

INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
Technische Universität Dresden



Mitteilungen
Heft 4

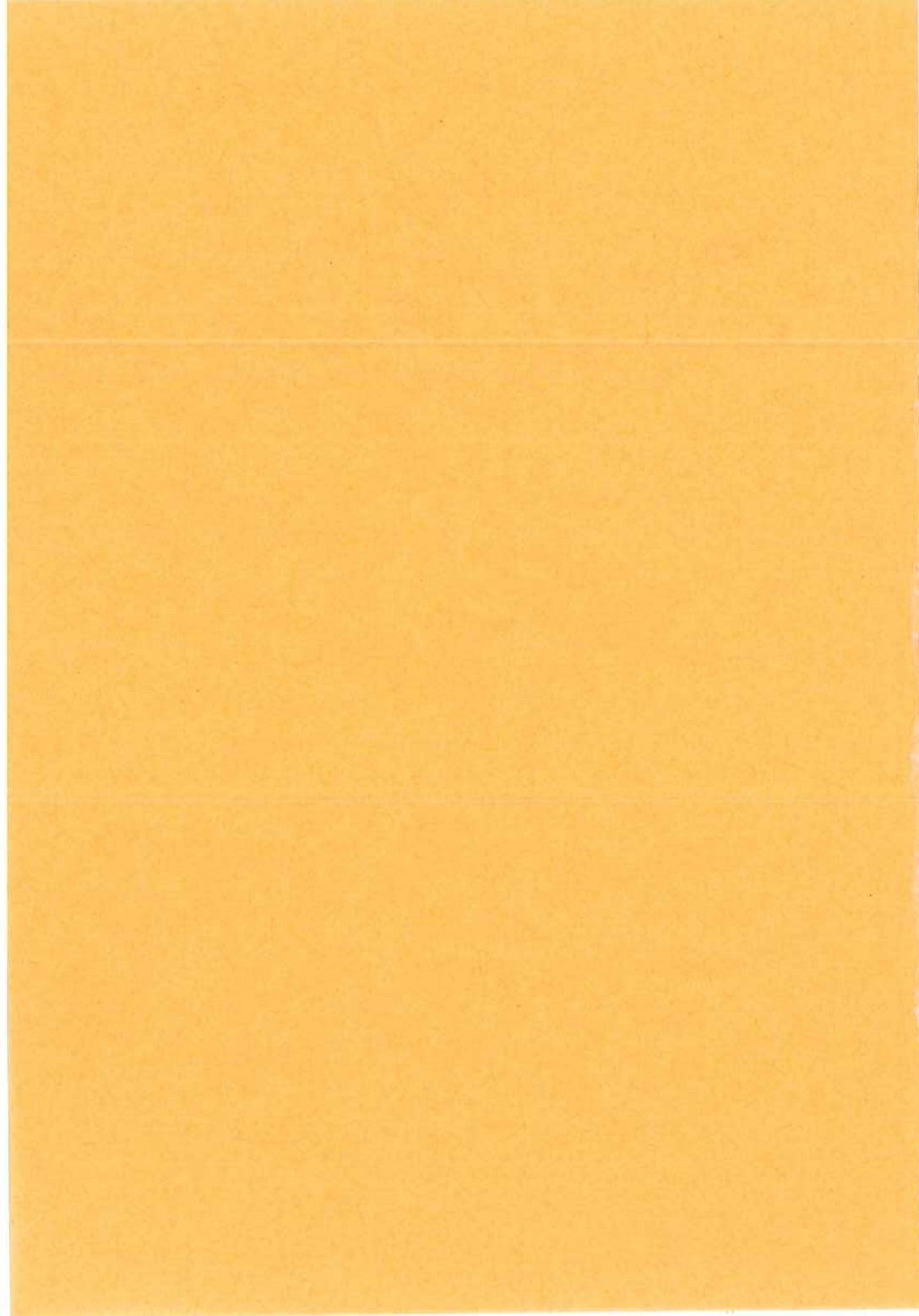
OHDE-Kolloquium 1997

Gemeinsame Veranstaltung des
Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden
und der Außenstelle Berlin der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe

Vorträge

Dresden 1997

ISSN 1434-3053



Mitteilungen
Heft 4

OHDE-Kolloquium 1997

Gemeinsame Veranstaltung des
Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden
und der Außenstelle Berlin der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe

Vorträge

Dresden 1997

ISSN 1434-3053

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. D. Franke

© Institut für Geotechnik - TU Dresden - 1997

Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.

Briefanschrift:

Institut für Geotechnik

TU Dresden

01062 Dresden

Besucheradresse:

Neuffer-Bau; George - Bähr - Str. 1

01069 Dresden

Telefon: 0351/ 463 4248

Fax: 0351/ 463 4131

Vorwort

Das Ohde-Kolloquium 1997 fand im Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden statt und diente wieder in erster Linie der gegenseitigen Information forschender Institutionen. Angehörige sechs deutscher und einer österreichischen Universität waren die Referenten. Die Hauptthemen waren den DFG-geförderten Forschungsschwerpunkten des Veranstalters gewidmet. So standen Fragen zum Erddruck und der Berechnung von Stützkonstruktionen, Böschungen und Geländesprüngen sowie der Stoffeigenschaften von Böden, zu deren Ermittlung und sinnvollen Nutzung bei Berechnungsaufgaben im Mittelpunkt.

