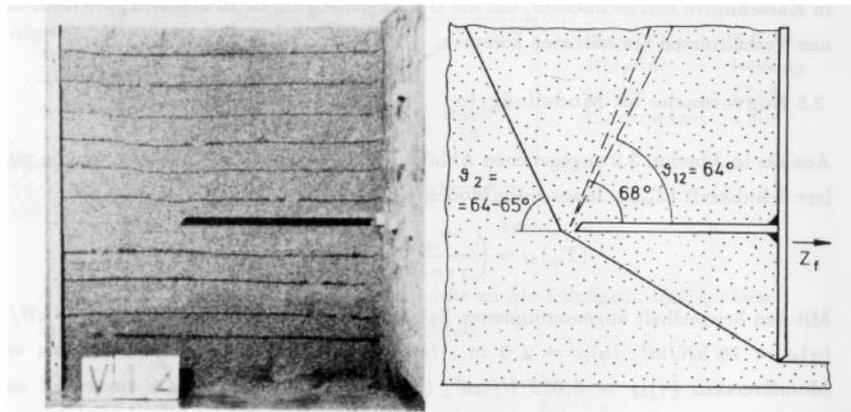
4.1.1 Ergebnisse

4.1.1.1 Erddruckverteilung

In den Abb. 4.3 sind die Erddruckverteilungen jeweils auf der aktiven und passiven Seite sowie Größe, Neigung und Angriffspunkt der daraus resultierenden Erddruckkräfte während der verschiedenen Bauphasen dargestellt. Die Zacken, die die Kurven in der Tiefe von ca. 12 m zeigen, sind auf die dort verlaufende Schichtgrenze zwischen Boden B und C und den damit verbundenen Unstetigkeiten zurückzuführen. Durch einer feinere Diskretisierung in diesem Bereich ließen sich die Kurven zwar glätten, an ihrem sonstigen Verlauf würde sich aber nichts ändern, weshalb darauf verzichtet wurde.

Die Ermittlung der Erddruckverteilung bzw. der Resultierenden daraus geschieht in der Praxis i. Allg. folgendermaßen: Es wird von linear mit der Tiefe zunehmenden horizontalen

Experiment



Simulation

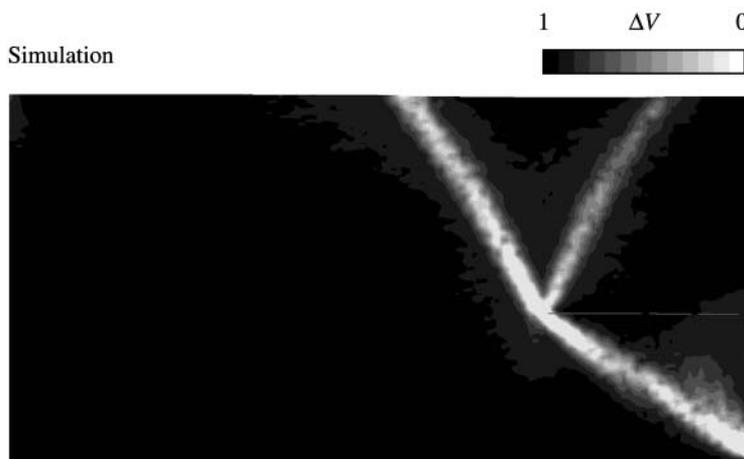


Abb. 4.2: Scherfugen im Modellversuch [1] und in der numerischen Simulation [7].

Erddrücken (e_{ah}) bzw. -widerständen (e_{ph}) ausgegangen und diese mit den Erddruckbeiwerten nach z.B. Gl.(4.1) und (4.2) berechnet. Der aktive Erddruck wird mit dem ggf. abgeminderten passiven Erdwiderstand überlagert. Von der Wandoberkante bis zu dem Punkt, in dem $e_{ah} = e_{ph}/\eta$ gilt, wird die Erddruckverteilung z.B. nach EAB so umgelagert, dass sie der Realität möglichst nahe kommt, wozu es Erfahrung und Fachkenntnis bedarf. Diagramm (e) in Abb. 4.3 zeigt die Erddruckverteilung im Grenzzustand. Sie gleicht bis ungefähr zur Aushubsohle der in der EAB vorgeschlagenen trapezförmigen Lastfigur für zweimal gestützte Wände mit den Knickpunkten auf Höhe der Ankerangriffspunkte.

Aus den jeweiligen Resultierenden des aktiven und passiven Erddrucks wurden für jeden Bauzustand die entsprechenden Erddruckbeiwerte nach klassischer Theorie berechnet (Gl.(4.4)). In Tab. 4.1 werden diese Werte mit denen verglichen, die sich aus der klassischen Erddrucktheorie ergeben.

Bauphase	K_{ah}^*	K_{ah}^*/K_{ah}	K_{ah}^*/K_0	K_{ph}^*	K_{ph}^*/K_{ph}
a	0,368	1,48	0,93	0,661	0,16
b	0,424	1,70	1,06	0,658	0,16
c	0,251	1,01	0,63	1,296	0,32
d	0,388	1,56	0,98	1,261	0,31
e	0,195	0,78	0,48	3,195	0,79

Tab. 4.1: Aus den Ergebnissen der FE-Berechnung (Abb. 4.3) abgeleitete Erddruckbeiwerte.

$$K_{ah} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (4.1)$$

$$K_{ph} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2), \quad (4.2)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi), \quad (4.3)$$

$$K_{a/p}^* = 2 \cdot E / (\bar{\gamma} \cdot h^2) \quad (4.4)$$

mit der resultierenden Erddruckkraft E aus der FE-Berechnung.

Betrachtet man die aus der FE-Berechnung abgeleiteten Werte K_{ah}^* stellt man fest, dass diese für die Bauphasen (a) bis (d) größer sind als nach klassischer Theorie (Tab. 4.1, Spalte 3). Für die Bauphasen (a) und (d) ergeben sich Werte $K_{ah}^* \approx K_0$ (K_0 = Erdruhedruckbeiwert nach Jaky), für (e) sogar darüber (Tab. 4.1, Spalte 4). Dies ist auch verständlich, denn ein stetiges Absinken des Erddrucks ausgehend vom Erdruhedruck bis hin zum Erreichen des aktiven Erddrucks als unterem Grenzwert erfordert, dass sich die Wand stetig vom Boden weg bewegt. Dies ist aber in der Praxis nicht der Fall. Durch das abwechselnde Einbauen und Anspannen der Anker und dem darauf folgenden weiteren Aushub, findet eine ständige Änderung der Deformationsrichtungen im Boden statt (vgl. Abb. 3.3 und 3.4). Durch die Bewegung der Wand in den Boden der aktiven Seite hinein, hervorgerufen durch das Anspannen der Anker, werden so z.B. in Bauphase (b) Erddrücke mobilisiert, die größer sind als der Erdruhedruck. Bei der Dimensionierung von Verbauwänden werden solche Überlegungen allerdings selten berücksichtigt.

4.1.1.2 Entwicklung des Versagensmechanismus

In Abb. 4.4 ist die Entwicklung der Auflockerungszonen mit dem fortschreitenden Baufortschritt gezeigt. Es ist zu erkennen, dass sich erst im letzten Schritt ein Bruchmechanismus ausbildet (vgl. Abb. 4.4), der vom Wandfuß bis an die Geländeoberkante durchschlägt.

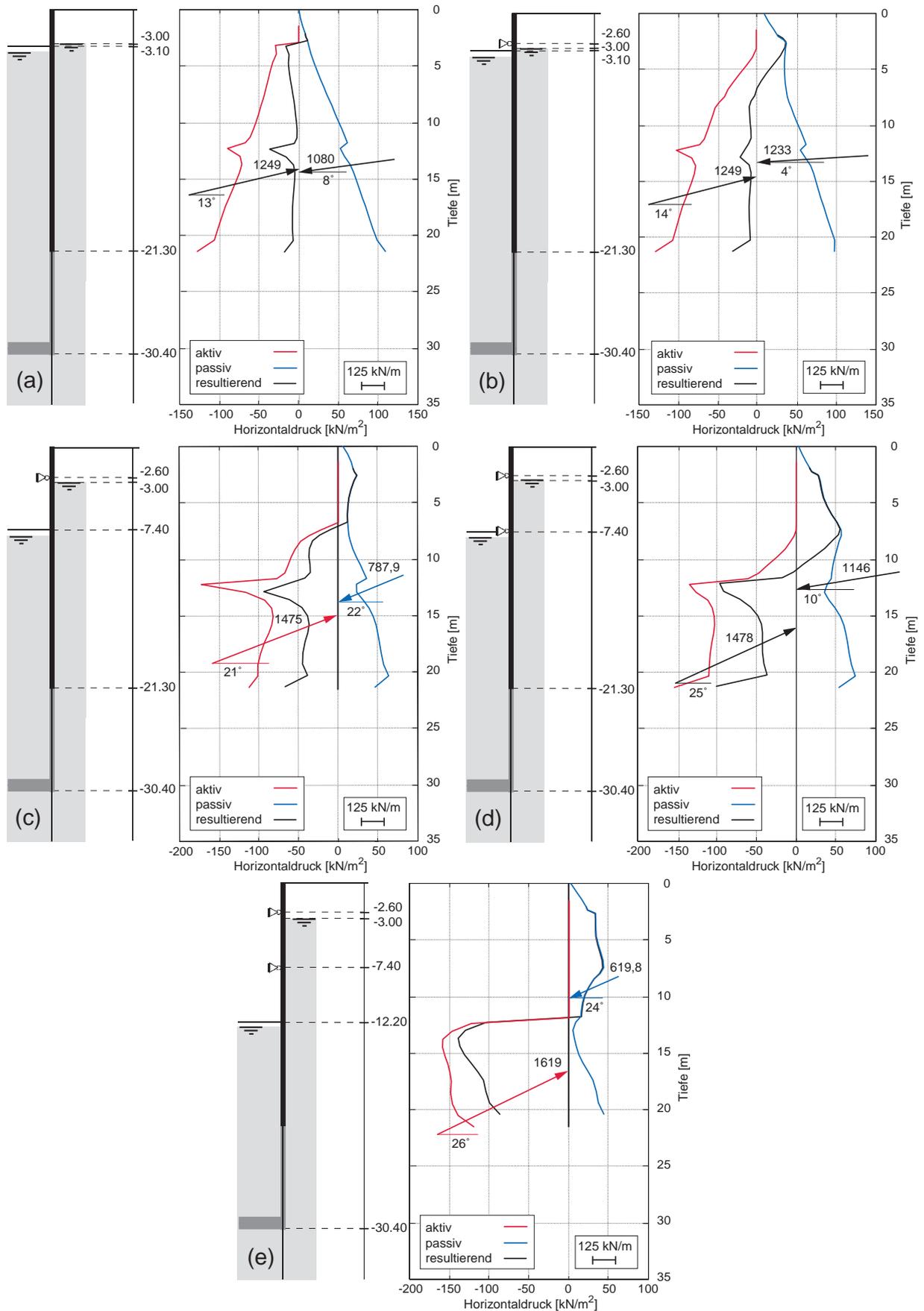


Abb. 4.3: Entwicklung des Erddrucks während der verschiedenen Bauphasen.

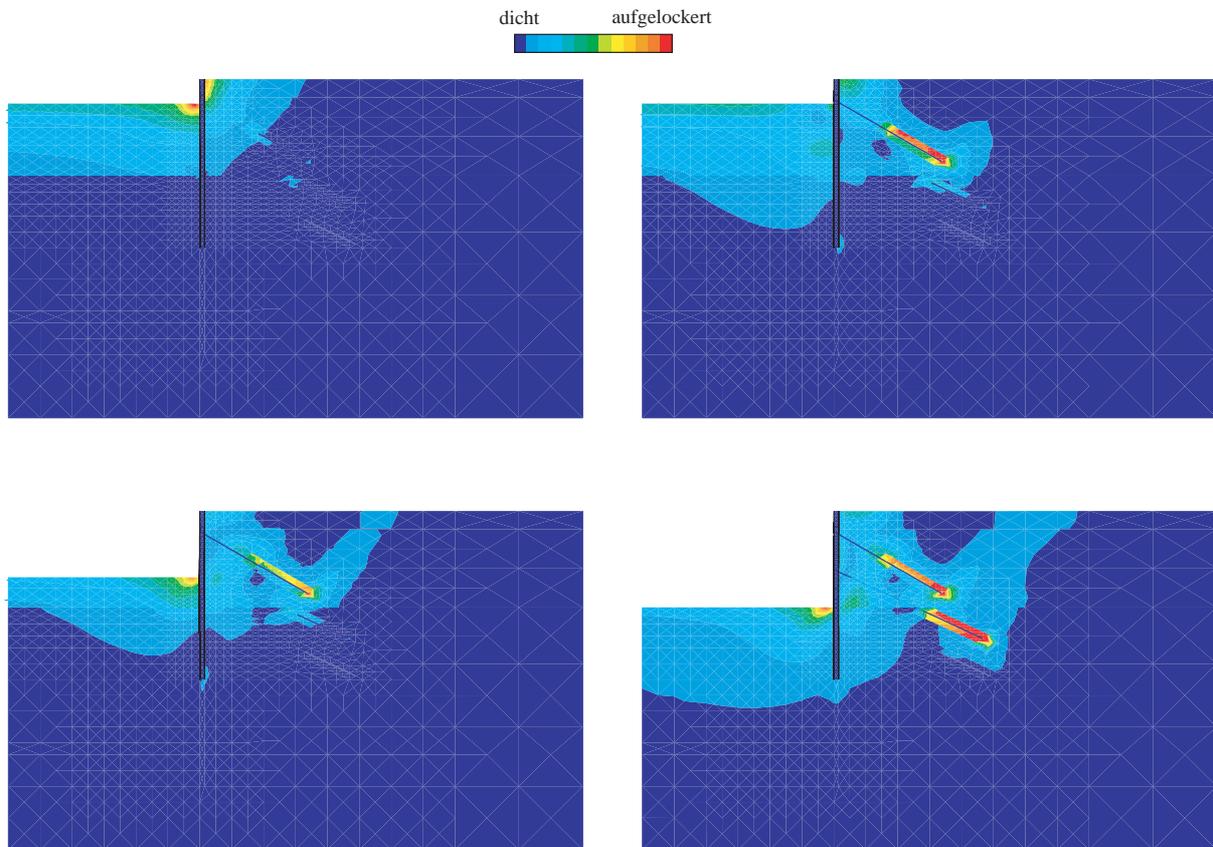


Abb. 4.4: Entwicklung des Versagensmechanismus.

Abb. 4.5 zeigt die horizontale Verschiebung eines Punkts ungefähr auf halber Höhe der Wand. Das bevorstehende Versagen kündigt sich durch eine beschleunigte Bewegung an.

4.1.1.3 Ankerkräfte

Die berechneten Ankerkräfte weichen kaum von denen aus der Berechnung ohne Auflockerung des Bodens ab (s. Abb. 3.2). Auch beim Versagen der Wand wachsen sie nicht weiter an. Das liegt zum einen daran, dass die größten Zunahmen der Verschiebungen ungefähr auf Höhe der Baugrubensohle auftreten, was auf ein Versagen des Erdaufagers hindeutet. Der obere Ankerkopfpunkt erfährt im Vergleich zur Berechnung ohne Auflockerung eine um ca. 7 mm größere Horizontalverschiebung, der unter ca. 10 mm. Für die zweite Ankerlage würde dies bedeuten, dass die Ankerkraft um ca. 50 kN zunehmen müsste (vgl. Abb. 3.2 und 3.5). Mit der zunehmenden Wandverschiebung sinkt allerdings auch der aktive Erddruck auf die Wand, da dieser wie in Tab. 4.1 veranschaulicht, auch beim Versagen der Stützkonstruktion noch nicht seinen Grenzwert erreicht hatte. Dies

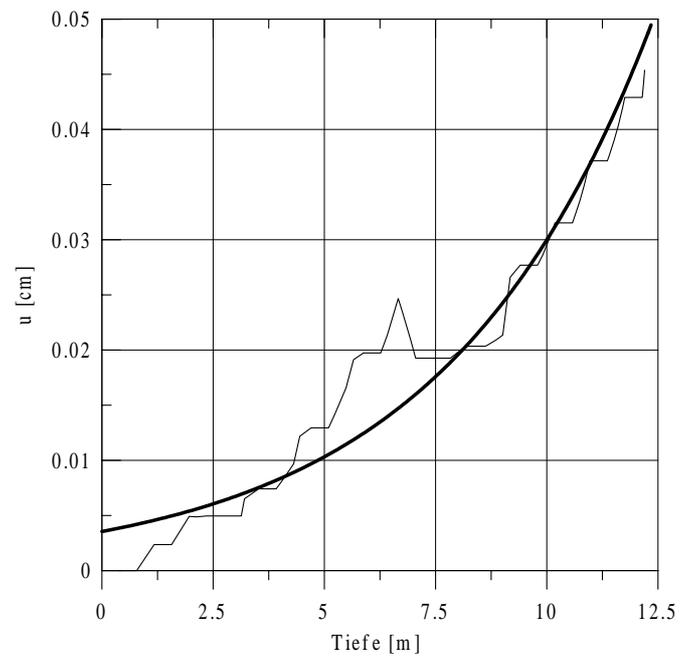


Abb. 4.5: Horizontale Verschiebung eines Wandpunktes mit fortschreitender Tiefe des Aushubs.

würde zu einer Abnahme der Ankerkräfte führen. Die beiden genannten Effekte heben sich in diesem Fall gegenseitig auf.