Es zeigte sich erneut die Aktualität der Frage nach dem Einfluß des Spannungsniveaus auf die Ausbildung des Erddrucks und damit auf die Übertragbarkeit von 1g-Versuchen auf Aufgaben in natürlicher Größe. Zentrifugenversuche an der BOKU Wien lieferten Hinweise auf die Bedeutung dieser Einflüsse. Vorschläge für ihre analytische Berücksichtigung wurden dargestellt.

Wesentliche Bedeutung für die Praxis des Erddruckansatzes in bautechnischen Berechnungen besitzt die Mobilisierungsfunktion des belastenden, vor allem aber die des stützenden Erddrucks. Experimentelle Untersuchungen zeigen, daß die eindeutige Definition des Grenzstands beim passiven Erddruck mitunter schwierig ist. Bei Wanddrehungen in deren Fußbereich kommt es nach dem Eintreten einer ersten Plastifizierungszone zu einer fortschreitenden Vergrößerung derselben. Für die Versuchsauswertung ist es deshalb notwendig, außer Druck- und Kraftmessungen andere Beobachtungen mit einzubeziehen, um das Eintreten des ersten Bruchzustands zu erkennen.

Eine der wichtigsten Aufgaben der angewandten Bodenmechanik ist der zutreffende Ansatz der Bodenkennwerte. Die übliche Untersuchungspraxis trägt dem unter dem Druck des Wettbewerbs zunehmend immer weniger Rechnung. Einer sinnvollen „Speicherung“ aller anfallenden Untersuchungsergebnisse kommt damit eine um so größere Bedeutung zu. In der geotechnischen Berechnungspraxis kommen zunehmend numerische Verfahren zur Anwendung, die komplexe Stoffgesetze verwenden. Aus langjährigen und auch noch laufenden Untersuchungen an unserem Institut geht hervor, daß sich die Parameter dieser Stoffgesetze in vielen Fällen näherungsweise aus Abhängigkeiten mit bekannten Kennwerten ableiten lassen.

Dresden, Oktober 1997

Prof. Dr. Dietrich Franke
Herausgeber

Inhalt

- 1 U. Bartl, D. Franke
Ergebnisse von Modellversuchen zur Unterstützung der Abhängigkeit des stützenden Erddrucks von Wandbewegungen - am Beispiel von Zentrifugenversuchen mit Kopfpunktdrehung
- 29 F. Ferstl, O. Pregl
Untersuchungen über das Belastungs-Verschiebungsverhalten von geotechnischen Konstruktionen
- 49 A. Hettler
Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand
- 73 B. Walz, A. Kremer
Diskussion zum Beitrag: „ Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand “
- 83 A. Kremer, B. Walz
Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden
- 109 J. Engel, D. Franke
Bestimmung von Stoffgesetzparametern für erdstatische Berechnungen mit Näherungsverfahren
- 135 T. Vittinghoff, W. Rodatz, J. Schmitt
FE-Berechnungen zur Ermittlung der Erdwiderstandsverteilung bei Wahl unterschiedlicher Stoffgesetze
- 153 D. Besler
Wirklichkeitsnahe Berechnung von gestützten Baugrubenwänden
- 175 A. Winkler, D. Franke
Berechnungsverfahren für Baugrubenwände im Gebrauchszustand - unter Berücksichtigung einer nichtlinear elastischen, plastischen Erddruck - Verformungsabhängigkeit
- 183 K. Nübel, P.-M. Mayer, R. Cudmani
Einfluß der Ausgangsspannungen im Boden auf die Berechnung von Wandverschiebungen tiefer Baugruben in Berlin

- 209 L. Vogt
Belastender Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllung
- 223 A. Schürmann, H.L. Jessberger
Modellversuche zum Erddruck auf unverankerte Verbauwände
- 247 P.A. Vermeer, T. Schanz
Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußeinspannung einer Stützwand
- 265 J. Gattermann, G. Maybaum, W. Rodatz
Erddruckentwicklung auf unterschiedliche Kaimauersysteme in einem Tidehafen
- 285 S.H. Shaigani, O. Pregl
Berechnung der Standsicherheit von Böschungen mit dem „Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden“
- 307 H. Wick, O. Pregl
Experimentelle Untersuchungen zur Kontaktscherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen, Geotextilien und mineralischen Materialien

Ergebnisse von Modellversuchen zur Untersuchung der Abhängigkeit des stützenden Erddrucks von Wandbewegungen - am Beispiel von Zentrifugenversuchen mit Kopfpunktdrehung

U. Bartl, D. Franke

Institut für Geotechnik, TU Dresden

1 Einleitung

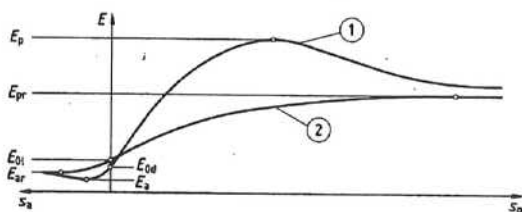
Vor über 50 Jahren kam Schütte (1941), ein Zeitgenosse Ohdes, im Zusammenhang mit der Berechnung von Spundwänden zu folgender Schlußfolgerung: "Die Beziehungen zwischen 1. **Erdwiderstand und Verschiebung** und 2. **Druckverlagerung und Wandverformung** sind noch nicht bekannt Beide Beziehungen werden nach Art der Formänderungen und der Bodeneigenschaften mancherlei Abwandlungsmöglichkeiten aufweisen und es erscheint recht zweifelhaft, ob es gelingen kann, sie in Abhängigkeit von einigen meßbaren Kennziffern des Bodens allgemein gültig aufzustellen. Selbst aber, wenn dies gelänge, wird sich doch die Verteilung der äußeren und inneren Kräfte bei einer verankerten Bohlwand nicht allgemein gültig vorausberechnen lassen, weil diese im Zusammenhang mit den bezeichneten Beziehungen durch 3. **den Bauvorgang** wesentlich beeinflußt wird. Trotzdem ist es wichtig den Beziehungen 1 und 2 weiter nachzuspüren..."