Kapitel 5

Bemessung nach DIN 1054:2002-07 und EN 1997:2003 (EC 7)

5.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die in Hinblick auf die Bemessung der verankerten Stützwand relevanten Teile der beiden o.g. Normen aus Sicht des Anwenders beschrieben und miteinander verglichen.

5.2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung

5.2.1 Geotechnische Kategorien (GK)

Beide Normen unterscheiden drei geotechnische Kategorien. Das Unterscheidungsmerkmal ist dabei der Schwierigkeitsgrad des Bauvorhabens.

Geotechnische Kategorie GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad, deren Anforderungen auf Grund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar sind.

Geotechnische Kategorie GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit normalem Schwierigkeitsgrad ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnissen. Es werden ein geotechnischer Bericht auf Grundlage von routinemäßigen Labor- und Feldversuchen und Routineverfahren bei der Bemessung und Ausführung gefordert.

Geotechnische Kategorie GK 3 umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad und solche, die nicht GK 1 oder GK 2 zuzuordnen sind.

Diese Unterteilung sowie die beiden wichtigen Anmerkungen, dass erstens, die Einstufung in jeder Phase der Planung und Ausführung zu überprüfen und ggf. zu ändern ist und dass zweitens, eine gesamte Baumaßnahme nicht in ein und dieselbe GK eingeordnet werden muss, findet sich übereinstimmend in beiden Regelwerken. Die im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Verbaukonstruktion gehört sowohl nach DIN 1054 als auch nach EC 7 in die geotechnische Kategorie GK 2.

5.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

DIN 1054 unterscheidet folgende Grenzzustände (GZ) der Tragfähigkeit (nachfolgend GZT):

- **GZ 1A:** Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit
- **GZ 1B:** Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen
- **GZ 1C:** Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit

EC 7 unterscheidet fünf GZT:

- **EQU:** Gleichgewicht des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds nicht entscheidend sind
- **STR:** inneres Versagen oder sehr große Verformung des Tragwerks oder seiner Bauteile (...) wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist
- **GEO:** Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist
- **UPL:** Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder Baugrunds infolge Auftrieb durch Wasserdruck
- **HYD:** hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten

Die GZ EQU, UPL und HYD nach EC 7 entsprechen zusammengefasst GZ 1A nach DIN 1054. Die Trennung zwischen STR und GEO im EC 7, wonach entweder nur die Festigkeit der Baustoffe oder nur die Festigkeit des Baugrunds entscheidend für den GZ ist, ist für geotechnische Bauwerke nicht konsequent. DIN 1054 erscheint hier logischer, da sowohl im GZ 1B als auch im GZ 1C die Festigkeiten und damit die Widerstände des Baugrunds und der Bauteile entscheidend sein können.

Beide Normen fordern selbstverständlich, dass kein potenzieller Grenzzustand erreicht wird. Die Unterscheidung der einzelnen GZ entscheidet darüber, wie und auf welche Größen die Teilsicherheitsbeiwerte bei den Sicherheitsnachweisen anzuwenden sind.

DIN 1054/4.3.4 setzt beim Nachweis der Grenzzustände GZ 1B und GZ 1C die ausreichende Duktilität des Gesamtsystems voraus. D.h. eine unschädliche Umlagerung von Kräften im Baugrund und im Bauwerk muss möglich sein. Im EC 7/2.4.1(11) wird in der Anmerkung darauf hingewiesen, dass viele Rechenmodelle auf der Annahme eines hinreichend duktilen Verhaltens des Systems Baugrund/Bauwerk basieren. Die Überprüfung der Richtigkeit dieser Annahme wird also in beiden Fällen gefordert, im EC 7 allerdings nur implizit.

5.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Im EC 7/2.4.8 und in DIN 1054/4.4 wird gefordert, dass zu vereinbarende Grenzwerte für einzuhaltende Verformungen bzw. Verschiebungen nicht überschritten werden. Erfolgt dieser Nachweis durch Berechnung, sind die Teilsicherheitsbeiwerte i. Allg. gleich 1,0 zu setzen.

Nach DIN 1054 dürfen die Nachweise außer durch Berechnung auch geführt werden

- durch Hinweis auf belegbare Erfahrung;
- ggf. durch Verwendung aufnehmbarer Sohlrücke nach Tabelle A.1 bis A.6 (Anhang A);
- oder der Beobachtungsmethode.

DIN 1054 lässt dem Anwender hier etwas mehr Spielraum. In keiner der beiden Normen ist allerdings vorgeschrieben, wie der rechnerische Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu erbringen ist.

5.2.4 Varianten der Nachweisführung

Laut DIN 1054/4.3.5 und EC 7/2.1(4) können die erforderlichen Nachweise der GZ geführt werden

- mit rechnerischen Verfahren,
- durch Anwendung von anerkannten Tabellenwerten
- und die Beobachtungsmethode.

EC 7 erlaubt außerdem die Untersuchung von Grenzzuständen mittels Modellversuchen und Probelastungen.

5.2.4.1 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen

In EC 7/2.4.1 finden sich einige interessante allgemeine Hinweise zur geotechnischen Bemessung auf Grund von Berechnungen, die in DIN 1054 nicht zu finden sind. Dies sind in gekürzter Form u.a.:

- (2) Die Kenntnis der Untergrundverhältnisse und die Überwachung der Bauarbeiten sind i. Allg. wichtiger für die Einhaltung der grundsätzlichen Anforderungen als die Genauigkeit der Rechenmodelle und Teilsicherheitsbeiwerte.
- (12) Numerische Verfahren können geeignet sein, die Verträglichkeit von Dehnungen oder die Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in einem Grenzzustand zu untersuchen, vorausgesetzt es kommen geeignete Stoffgesetze für die Baustoffe und den Baugrund zum Einsatz (15).
- (14) Bei verankerten oder ausgesteiften biegsamen Baugrubenwänden hängen Größe und Verteilung der Erddrücke, die Schnittkräfte und Biegemomente weitgehend von der Wandsteifigkeit, der Steifigkeit und Festigkeit des Bodens und vom Spannungszustand im Boden ab.

5.2.4.2 Beobachtungsmethode

Die Beobachtungsmethode, so wie sie im EC 7/2.7 beschrieben ist, ist aus unserer Sicht unzureichend und verdient den Namen kaum. Danach sind lediglich zulässige Grenzwerte

des Bauwerks (z.B. Verschiebungen) festzulegen und daraus ein Konzept für die notwendigen Messungen abzuleiten. Ferner ist ein Konzept für Gegenmaßnahmen zu entwickeln, die eingesetzt werden müssen, falls die Grenzwerte erreicht bzw. überschritten werden.

Ein wesentlicher Bestandteil der Beobachtungsmethode, entwickelt von Peck und Terzaghi, ist die rechnerische Prognose des mechanischen Verhaltens von Bauwerk und Baugrund. Diese Vorhersage der für die jeweilige Baumaßnahme relevanten Größen ist durch ein geeignetes Messprogramm regelmäßig zu überprüfen. Falls sich anfangs festgelegte geometrischen Vorgaben, Bodenkenngrößen oder sonstige Berechnungsannahmen während der Bauausführung als falsch oder unzureichend erweisen, ist das Prognose-Modell entsprechend anzupassen. Dadurch kann es notwendig werden, auch die vor Beginn der Bauarbeiten geplanten Gegenmaßnahmen zu ändern. Genau dieser wichtige Punkt fehlt im EC 7 im Gegensatz zur DIN 1054/4.5 vollständig.

5.2.5 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen

Beide Normen fordern, dass charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen aus den Ergebnissen von Labor- und Feldversuchen sowie vergleichbare Erfahrung zu bestimmen sind, so dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Berechnung auf der sicheren Seite liegen (DIN 1054/5.3.1(1) bzw. EC 7/2.4.5.2(1)+(2)). Ist der betrachtete Baugrundbereich groß, dürfen die charakteristischen Kenngrößen vorsichtige Schätzungen des Mittelwerts sein.

Sowohl nach DIN 1054 als auch nach EC 7 können charakteristische Kenngrößen untere Werte sein, die niedriger sind als die wahrscheinlichsten oder obere Werte, die darüber liegen (EC 7/2.4.5.2(5)). Nach DIN 1054/5.3.1(3) ist diese Unterscheidung vorgeschrieben, wenn sich bei der statistischen Auswertung der Ergebnisse von Labor- oder Feldversuchen für eine bestimmte Größe ein Variationskoeffizient $V > 0,1$ ergibt.

5.2.6 Bemessungswerte

5.2.6.1 Geotechnische Kenngrößen

Die Bemessungswerte von geotechnischen Kenngrößen werden in beiden Normen wie folgt abgeleitet:

$$X_d = X_k / \gamma_M. \quad (5.1)$$

Nach EC 7/2.4.6.2(1) können die Bemessungswerte auch direkt festgelegt werden. In DIN 1054 ist dies zwar nicht vorgesehen, doch bei bekanntem Teilsicherheitsbeiwert, ist es möglich, den charakteristischen Wert entsprechend festzulegen, falls dies physikalisch vertretbar ist.

5.2.6.2 Geometrische Vorgaben

EC 7/2.4.6.3 verlangt im Gegensatz zur DIN 1054 mit Bemessungswerten $a_d = a_k \pm \Delta a$ von geometrischen Vorgaben zu rechnen. Für den konkreten Fall von Stützbauwerken betrifft dies die Koten der Geländeoberflächen und ggf. die Wasserstandshöhen.

Nach EC 7/9.3.2.2(2) *sollte* bei Nachweisen des Grenzzustands der Tragfähigkeit, bei denen die Standsicherheit der Konstruktion vom Erdwiderstand vor dem Tragwerk abhängt, die Oberfläche des dazu herangezogenen Bodens um ein Maß Δa unter den erwarteten Nennwert abgesenkt werden. Während in EC 7/2.4.6.3 von einem Muss die Rede ist, handelt es sich hier um eine Option. Zusätzlich steht in EC 7/9.3.2.2(3), dass z.B. auch $\Delta a = 0$ angesetzt werden darf, wenn eine zuverlässige Kontrolle der Sohlentiefe während der Bauzeit vorgeschrieben ist.

Die Wasserstandshöhen betreffend sagt EC 7/9.3.2.3(1): „Die Wahl der Bemessungs- oder charakteristischen Werte für die freien und gespannten Wasserspiegelhöhen muss auf Grundlage der hydraulischen und hydrogeologischen Verhältnisse auf der Baustelle erfolgen.“ Diese Aussage ist einerseits trivial, andererseits ermöglicht sie eine sinnvolle Festlegung der Bemessungswerte im gemeinsamen Einvernehmen der Vertragspartner.

5.2.6.3 Einwirkungen

Nach EC 7/2.4.6.1(2) sind Bemessungswerte von Einwirkungen wie folgt festzulegen:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} \quad (5.2)$$

mit

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (5.3)$$

Geeignete Werte für ψ sind nach EC 7/2.4.6.1(3) EN 1990:2002 zu entnehmen. Dort findet man $\psi = 1,0$ (EN 1990:2002/6.3.2(2)). Somit ergibt sich bei der Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte zur Bestimmung von Bemessungswerten von Einwirkungen kein Unterschied zu Gl.(2) in DIN 1054/6.4.1(2):

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f. \quad (5.4)$$

5.2.6.4 Beanspruchungen

Bemessungswerte von Beanspruchungen sind nach EC 7/2.4.7.3.2(1) so zu ermitteln, dass die Teilsicherheitsbeiwerte entweder auf die Einwirkungen (F_{rep}) oder die Beanspruchungen (E) angewendet werden:

$$E_d = E(\gamma_f F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (5.5)$$

oder

$$E_d = \gamma_E \cdot E(F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (5.6)$$

Falls eine Bemessungssituation bei der Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die geotechnischen Einwirkungen (wie Erd- und Wasserdrücke) zu unvernünftigen oder unphysikalischen Bemessungswerten führt, sollen die Teilsicherheitsbeiwerte auf die aus den Repräsentativwerten abgeleiteten Beanspruchungen angewendet werden (EC 7/2.4.7.3.2(2)).

DIN 1054/6.4.1(3) macht es dem Anwender einfacher. Dort findet man analog zur Bestimmung der Bemessungseinwirkungen lediglich

$$E_d = E_k \cdot \gamma_f. \quad (5.7)$$

5.2.6.5 Widerstände

Bei der Bestimmung der Bemessungswiderstände (R_d) gibt es nach EC 7/2.4.7.3.3(1) drei Möglichkeiten:

$$R_d = R(\gamma_f \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (5.8)$$

oder

$$R_d = R(\gamma_f \cdot F_{rep}; X_k; a_d) / \gamma_R \quad (5.9)$$

oder

$$R_d = R(\gamma_f \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) / \gamma_R. \quad (5.10)$$

Es gilt $\gamma_F = 1,0$ falls bei der Bemessung die Beanspruchungen faktorisiert werden.

Wie bei den Einwirkungen und Beanspruchungen heißt es in DIN 1054/6.4.2(2) einfach

$$R_d = R_k / \gamma_R. \quad (5.11)$$

5.2.7 Bemessungssituationen bei geotechnischen Bauwerken

Die Konzepte, die Bemessungen nach den beiden betrachteten Regelwerken zu Grunde liegen, sind unterschiedlich. Sie werden im Folgenden kurz zusammengefasst und anschließend die Teilsicherheitsbeiwerte tabellarisch gegenübergestellt, die sich für die jeweiligen Bemessungssituationen nach EC 7 und DIN 1054 ergeben. Dabei werden hier nur die GZ *GEO* und *STR* nach EC 7 bzw. GZ 1B und GZ 1C nach DIN 1054 betrachtet.

5.2.7.1 EC 7

In EC 7/2.4.7.3.4 werden drei alternative so genannte Nachweisverfahren vorgestellt, die sich dadurch unterscheiden, wie verschieden Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten (A1 u. A2 für Einwirkungen u. Beanspruchungen, M1 u. M2 für Baugrundkenngrößen und R1 bis R4 für Widerstände) miteinander zu kombinieren sind.

Nachweisverfahren 1: Bei diesem Nachweisverfahren sind zwei Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten zu untersuchen:

Kombination 1: $A1 + M1 + R1$

Kombination 2: $A2 + M2 + R1$

Bei der Bemessung von axial belasteten Pfählen oder Ankern lautet

Kombination 2: $A2 + (M1 \text{ oder } M2) + R4.$

wobei die Werte *M1* auf die Pfahl- und Ankerwiderstände anzuwenden sind und die Werte *M2* auf ungünstige Einwirkungen auf Pfähle z.B. infolge negativer Mantelreibung oder Querbelastung.

Falls eine Kombination erkennbar am ungünstigsten ist, brauchen die anderen nicht nachgewiesen zu werden.

Nachweisverfahren 2: Es ist nachzuweisen, dass ein Grenzzustand oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

$$\text{Kombination: } A1 + M1 + R2.$$

Nachweisverfahren 3: Es ist nachzuweisen, dass ein Grenzzustand oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

$$\text{Kombination: } (A1^* \text{ oder } A2^{**}) + M2 + R3.$$

* bei Einwirkungen aus dem Tragwerk

** bei geotechnischen Einwirkungen

5.2.7.2 DIN 1054

DIN 1054/6.3 unterscheidet jeweils drei Einwirkungskombinationen (EK) und Sicherheitsklassen (SK).

Regel-Kombination EK 1: Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.

Seltene Kombination EK 2: Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.

Außergewöhnliche Kombination EK 3: Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Katastrophen und Unfällen.

Zustände der Sicherheitsklasse SK1: Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.

Zustände der Sicherheitsklasse SK2: Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.

Zustände der Sicherheitsklasse SK3: Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.

Aus Kombinationen der Sicherheitsklassen und Einwirkungskombinationen ergeben sich nach DIN 1054 drei unterschiedliche Lastfälle:

Lastfall LF 1: EK 1 in Verbindung mit SK 1

Lastfall LF 2: EK 2 in Verbindung mit SK 1

Lastfall LF 3: EK 3 in Verbindung mit SK 2 bzw. EK 2 in Verbindung mit SK 3

Für diese drei Lastfälle sind für den Grenzzustand GZ 1 Teilsicherheitsbeiwerte in den Tabellen 2 und 3 (DIN 1054/6.4) angegeben. Durch die geschilderte Zusammenfassung der EK und SK zu Lastfällen gestaltet sich die Arbeit mit DIN 1054 einfacher und schneller, als dies bei Anwendung des EC 7 der Fall ist.

5.2.7.3 Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte

Beschreibung	Beiwert	EC 7				DIN 1054	
		NV 1 K1	NV 1 K2	NV 2	NV 3	GZ 1B (LF 1)	GZ 1C (LF 1)
Einwirkungen							
ständig (ungünstig / günstig)	γ_G	1,35/1,00	1,00/1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
ungünstig, veränderlich	γ_Q	1,50	1,30/0,00	1,50	1,00	1,50	1,30
Scherfestigkeit							
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25
Kohäsion c' (dräniert)	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25
Scherfestigkeit c_u (undräniert)	γ_{c_u}	1,00	1,40	1,00	1,40	1,00	1,25
Widerstände							
Anker-Verpresskörper	$\gamma_{a;t}/\gamma_A$	1,10	1,10	1,10	1,00	1,10	1,10
Erdwiderstand	$\gamma_{R;e}/\gamma_{Ep}$	1,00	1,00	1,40/1,10 ⁽¹⁾	1,00	1,40	1,00

Tab. 5.1: Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte nach EC 7 und DIN 1054.