Heute stellen z.B. v. Wolffersdorff / Mayer (1996) im Zusammenhang mit der Auswertung von rechnerischen Verformungsprognosen zum "Karlsruher Spundwandversuch" fest, "...daß das Einrütteln der Spundwand einen Spannungszustand erzeugte, der sehr stark von dem gewohnten Erdruehdruk abwich. Dieser ungewöhnliche Ausgangsspannungszustand prägte das weitere Kraft-Verformungs-Verhalten der Spundwand in allen nachfolgenden Versuchszuständen. Der Versuch zeigte, daß es mit gegenwärtig gebräuchlichen Methoden nicht möglich ist, die Verformungen von Stützkonstruktionen ausreichend zuverlässig vorherzusagen, auch nicht mit Hilfe moderner numerischer Berechnungsverfahren."

Zusammenfassend kann man somit feststellen, daß auch heute noch ein umfangreicher Forschungsbedarf zur Problematik Erddruck-Wandverformung vorhanden ist. Ein Teilgebiet dieser erforderlichen Untersuchungen besteht nach wie vor darin, die Beziehung zwischen Erdwiderstand (stützender Erddruck) und Wandbewegung unter Beachtung wesentlicher Einflußgrößen besser zu erfassen.

In der aktuellen "Erddruck-Norm" (DIN V 4085-100, 1996) ist z.B. das Bild 1 aufgeführt. Darin sind z.B. zwei Mobilisierungsfunktionen für die Erdwiderstandskraft qualitativ dargestellt. Im Falle eines nichtbindigen Bodens wird zwischen der Mobilisierung bei einer mitteldichten bis dichten Lagerung und einer lockeren Lagerung unterschieden. Zum quantitativen Mobilisierungsverhalten finden sich jedoch nur Angaben zur erforderlichen Wandbewegung zur Mobilisierung von 50% des oberen Grenzwertes des Erdwiderstands - des passiven Erddrucks.

Vorliegende Untersuchungsergebnisse zeigen bereits qualitativ, daß sich z.B. nicht nur bei einer lockeren Lagerung des Bodens sondern auch bei einer dichten Lagerung bei bestimmten Wandbewegungsarten kein Peak-Wert ergibt.



E	Erddrucklast	1	mitteldicht bis dicht gelagerte nichtbindige Böden sowie überverdichtete und steife bis halbsteife Böden
E_a	aktiver Erddruck (Bruchzustand)	2	locker gelagerte nichtbindige Böden sowie normalverdichtete und weiche bindige Böden
E_{ar}	aktiver Erddruck (Restzustand)	s_a	Bewegung vom Boden weg (aktiver Bereich)
E_{0l}	Erdruheindruck (lockere Lagerung)	s_p	Bewegung zum Boden hin (passiver Bereich)
E_{0d}	Erdruheindruck (dichte Lagerung)		
E_p	passiver Erddruck (Bruchzustand)		
E_{pr}	passiver Erddruck (Restzustand)		

Bild 1 Prinzipdarstellung der Erddruck - Bewegungabhängigkeit und entsprechende Bezeichnungen aus der DIN V 4085-100 (1996)

An unserem Institut wurde auch aus den o.g. Gründen - in der ersten Untersuchungsstufe - mittels Modellversuchen das Mobilisierungsverhalten des Erdwiderstandes auf eine starre, ebene Wand in trockenem Sand untersucht. Zum Einfluß einzelner Größen, wie Wandbewegungsart, Lagerungsdichte des Bodens, geometrische Randbedingungen, Beschaffenheit der Wandoberfläche wurden deshalb 1g- Versuche in der eigens dafür geschaffenen Versuchsan-

lage durchgeführt. Über Ergebnisse wurde bereits auszugsweise von Bartl (1995 und 1995a) berichtet.

Grundlage für die spätere Nutzung der Versuchsergebnisse für die Berechnung von Stützwänden im natürlichen Maßstab sind Kenntnisse über den Einfluß des Spannungsniveaus bzw. der Maßstabeffekte. Zur Untersuchung dieses Einflusses konnten mit der freundlichen Unterstützung von Herrn Prof. Pregl und seines Mitarbeiters Herrn Ferstl Zentrifugenversuche an der Universität für Bodenkultur Wien durchgeführt werden.

Nachfolgend werden Ergebnisse von Zentrifugenversuchen ausschnittsweise dargestellt. Hierbei handelt es sich im Versuche zum stützenden Erddruck bei Drehung der Wand um eine Achse im Wandkopf - Kopfpunktdrehung - in einem trockenen Mittel-Fein-Sand. Sie wurden gemeinsam von Wolfram (1995) / Czerwinka (1995) am Institut für Geotechnik der Universität für Bodenkultur Wien durchgeführt und in zwei getrennten Diplomarbeiten an den jeweiligen Instituten vorgelegt. Die im nachfolgenden vorgestellten Versuchsergebnisse basieren auf einer eigenen, nochmaligen Auswertung der vorliegenden, elektronisch erfaßten Versuchsdaten. In den Darstellungen der Meßwerte wird vereinfachend statt

Wolfram (1995) / Czerwinka (1995) = Wolfram

als Schreibweise gewählt. Über die Versuchsergebnisse bei anderen Wandbewegungsarten und anderen Lagerungsdichten des Bodens soll später berichtet werden.

2 Versuchsbedingungen

Behandelt werden hier zwei Versuchsreihen mit jeweils dichter Lagerung des Modellsandes und zwei unterschiedlichen Wandoberflächen (Tabelle 1). Bei diesen Oberflächen handelt es sich zum einen um poliertes Hartaluminium (Alu) und zum anderen um eine mit Schleifpapier der Körnung 220 beklebte Versuchswand (S220).

Als Versuchsmaterial kam ein trockener, eng gestufter, fein- bis mittelkörniger Quarzsand (Dresdner Hellersand mit: $d_{50} = 0,4 \text{ mm}$; $U \approx 3$; $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$; $\min \rho_d = 1,501 \text{ g/cm}^3$; $\max \rho_d = 1,813 \text{ g/cm}^3$) zum Einsatz.

Tabelle 1: In die nachfolgende Auswertung einbezogene Versuche

Versuchsreihe	Versuchs-Nummer	Ausgangslagerungsdichte (Mittelwerte je Versuchsreihe)		
		D [1]	e [1]	I_D [1]
		Wolfram, Alu, dicht	530, 531, 532, 533, 534, 535, 790, 791, 792, 793	0,83
Wolfram, S220, dicht	564, 565, 566, 569, 786, 787, 788, 789	0,80	0,513	0,83

Die genutzten Versuchseinrichtungen besaßen für die Versuche mit Drehung um die Achse im Wandkopf ("Kopfpunktdrehung") die in Tabelle 2 aufgeführten Abmessungen.

Tabelle 2: Auf die jeweilige Wandhöhe h_M bezogene Abmessungen d. Vers.-Einrichtungen

	Bezogene Versuchs- wandbreite b_{VW} / h_M [1]	Bezogene Meßwandbreite b_{MW} / h_M [1]	Bezogene Kastenlänge l / h_M [1]	Bezogene Füllhö- he unterhalb des Wandfußes h_{TW} / h_M [1]
Ig-Versuche ($h_{M, Ig} = 564$ mm)	1,77	0,40	3,19	0,53
Z-Versuche ($h_{M, Z} = 120$ mm)	2,08	1,25	3,83	0,33

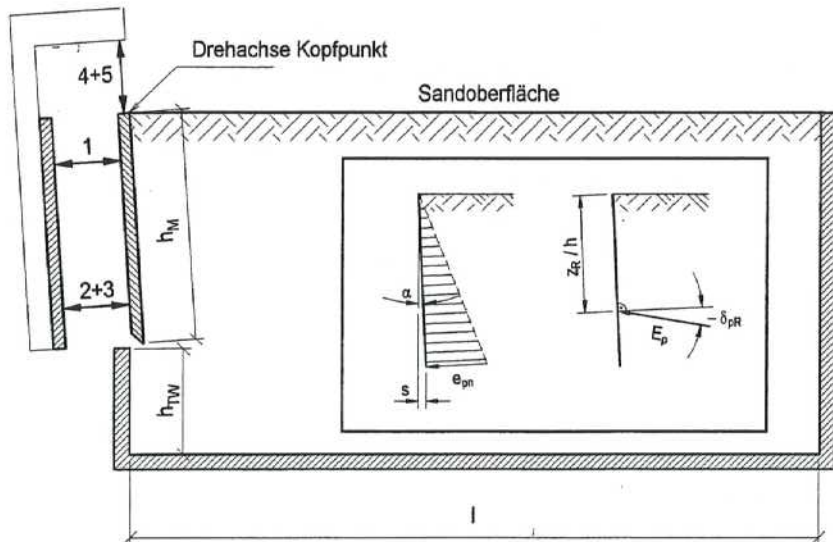


Bild 2 Prinzipschnitt der verwendeten Versuchsstände, Definitionen und Bezeichnungen

3 Versuchsergebnisse Zentrifugenversuche

3.1 Allgemeines

Zentrifugenmodelle werden einer n_g -fachen Erdbeschleunigung ausgesetzt. So soll z.B. an einer Modellwand mit der Modellhöhe h_M mit Hilfe eines entsprechenden Beschleunigungsmaßstabes betragsmäßig der gleiche Spannungszustand wie an einem bezüglich der charakteristischen Längen n -fachem Prototypen nachgebildet werden, Gleichung (1). Streng genommen läßt sich aber nur in einer Höhe des Zentrifugen- Wandmodells der gleiche Spannungsbetrag (= charakteristische Spannung) wie an einer Prototypen- Wand einstellen. Dieser Zentrifugen-Modelleffekt ist z.B. auch von Kremer, Walz (1997) dargestellt. Zu Modellgesetzen und Maßstabeffekten bei Zentrifugenversuchen im einzelnen kann z.B. auf weiterführende Ausführungen von Taylor (1995) und Fuglsang, Krebs Ovesen (1988) verwiesen werden.

$$\sigma_M = \sigma_P \quad (1)$$

$\sigma_M...$ charakteristische Spannung im Modell, z.B. in kN/m^2

$\sigma_P...$ charakteristische Spannung im Prototypen, z.B. in kN/m^2

Für die charakteristische Spannung - hier Vertikalspannung im Boden - nach Gleichung (1) läßt sich somit die Gleichung (2) formulieren.

$$h_M \cdot \rho \cdot g \cdot n_g = h_P \cdot \rho \cdot g \quad (2)$$

Bzw. mit

$$\rho \cdot g = \gamma \quad (3)$$

wird aus Gleichung (2):

$$h_M \cdot \gamma \cdot n_g = h_P \cdot \gamma \quad (4)$$

$h_M...$ Wandhöhe des Modells [m]