Aus dem Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte in Tab. 5.1 erkennt man, dass das Nachweisverfahren 2 (NV 2) nach EC 7 GZ 1B (LF 1) nach DIN 1054 und bis auf γ_{c_u} Nachweisverfahren 1/Kombination 2 (NV 1/K 2) GZ 1C (LF 1) entspricht.

¹Der erste Wert gilt für die Bemessung der Wand, der zweite für den Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch.

EC 7 und DIN 1054 stimmen die Teilsicherheitsbeiwerte betreffend gut überein. Die Bemessung von Baugruben nach DIN 1054 bringt allerdings wirtschaftliche Vorteile mit sich: Eine Baugrube darf – mit Ausnahme von Steifen – für Lastfall LF 2 bemessen werden, für den niedrigere als die o.g. Teilsicherheitsbeiwerte gelten und sich dementsprechend geringer Abmessungen für Bauteile und Erdwiderlager ergeben.

5.3 Verankerungen mit Verpressankern

Beide Normen verweisen in den entsprechenden Abschnitten (EC 7/8, DIN 1054/9) auf EN 1537:1999 („Verpressanker“). Einen Unterschied gibt es allerdings bei der Festlegung des Herausziehwidestands. DIN 1054/9.4.1(1) fordert eine Festlegung auf der Grundlage von mindestens drei Eignungsprüfungen, die unter gleichartigen Ausführungsbedingungen wie die Bauwerksanker auszuführen sind.

Im EC 7/8.5.1(2) heißt es lediglich: „Die Bemessungswerte des Herausziehwidestands dürfen auf Grund der Ergebnisse von Ankerversuchen oder durch Berechnung bestimmt werden.“ Im Anhang D finden sich einige allgemeine Hinweise, ergänzende Angaben zu Festlegung des Herausziehwidestands allerdings nicht.

5.4 Stützbauwerke

5.4.1 Allgemeines

Die in DIN 1054 ausdrücklich geforderte, zumindest eingeschränkte Duktilität des Gesamtsystems findet sich im EC 7 nicht in dieser Form. Allerdings *sollten* nach EC 7/9.4.1(4) Stützbauwerke so weit wie möglich „so gestaltet werden, dass sich ein Grenzzustand deutlich ankündigt. Der Entwurf sollte Schutz gegen einen Sprödbbruch bieten, z.B. einen plötzlichen Einsturz ohne auffallende vorausgehende Verformungen.“

5.4.2 Erddruck

In DIN 1054/10.3.1 finden sich einige allgemeine Hinweise darauf, was bei der Bestimmung des Erddrucks zu beachten ist. So wird u.a. darauf hingewiesen, dass Bodenreaktionen infolge Bewegungen des Bauwerks oder von Teilen davon größer sein können als der aktive Erddruck bzw. der Erdruhedruck und maximal die Größe des Erdwiderstandes erreichen (DIN 1054/10.3.1(5)). (Die durchgeführten Berechnungen, deren Ergebnisse

in Tab. 4.1 zusammengefasst sind, bestätigen dies.) Berechnungsverfahren werden nicht genannt, stattdessen auf DIN 4085 („Baugrund, Berechnung des Erddrucks“) und die Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU) bzw. des Arbeitskreises Baugruben (EAB) verwiesen.

Im EC 7/9.5.3(3) werden vergleichbare allgemeine Aussagen gemacht wie in DIN 1054. Im informativen Anhang C befinden sich zahlreiche Diagramme zur Bestimmung der Erddruckbeiwerte. Außerdem werden einige Werte von unterschiedlichen Relativbewegungen zwischen Wand und Baugrund genannt, die zu Grenzwerten der Erddrücke führen. Alternativ können Erddrücke nach verschiedenen empirischen Regeln, Bettungsmodulverfahren oder der Methode der finiten Elemente berechnet werden (EC 7/9.5.4(2)).

Berechnungsverfahren, bei denen der Erddruck entsprechend den Relativverschiebungen und Steifigkeiten des Bodens und der Bauteile umverteilt wird, sind zulässig (EC 7/9.7.1(5)). Damit ist die Verwendung von Erddruckfiguren nach EAB bzw. die Anwendung von Berechnungsverfahren gemäß DIN 4085 auch im Rahmen des EC 7 möglich.

5.4.3 Nachweis der Tragfähigkeit

Die laut den beiden Normen für den Nachweis ausreichender Tragfähigkeit zu führenden Nachweise unterscheiden sich nicht. Die nachfolgend aufgeführte Liste entspricht der Nomenklatur der DIN 1054, die die einzelnen Versagensmechanismen recht ausführlich beschreibt. In Klammer ist zum Vergleich jeweils das entsprechende Bild nach EC 7 zugeordnet, wo auf eine Beschreibung weitgehend verzichtet wurde. Zu untersuchen sind je nach Konstruktion die Sicherheiten gegen

- Grundbruch und Gleiten (B9.2),
- Versagen des Erdwiderlagers (B9.3),
- Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten und Ankerwänden (B9.6c),
- Versagen der Lastübertragung durch Zugpfähle bzw. Ankerverpresskörper (B9.6a),
- Versinken von Bauteilen (B9.4),
- Versagen in der tiefen Gleitfuge (B9.6b),
- Materialversagen von Bauteilen (B9.5),
- Verlust der Gesamtstandsicherheit (B9.1),

- Aufschwimmen und
- hydraulischen Grundbruch.

Die beiden letzten Punkte sind durch EC 7 Abschnitt 10 („Hydraulisch verursachtes Versagen“) abgedeckt.

5.4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die allgemeinen Aussagen der beiden Normen (s. Kap. 5.2.3) werden auch in DIN 1054/10.7 („Nachweis der Gebrauchstauglichkeit“) und EC 7/9.8 („Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“) nicht nennenswert bzw. überhaupt nicht präzisiert.

5.5 Beispiel

5.5.1 Charakteristische Kenngrößen

5.5.1.1 Charakteristische Bodenkennwerte

Den durchgeführten und im Folgenden vorgestellten Berechnungen liegen die in Tab. 5.3 zusammengefassten charakteristische Bodenkenngrößen zu Grunde. Es wurde dabei ungefähr der Mittelwert aus Peakreibungswinkel aus Triaxialversuchen (Tab. 5.2) und dem kritischen Reibungswinkel aus Rahmenscherversuchen (Tab.3.1) gewählt.

Schicht	φ_p [°]	p_s [kN/m ²]	e	D_p
A	39,2	214	0,49	0,57
B	42,4	238	0,51	0,78
C	42,1	236	0,56	0,72

Tab. 5.2: Peakreibungswinkel und die zugehörigen Zustandsgrößen [5] (p_s = mittlerer Druck, D_p = druckbereinigte relative Lagerungsdichte).

5.5.1.2 Charakteristischer Herauszieh Widerstand der Anker

Aus der Extrapolation des Verlaufs der Kraft-Verschiebungskurven (s. Abb. 3.2) bzw. nach [8] wird ein charakteristischer Herauszieh Widerstand $A_{R,k} = 1300$ kN angenommen.

Kennwert	Boden		
	A	B	C
φ_k	37°		
c	0		
γ/kNm^{-3}	18	—	
γ'/kNm^{-3}	—	10	11

Tab. 5.3: Charakteristische Bodenkennwerte

5.5.2 Weitere Berechnungsgrundlagen und -annahmen

Alle geometrischen Vorgaben sind Nennwerte, d.h. es gilt $\Delta a = 0$. Dies ist unter den in Abschnitt 5.2.6.2 genannten Bedingungen auch im Rahmen einer Berechnung nach EC 7 zulässig. Die angegebenen Werte wurden für einen Zwischenbauzustand berechnet, bei dem sich die Baugruben Sohle bei $z = -12,20$ m befand. Bei $z = -14,00$ m befand sich der Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube, bei $z = -3,00$ m außerhalb. Die Spundwand reichte bis in eine Tiefe von 21,30 m.