$h_P...$ Wandhöhe eines imaginären Prototypen [m]

$\rho...$ Dichte des Modellbodens [g/cm^3 bzw. t/m^3]

$g...$ Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2 \approx 10 \text{ m/s}^2$)

$\gamma...$ Wichte des Modellbodens unter Erdbeschleunigung [kN/m^3]

$n_g...$ Maßstabsfaktor der Erdbeschleunigung [1]

Umgeformt ergibt sich:

$$n_g = \frac{h_P}{h_M} \quad (5)$$

Der auf eine Wand wirkende Erddruck und die daraus resultierende Erddruckkraft läßt sich beschreiben durch Größe, Richtung und Angriffspunkt. Dies erfolgt üblicher Weise mittels normierter (dimensionsfreier) Kenngrößen (Bild 2).

Aus den an der Meßwand gemessenen Komponenten der Erddruckresultierenden E'_{pn} und E'_{pt} ergeben sich die normierten Versuchsergebnisse K'_{pnR} , $\tan \delta'_{pR}$, und K'_{phR} nach den Gleichungen (6) bis (8).

Bei der allgemein üblichen Vorgehensweise zur Erddruckberechnung werden Erddruckbeiwerte K benutzt, die von einem linear mit der Tiefe zunehmenden Erddruck ausgehen. Zum Zwecke der besseren Vergleichbarkeit wird dies mittels des Faktors 2 in den entsprechenden nachfolgenden Gleichungen beibehalten, auch wenn andere Erddruckverteilungen vorliegen. Für die hier verwendeten Winkel α und δ werden die Definitionen (positiv / negativ) der DIN V 4085-100 (1996) verwendet (Bild 2).

$$K'_{pnR} = \frac{2E'_{pn}}{\gamma^* \cdot h^2} \quad (6)$$

$$\tan \delta'_{pR} = \frac{E'_{pt}}{E'_{pn}} = \frac{K'_{ptR}}{K'_{pnR}} \quad (7)$$

$$K'_{phR} = K'_{pR} \cdot \cos(\alpha + \delta'_{pR}) = \frac{K'_{pnR}}{\cos \delta'_{pR}} \cdot \cos(\alpha + \delta'_{pR}) \quad (8)$$

$K'_{pnR}...$	Normalkomponente der normierten stützenden Erddruckkraft
$K'_{ptR}...$	Tangentialkomponente der normierten stützenden Erddruckkraft
$K'_{phR}...$	Horizontalkomponente der normierten stützenden Erddruckkraft
$\delta'_{pR}...$	aus den Anteilen der Erddruckkraft ermittelter Erddruckneigungswinkel an der Wand ("resultierender Erddruckneigungswinkel")
$\alpha...$	Wandneigungswinkel (hier vereinfacht mit: $\arctan(s/h)$)
$\gamma^*...$	Ausgangswichte des Modellsandes unter n_g -fachem Schwerfeld (= $n_g \cdot \gamma$)

Da die Meßgenauigkeit der Aufnehmer bei Einbau des Modellbodens unter 1g-Bedingungen unzureichend ist - die Meßwerte zu sehr streuten -, wurden alle Aufnehmer (Kraft und Weg) nach Abschluß dieses Vorgangs auf Null abgeglichen. Die Meßwerte wurden ab Beginn der Beschleunigung des Modells auf Zielbeschleunigung registriert. Dadurch sollte ein vergleichbarer Bezugszustand für alle Versuche geschaffen werden. In den Meßwerten aller 5

registrierten Kräfte fehlt damit allerdings der $1g$ -Betrag nach Einbau des Modellbodens. Dies wirkt sich bei Versuchen unter 5-facher Erdbeschleunigung ($5g$) entsprechend stärker aus als z.B. bei Versuchen unter 35-facher Erdbeschleunigung ($35g$).

3.2 Ausgangszustand

Unter dem Ausgangszustand wird hier der Zustand verstanden, der sich nach Erreichen der Zielbeschleunigung (Zielspannungsniveau) vor Start der Wandbewegung (Motorstart) an der Modellwand stabil eingestellt hat.

Normierter Betrag der Resultierenden (Normalanteil)

Aus Bild 3 geht hervor, daß in der Beschleunigungsphase der Zentrifuge auf die jeweilige Zielbeschleunigung bereits Bewegungen der Modellwand zum Boden hin (s_A/h) auftreten. Diese modellbedingten Bewegungen werden vor allem auf Spiel (Toleranzen) und elastische Materialverformungen in den Lagerungen und Antrieben des Modells zurückgeführt. Die Abhängigkeit dieser "Vorbewegungen" vom Beschleunigungsmaßstab n_g läßt sich jeweils mittels einer Regressionsgeraden (Bild 3) gut wiedergeben.

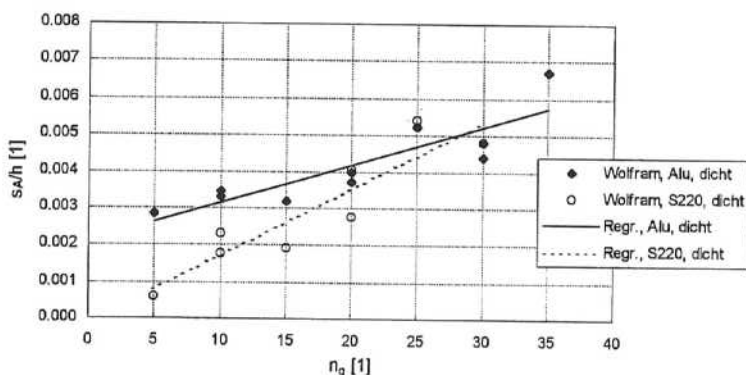


Bild 3 Im Ausgangszustand bereits eingetretene Wandbewegung (s_A/h) über n_g

Der normierte Betrag der Erddruckkraft im Ausgangszustand (K_{AnR}) wurde nach Gleichung (9) ermittelt und in Bild 4 für alle Versuche aufgetragen.

$$K_{AnR} = \frac{2E_{An}}{\gamma^* \cdot h^2} \quad (9)$$

K_{AnR} ... Normierter Normalanteil der Erddruckkraft im Ausgangszustand

E_{An} ... Normalanteil der Erddruckkraft im Ausgangszustand

(vor dem Start der Wandbewegung) - Sonderfall: $E_A = E_0$

Die bei allen Versuchen im Ausgangszustand vorhandene Erddruckkraft liegt damit, wie Bild 4 zeigt, über dem rechnerischen Erdrubedruck (K_0), der hier mit einem konstanten wirksamen Reibungswinkel von $\varphi' = 43^\circ$ zu $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,32$ ermittelt wurde.

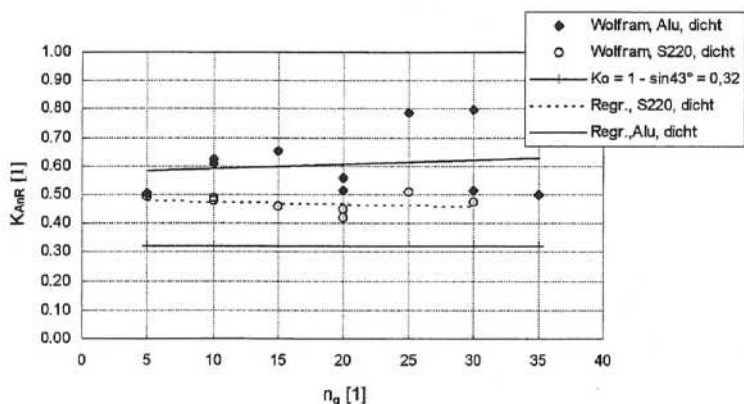


Bild 4 Im Ausgangszustand vorhandener Betrag der Resultierenden (Normalanteil) über n_g

Die Streuung bei der Versuchsreihe S220 fällt dabei geringer aus als bei der Versuchsreihe Alu. Die Ursache hierfür wird vor allem beim Einbau des Sandes vermutet.

3.3 Passive Erddruckkraft (Oberer Grenzwert der Erdwiderstandskraft)

Normalanteil des normierten Betrags der Resultierenden

In Bild 5 sind die Versuchsergebnisse der normierten passiven Erddruckkraft (Normalkomponente) für eine dichte Lagerung bei variiertem Spannungsniveau (n_g) und unterschiedlichen Wandoberflächen dargestellt. Die ermittelten Regressionskurven auf der Grundlage einer Potenzfunktion nach Gleichung (10) zeigen eine Abnahme des Betrages der passiven Erddruckkraft (Normalanteil) mit anwachsendem Beschleunigungsmaßstab.

$$K_{pnR} = K_{pnR0} \cdot n_g^{\beta \kappa} \quad (10)$$

Als Vergleichswerte sind in Bild 5 noch zwei passive Erddruckbeiwerte dargestellt. Sie wurden mit $\alpha = \beta = \delta = 0$ und unterschiedlichen Reibungswinkeln φ' nach DIN V 4085-100

$$(1996) \text{ zu } \varphi' = 43^\circ \Rightarrow K_{FE} = K_{pgn} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 5,29 \quad \text{bzw.}$$

$$\varphi' = 50^\circ \Rightarrow K_{FE} = K_{pgn} = 7,55$$

ermittelt.

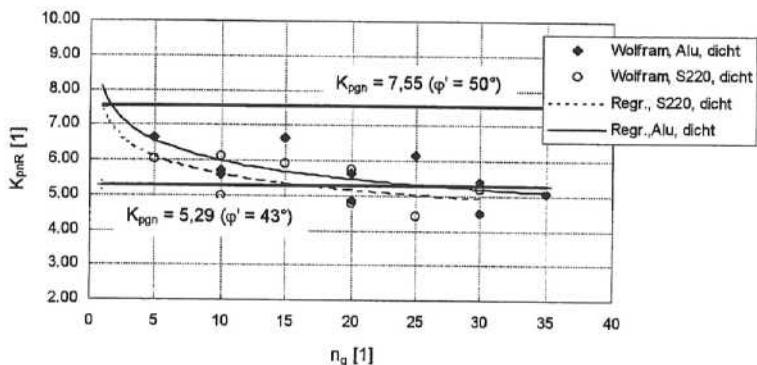


Bild 5 Normalanteil des normierten Betrags der passiven Erddruckkraft (K_{pnR}) über n_g

Die sich aus der Regressionsrechnung für die beiden Versuchsreihen ergebenden Koeffizienten sind in Tabelle 3 aufgeführt.

Tabelle 3: Koeffizienten für die Kurven nach Gleichung (10) in Bild 5

	K_{pnR0}	β_K
Wolfram, Alu, dicht	8,08	-0,13
Wolfram, S220, dicht	7,42	-0,12

Die erkennbare Abhängigkeit der normierten passiven Erddruckkraft K_{pnR} vom Maßstab der Beschleunigung n_g könnte durchaus aus einer unmittelbaren Abhängigkeit des Reibungswinkels φ vom Spannungs- bzw. Druckniveau gedeutet werden.