Für den Wandreibungswinkel wurde $\delta = 0$ angenommen. Die Wand stand senkrecht ($\alpha = 0$), das Gelände inner- und außerhalb der Baugrube war horizontal ($\beta = 0$). Die Berechnung des aktiven bzw. passiven Erddruckbeiwerts vereinfachte sich damit zu:

$$K_{ah} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{bzw.} \quad (5.12)$$

$$K_{ph} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (5.13)$$

Alternativ hätten auch die Diagramme nach EC 7/Anhang C bzw. DIN 4085:2001-09 verwendet werden können. Das Ziel der hier durchgeführten Berechnungen ist allerdings nur der Vergleich der oben beschriebenen Nachweisverfahren. Dazu werden im Folgenden die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte bei der Berechnung des Bemessungserd- bzw. -wasserdrucks (Einwirkungen) bzw. der aufnehmbaren Horizontal-Kraft des Erdauflegers und dem Herausziehwiderstand der Anker (Widerstände) angewendet. Es werden keine Schnittgrößen oder Auflager-Reaktionen berechnet, da deren Größe vom *angenommenen* statischen System abhängt:

Da es sich bei einer mehrfach gestützten Wand um ein statisch unbestimmtes System handelt, sind kinematischen Annahmen nötig, um die resultierenden Schnittgrößen und Auflagerreaktionen berechnen zu können. Dabei gibt es verschiedene Ansätze, die zu

unterschiedlichen Ergebnissen führen. Goldscheider [2] beschreibt die unterschiedlichen Ansätze und stellt fest, dass sich statisch unbestimmte Tragwerke aus Boden und Wand unabhängig von den getroffenen Annahmen „gutmütig“ verhalten. Er schreibt weiterhin: „Kennt man die Randbedingungen der Biegelinie nicht, so könnte man, statt diese anzunehmen, ebenso gut direkt eine statisch mögliche Verteilung der Ankerkräfte annehmen.“

Die Ergebnisse, die von kommerziellen Programmen für die Berechnung von Stützkonstruktionen geliefert werden, sind dementsprechend mit äußerster Vorsicht zu genießen. (Im Anhang A wurden die charakteristischen Auflagerreaktionen (Ankerkräfte u. Erdauflager) für den Fall des „freien Fußendes“ und „volle Einspannung des Wandfußes“ mit dem kommerziellen Programm QWALLS durchgeführt.)

5.5.3 Bemessungseinwirkungen und -widerstände

Exemplarisch sei hier die Berechnung der charakteristischen horizontalen Erddruckkraft aus Bodeneigengewicht, der Wasserdruck-Kraft und der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft des Erdwiderlagers vorgeführt:

Charakteristischer Reibungswinkel $\varphi'_k = 37^\circ$	
Wandneigung	$\alpha = 0$
Neigung Gelände	$\beta = 0$
Wandreibungswinkels	$\delta = 0$

$$\Rightarrow K_{ah} = 0,249 \quad \text{bzw.} \quad K_{ph} = 4,02$$

Erddruck:

$$z = -3,0 \text{ m: } e_{agh,k} = \gamma_k \cdot K_{ah} \cdot z = 18 \cdot 0,249 \cdot 3 = 13,5 \text{ kPa}$$

$$z = -12,2 \text{ m: } e_{agh,k} = 13,5 + \gamma'_k \cdot K_{ah} \cdot \Delta z = 13,5 + 10 \cdot 0,249 \cdot 9,2 = 36,4 \text{ kPa}$$

$$z = -21,3 \text{ m: } e_{agh,k} = 36,4 + 11 \cdot 0,249 \cdot 9,1 = 56,4 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow E_{agh,k} = 672 \text{ kN/m.}$$

Wasserdruck:

$$\begin{aligned} F_w &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot 11,0^2 + 11,0 \cdot \gamma_w \cdot 7,3 \\ &= 1408 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Erdauflager:

$$\begin{aligned}
 E_{ph,k} &= \frac{1}{2} \cdot K_{ph} \cdot [\gamma_k \cdot 1,8^2 + 7,3 \cdot (2 \cdot \gamma_k \cdot 1,8 + \gamma'_k \cdot 7,3)] \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 4,02 \cdot [18 \cdot 1,8^2 + 7,3 \cdot (2 \cdot 18,0 \cdot 1,8 + 11,0 \cdot 7,3)] \\
 &= 2247 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Für $\varphi'_d = \arctg(\tg(\varphi'_k)/(\gamma_{\varphi'} = 1,25)) = 31^\circ$ ergeben sich $E_{agh,d} = 891 \text{ kN/m}$ und $E_{ph,d} = 1744 \text{ kN/m}$.

In der nachfolgenden Auflistung sind jeweils nur die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma \neq 1,0$ genannt. (Da keine veränderlichen Einwirkungen betrachtet wurden, erscheint γ_Q nicht.)

EC 7: Nachweisverfahren 1 / Kombination 1: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_{a;t} = 1,10$

$$\text{Beanspruchung } E_d = \gamma_G \cdot (E_{agh;k} + F_{w;k}) = 1,35 \cdot (672 + 1408) = 2808 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{e;d} = E_{ph,k} = 2247 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{a;d} = A_k/\gamma_{a;t} = 1182 \text{ kN/m}$$

EC 7: Nachweisverfahren 1 / Kombination 2 bzw. DIN 1054: GZ 1C (LF1):

$$\gamma_{\varphi'} = 1,25, \gamma_{a;t} = 1,10$$

$$\text{Beanspruchung } E_d = (E_{agh;d} + F_{w;k}) = 2299 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{e;d} = E_{ph,d} = 1744 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{a;d} = A_k/\gamma_{a;t} = 1182 \text{ kN/m}$$

EC 7: Nachweisverfahren 2 bzw. DIN 1054: GZ 1B (LF1):

$$\gamma_G = 1,35, \gamma_{a;t} = 1,10, \gamma_{R;e} = 1,40$$

$$\text{Beanspruchung } E_d = \gamma_G \cdot (E_{agh;k} + F_{w;k}) = 1,35 \cdot (672 + 1408) = 2808 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{e;d} = E_{ph,k}/\gamma_{R;e} = 1605 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{a;d} = A_k/\gamma_{a;t} = 1182 \text{ kN/m}$$

EC 7: Nachweisverfahren 3: $\gamma_{\varphi'} = 1,25$

$$\text{Beanspruchung } E_d = (E_{agh;d} + F_{w;k}) = 2299 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{e;d} = E_{ph,k} = 1744 \text{ kN/m}$$

$$\text{Widerstand } R_{a;d} = A_k = 1300 \text{ kN/m}$$

5.5.4 Nachweis der ausreichenden Sicherheit des Erdauflegers und der Anker gegen Herausziehen

Die im vorangegangenen Abschnitt ermittelten Bemessungseinwirkungen aus Erd- und Wasserdruck müssten nach den beiden Normen Eingang in eine statische Berechnung finden, die als Ergebnis Auflagerreaktionen (Erdaufleger und Ankerkräfte) liefern würde. Wie in Kap. 5.5.2 erläutert, ist dieses Ergebnis von der Wahl des unbekanntes statischen Systems abhängig. Deshalb werden an dieser Stelle die Werte, die sich aus der FE-Berechnung für den Grenzzustand ergeben als charakteristische Einwirkungen herangezogen (s. Abb. 4.3e). Der Nachweis erfolgt für GZ 1B (DIN) bzw. NV 2 (EC 7).

$$\begin{aligned} \max A_k &= 850 \text{ kN} \\ A_d &= \gamma_G \cdot A_k = 1,35 \cdot 850 = 1148 \text{ kN} \\ R_{a;d} &= 1182 \text{ kN} \geq A_d = 1148 \text{ kN} \\ \\ B_{h,k} &= 1455 \text{ kN/m} \\ B_{h,d} &= \gamma_G \cdot B_{h,k} = 1,35 \cdot 1455 = 1964 \text{ kN} \\ R_{e;d} &= 1605 \text{ kN} \leq B_{h,d} = 1964 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Wie zu erwarten, konnte die Sicherheit des Erdwiderlagers nicht nachgewiesen werden, da mit Einwirkungen gerechnet wurde, die sich bei der FE-Berechnung beim Versagen des Systems ergaben.

5.5.5 Nachweis der ausreichenden Ankerlänge

Die Berechnung der Standsicherheit für die tiefe Gleitfuge erfolgt nach DIN 1054 für den Grenzzustand GZ 1B. Einzelheiten zum Nachweisverfahren werden nicht genannt, stattdessen auf die EAU und EAB verwiesen. Der in DIN 1054 geforderte Nachweis für GZ 1B steht allerdings im Widerspruch zur EAU und auch zur DIN 4084:2002-03 („Baugrund — Geländebruchberechnung“). Dort wird jeweils der Nachweis für den Grenzzustand GZ 1C gefordert.

Da der Nachweis für die Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge im EC 7 außer durch Bild 9.6b nicht weiter konkretisiert ist und das Nachweisverfahren gewählt werden kann, kann er im Rahmen des EC 7 auf die gleiche Weise geführt werden wie nach DIN 1054 bzw. EAU und EAB.