Angriffsrichtung der Resultierenden (Erddruckneigung)

Die gemessene Erddruckneigung der passiven Erddruckkraft ist für alle Versuche im Bild 6 dargestellt. Hierbei zeigt sich eine leichte betragsmäßige Zunahme der Neigung der Erddruckkraft mit zunehmendem Beschleunigungsmaßstab. Auf Grund der geringen Beträge der Versuchswerte ($\tan \delta_{pR} = -0,06 \Rightarrow \delta_{pR} = -3,4^\circ$), die sich in der Größenordnung von Null bewegen, soll hier auf die Prüfung von funktionalen Zusammenhängen (Regressionen) verzichtet werden.

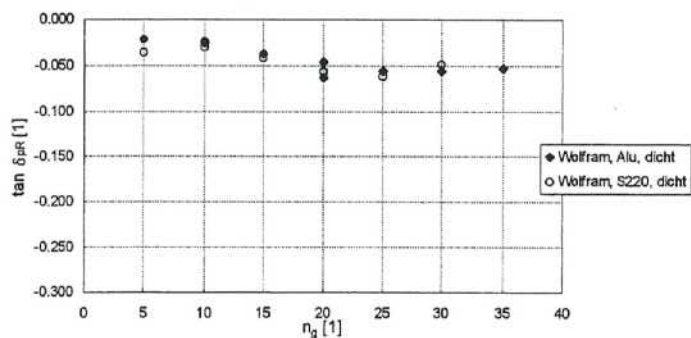


Bild 6 Erddruckneigung der passiven Erddruckkraft über n_g

Angriffshöhe der Resultierenden an der Wand

Die sich im Grenzzustand an der Wand einstellende normierte Angriffshöhe der Resultierenden (z_R/h) ist im Bild 7 über n_g dargestellt. In dieser Abbildung sind auch die beiden Kurven aus der Regression nach Gleichung (11) eingetragen. Die ermittelten Koeffizienten für die beiden Kurven sind in der Tabelle 4 zusammengestellt.

$$(z_R/h) = \xi_R = \xi_{R0} \cdot n_g^{\beta_z} \quad (11)$$

Der Einfluß von n_g auf die Angriffshöhe der passiven Erddruckkraft kann nach den Ergebnissen in Bild 7 als gering bezeichnet werden. Die sich im passiven Grenzzustand einstellende Angriffshöhe der Erddruckkraft deutet auf eine deutliche Abweichung der Erddruckverteilung von der "klassischen" Erddruckverteilung mit $z_R = 0,67 h$ hin.

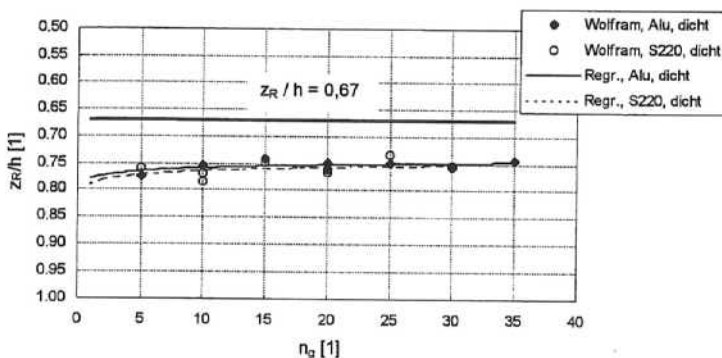


Bild 7 Normierte Angriffshöhe der passiven Erddruckkraft (z_R/h) über n_g

Tabelle 4: Koeffizienten für die Kurven nach Gleichung (11) in Bild 7

	ξ_{R0}	β_z
Wolfram, Alu, dicht	0,78	-0,01
Wolfram, S220, dicht	0,79	-0,01

3.4 Grenzverschiebung

Unter Grenz- bzw. Bruchverschiebung wird hier der zum gemessenen Peak-Wert der Normalkomponente der Erdwiderstandskraft gehörende Wandbewegungsbetrag - die "Fußverschiebung" - verstanden (Bild 2). Die normierte Grenzverschiebung (s_G/h) ist für beide Versuchsreihen in Bild 8 über n_g aufgetragen. Wie aus der Darstellung hervorgeht, ist mit zunehmendem Beschleunigungsniveau (n_g) eine deutliche Zunahme der passiven Grenzverschiebung zu verzeichnen. So verdoppelt sich die Grenzverschiebung im untersuchten Maßstabsbereich von $n_g = 5$ bis 37 von $s_G/h \approx 0,04$ auf $s_G/h \approx 0,08$. Dies entspricht Wandverdrehungswinkeln im Grenzzustand von $\alpha = \alpha_G = 2,3^\circ..4,6^\circ$. In den derzeitigen "Erddruck-Normen" sind die zu erwartenden passiven Grenzverschiebungen für den hier betrachteten Fall der Kopfpunktdrehung einer ebenen Wand in einem dichten Boden entsprechend der Tabelle 5 aufgeführt.