5.5.6 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

An dieser Stelle wird nach dem Verfahren der Starrkörper-Bruchmechanismen [3] die Sicherheit des Gesamtsystems nachgewiesen. Untersucht wurde dabei der Bruchmechanismus, der sich aus der Finite-Elemente-Berechnung ergab (s. Abb. 5.2).

Für diesen Mechanismus wurde unter der Voraussetzung, dass sich in den Scherfugen der mobilisierte Reibungswinkel gleichmäßig entwickelt, der für Grenzgleichgewicht notwendige Wert zu $\bar{\varphi}_{mob} = 32^\circ \approx \varphi'_d = 31^\circ$ bestimmt (s. Abb. 5.3). Dazu wurde der Reibungswinkel so variiert, bis für die Zusatzkraft $\Delta T \approx 0$ galt und damit Grenzgleichgewicht herrschte.

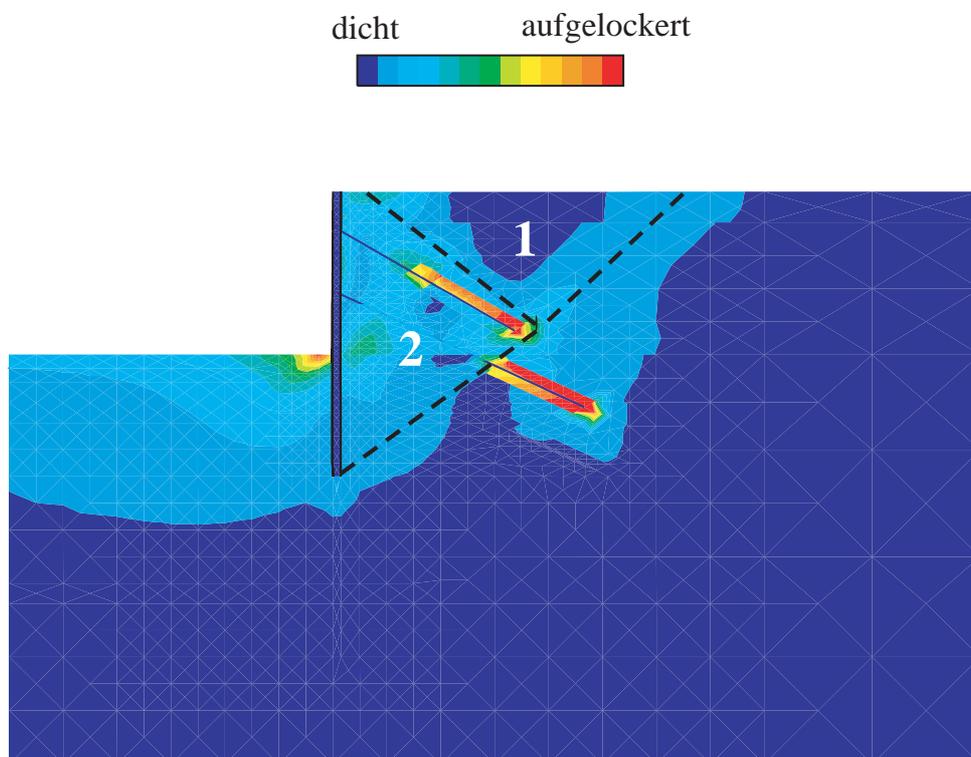


Abb. 5.2: Bruchmechanismus aus FE-Berechnung.

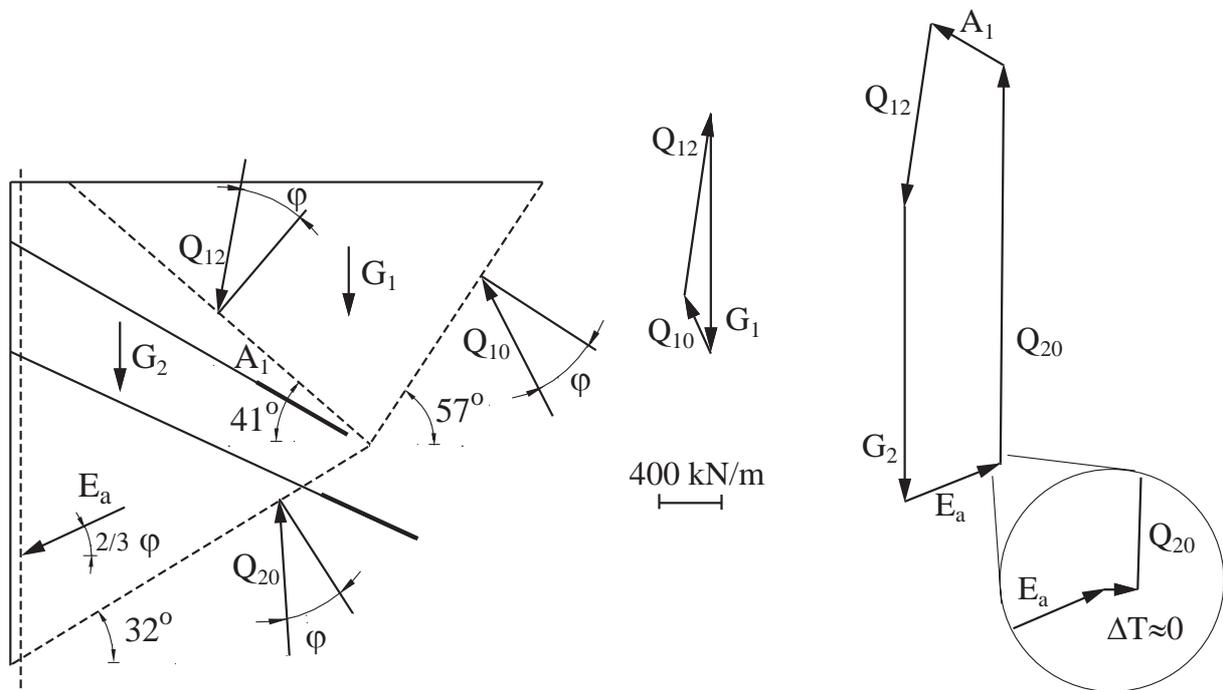


Abb. 5.3: Idealisierter Bruchmechanismus aus FE-Berechnung samt Krafteck.

5.5.7 Zusammenfassung

Untersucht wurde eine in Berlin ausgeführte Schlitzwand mit drei Ankerlagen und einer biegeweichen Dichtwand darunter bis zu einer Weichgel- und Zementsuspensionssohle. Der überwiegend sandige Baugrund wurde gemäß DIN 4020 erkundet, in einem Querschnitt der verglichen mit der Tiefe langen Wand wurden Wand- und Bodenverschiebungen sowie Ankerkräfte gemessen. Mit unserem hypoplastischen Rechenmodell ergeben sich, ohne nachträgliche Anpassung von Kenngrößen, die beim Ausheben mit Verankern gemessenen Verschiebungen zutreffend, die auf eine Lage umgerechneten Herausziehkennlinien der Anker und Ankerkräfte ebenfalls. Das somit validierte Rechenmodell kann daher zur Simulation von Versagensszenarien sowie zur Durchführung und Beurteilung von Sicherheitsnachweisen verwendet werden.

Realistische Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ 1 nach DIN 1054) wurden durch Verringerung der Dichte entlang den Ankern generiert. Das kann vorkommen und muss beim Anspannen nicht offenbar werden. Mit zwei Ankerlagen und Aushub ohne Einbau der dritten ergeben sich dann annähernd zwei Gleitkeile hinter der Wand und diffuse Scherbereiche vor dem Wandfuß. Die mobilisierten Reibungswinkel sind ungleichmäßig verteilt, die Verteilung der Erddrücke und Erdwiderstände kommen den empirischen Ansätzen der EAB nahe. Mit einem charakteristischem einheitlichen Reibungswinkel $\varphi_k = 37^\circ$ ergeben sich nach DIN 1054 für die obigen beiden GZ1 annähernd die geforderten Sicherheiten des Erdwiderlagers, der Ankerlagen bezüglich Herausziehen und des Gesamtsystems mit tiefer Gleitfläche, letzteres besser mit DIN 4084. Ausschlaggebend ist die Festlegung von φ_k , dafür können auch zonenweise verschiedene Werte angemessen sein. Nach EC 7 kann man die gleichen Sicherheiten erhalten, wenn man den mehrdeutigen Text passend interpretiert. Für den Bauzustand mit nur einer Ankerlage mit aufgelockert angenommenem benachbarten Boden ergeben sich keine Mechanismen mit erkennbaren Gleitkörpern, da die Wand nicht bis zum Fuß nachgibt. Konventionelle Berechnungen mit einer Querkraft an einem angenommenen Gelenk ergeben beliebige Sicherheiten und sind daher entbehrlich. Mit dem gängigen Programm QWALLS ergeben sich für GZ 1 beliebige Sicherheiten und für GZ 2 unrealistische Verformungen.

Für derartige Stützkonstruktionen wird daher Folgendes empfohlen. Nachweise GZ1 nach DIN 1054 sind notwendig und hinreichend, wenn durch Verformungsbetrachtungen gezeigt ist, dass

- die verwendete statische oder kinematische Methode realistisch ist und
- die charakteristischen Werte des Reibungswinkels und des Ankerreihen-Herausziehwidestands angemessen sind,

- das Gesamtsystem hinreichend duktil ist.

Eine Präzisierung des EC 7 durch die DIN 1054 ist notwendig. Die für den Nachweis GZ 2 benötigten Verformungen ergeben sich mit DIN 1054 oder EC 7 gar nicht, mit QWALLS unzutreffend und mit Hypoplastizität realistisch. Andere hier nicht verwendete Rechenverfahren ergeben zutreffende Verformungen nur mit nachträglicher Anpassung von Kenngrößen.

Literaturverzeichnis

- [1] GÄSSLER, Günter: *Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, Diss., 1987. – Heft 108
- [2] GOLDSCHIEDER, M.: Beispiel der Geländebruchsicherheit für eine 2-fach verankerte und im Boden gelenkig aufgelagerte Baugrubenwand. In: DIN, Deutsches Institut für Normung e. (Hrsg.): *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik: Beispiele*. Berlin, Wien, Zürich : Beuth, 1997. – ISBN 3-410-13826-9, S. 178-236
- [3] GOLDSCHIEDER, M. ; KOLYMBAS, D.: Berechnung der Standsicherheit mehrfach verankerter Stützwände. In: *Geotechnik* 4 (1980), S. 156-164
- [4] HERLE, I.: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, Diss., 1997. – Heft 142
- [5] MAYER, P.-M.: *Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, Diss., 2000
- [6] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. In: *Mech. Cohes.-Fric. Mater.* 4 (1997), Nr. 2
- [7] NÜBEL, K. ; WEITBRECHT, V.: Visualization of Localization in Grain Skeletons with Particle Image Velocimetry. In: *submitted* (2001)
- [8] OSTERMAYER, H.: Verpressanker. In: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): *Grundbautaschenbuch (Teil 2)*. Ernst & Sohn, 1991
- [9] WOLFFERSDORFF, P.A. v.: A hypoplastic relation for granular materials with a pre-defined limit state surface. In: *Mech. Cohes.-Fric. Mater.* 1 (1996), S. 251-271

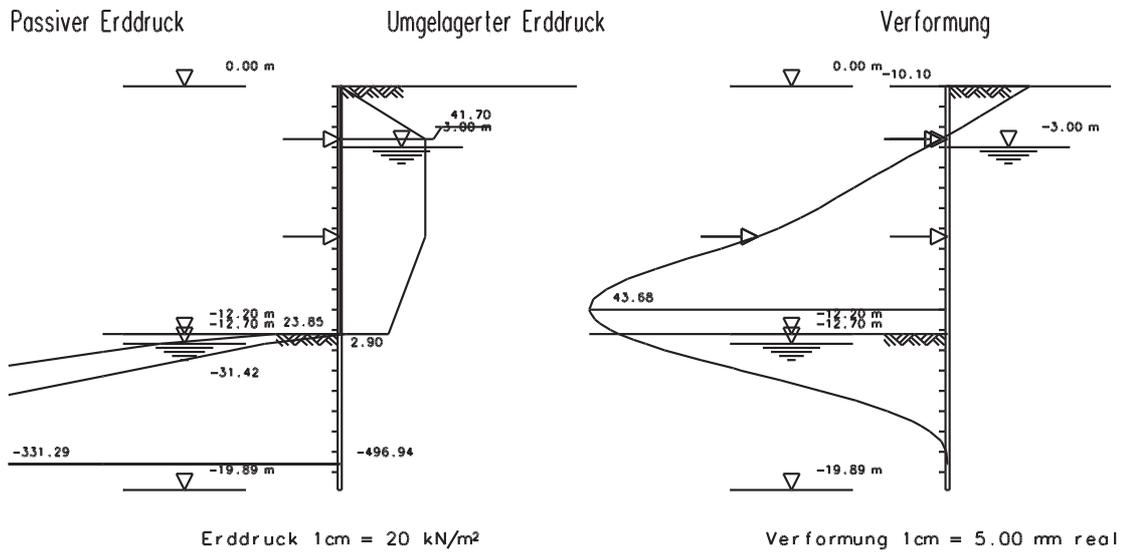
Anhang A

QWALLS-Berechnung

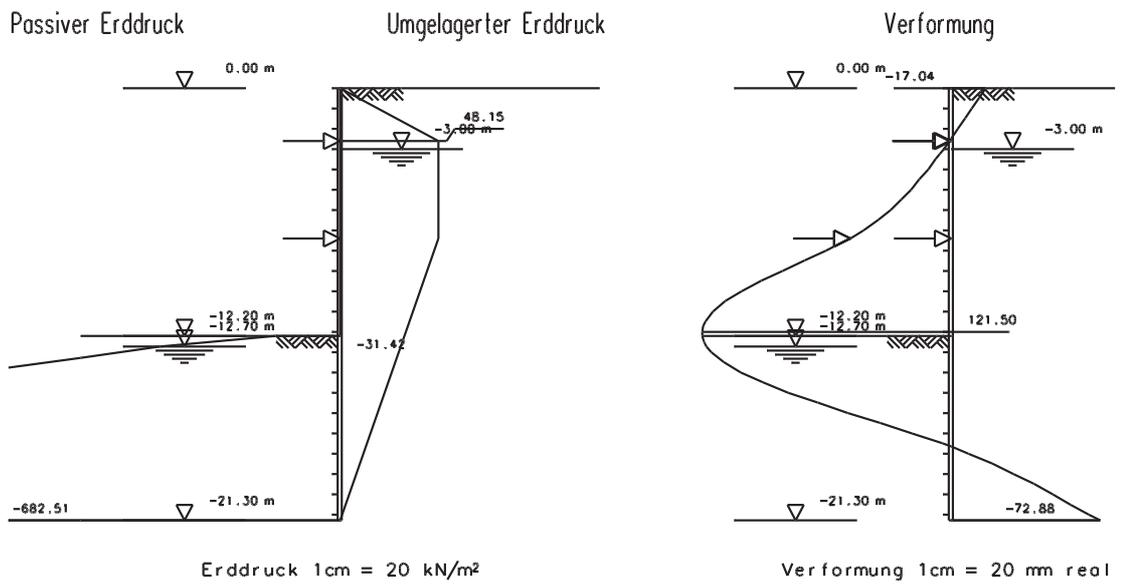
Es wurden zwei exemplarische Berechnungen des untersuchten Bauzustands durchgeführt. Dabei wurde von

- (a) einer vollen Einspannung des Wandfußes bzw.
- (b) einem freien Fußende

ausgegangen. Die Anker waren als elastische Federn idealisiert, deren Steifigkeiten entsprechend den Querschnittsflächen des Ankerstahls, der Freispiellängen und Ankerabstände berechnet wurden. Der aktive Erddruck wurde entsprechend EB 70-2b in beiden Fällen trapezförmig umgelagert. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm QWALLS. Die resultierenden Auflagerreaktionen sind in Tab. A.1 zusammengefasst, die zugrundeliegenden Erddruckfiguren und die sich daraus ergebenden Verschiebungen sind in Abb. A.1 dargestellt. Inwieweit die Ergebnisse einer solchen Berechnung etwas mit der Realität zu tun haben, hängt vom Fachwissen und vor allem der Erfahrung des Anwenders ab. Durch Änderung des unbekanntes Grads der Einspannung sowie der angenommenen Erddruckfigur und Art der Überlagerung des aktiven mit dem passiven Erddruck lassen sich beliebig viele, teilweise recht unterschiedliche Ergebnisse erzielen. Eine zuverlässige Prognose, wie sie in Kapitel 3 vorgestellt wurde, ist mit solchen Programmen nie möglich auch wenn man den Anwender anderes glauben machen mag.



(a)



(b)

Abb. A.1: QWALLS-Berechnung: Erddruckfiguren und resultierende Verschiebungen.

		Einspannung	Fußende frei
Ankerkraft	$A_{k,1} =$	135 kN/m	93 kN/m
Ankerkraft	$A_{k,2} =$	578 kN/m	859 kN/m
Erdaufleger	$U_{gh,k} =$	1173 kN/m	981 kN/m

Tab. A.1: Auflagerreaktionen aus QWALLS-Berechnung.