Tabelle 5: Passive Grenzverschiebung nach den "Erddruck-Normen" (KPD, dicht)

	s_G/h [1]
DIN 4085 - Beiblatt I (1987)	0,03.. 0,05
DIN V 4085-100 (1996)	0,05.. 0,06

Die sich für die beiden Kurven in Bild 8 aus der Regressionsrechnung mit Gleichung (12) ergebenden Koeffizienten sind für die beiden Versuchsreihen in Tabelle 6 aufgeführt.

$$s_G/h = s_G' = s_{G0}' \cdot n_g^{\beta_z} \quad (12)$$

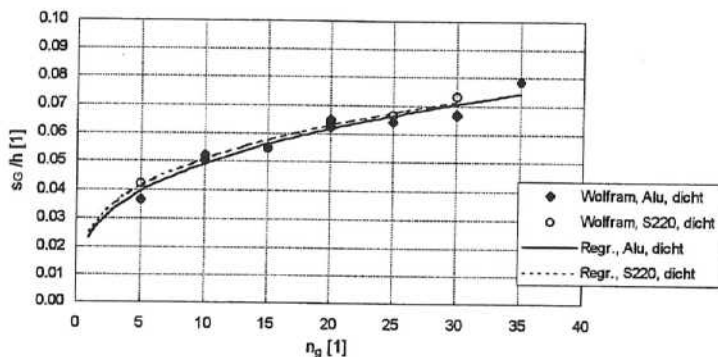


Bild 8 Normierte passive Grenzverschiebung (s_G/h) über n_g

Tabelle 6: Koeffizienten für Kurven nach Gleichung (12) in Bild 8

	s'_{G0}	β_s
Wolfram, Alu, dicht	0,023	0,31
Wolfram, S220, dicht	0,025	0,33

Franzius (1928) gibt auf Grundlage seiner Modellversuche für die Abhängigkeit der Grenzverschiebung von der Wandhöhe die Gleichung (13) an.

$$s_G = \alpha \cdot h^\beta \quad (13)$$

- s_G ... Grenz- (Bruch-) verschiebung in mm
 h ... Wandhöhe (Einbindetiefe) in m
 α, β ... versuchstechnisch ermittelte Koeffizienten nach Tabelle 7 [1]

Die Koeffizienten der Gleichung (13) gibt er entsprechend der Randbedingungen seiner Versuche nach Tabelle 7 an.

Tabelle 7: Koeffizienten für Gleichung (13) nach Franzius (1928)

	α	β
Sand unter Wasser, raue Wand	33	2,5
sehr feuchter Sand, raue Wand	50	2,0
sehr feuchter Sand, glatte Wand	29	1,5

Horn (1971) formuliert auf der Grundlage eigener Versuche zum räumlichen Erdwiderstand die Abhängigkeit der Grenzverschiebung von der Wandhöhe und der Lagerungsdichte des Bodens entsprechend Gleichung (14).

$$s_G = 10,4 \cdot h^{1,3} (1 - 0,625 \cdot I_D) \quad (14)$$

s_G ...	Grenz- (Bruch-) verschiebung in cm
I_D ...	relative Lagerungsdichte [1]
h ...	Wandhöhe in m

Sowohl in die EAU (1990) als auch in die DIN V 4085-100 (1996) wurde dieser Ansatz von Horn - in abgewandelter Schreibweise - nach Gleichung (15) übernommen. In der genannten DIN allerdings nur für breite (räumliche) Druckflächen mit einem Verhältnis von Höhe / Breite kleiner als 3,33.

$$s_G = 100 \cdot (1 - 0,6 \cdot D) \cdot \sqrt{h^3} \quad (15)$$

s_G ...	Grenzverschiebung in mm
D ...	Lagerungsdichte [1]
h ...	Wandhöhe in m

Zahlenbeispiel:

Für eine Wand mit der Höhe $h_p = 2,00$ m in einem trockenen Sand mit $I_D = 0,83$ ($D = 0,80$) soll die zu erwartende passive Grenzverschiebung abgeschätzt werden.

a) Ermittlung nach den obigen Zentrifugenversuchen:

Nach Gleichung (5) entspricht der charakteristische Spannungszustand an einer 2,00 m hohen Prototypwand dem charakteristischen Spannungszustand an einer Modellwand von 0,12 m Höhe, wenn diese der 16,7-fachen Erdbeschleunigung ausgesetzt ist.

$$n_g = \frac{h_p}{h_{m}} = \frac{2,00\text{m}}{0,12\text{m}} = 16,7$$

Aus den eigenen Versuchsergebnissen nach Gleichung (12) und Tabelle 6 läßt sich damit die zu erwartende normierte Grenzverschiebung zu $s_G/h = 0,025 \cdot 16,7^{0,33} = 0,063 \approx 6\%$ abschätzen. Dies entspricht Grenzverschiebungen von $s_G = 0,063 \cdot 2000 \text{ mm} = 126 \text{ mm}$.

b) Eine Ermittlung nach Horns Ansatz - hier in der Fassung der DIN V 4085-100 mit Gleichung (15) - ergibt eine Grenzverschiebung von $s_G = 100 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,80) \sqrt{2,0^3} = 147 \text{ [mm]}$.

Dies entspricht einer normierten Grenzverschiebung von $s_G/h = \frac{147}{2000} = 0,0735 \approx 7\%$.

c) Von Franzius - Gleichung (13) - liegen keine Versuchsergebnisse (Koeffizienten) für trockenen Sand vor.

3.5 Bruchkörperausbildung

Bei den Versuchen konnte vom "Bruchkörper" nur das Bruchbild auf der Sandoberfläche, die Bruchkörperaustrittslinie, registriert und vermessen werden. Die Entfernung der Austrittskante von der Wand wurde an beiden Versuchskasten-Seitenwänden (Reibungseinfluß) und in der Versuchskasten-Mittelachse gemessen. Der Mittelwert aus diesen drei Meßwerten wird als "Bruchkörperlänge" l_B bezeichnet und auf die Wandhöhe bezogen (l_B/h) in Bild 9 über n_g dargestellt.

Aus den dargestellten Versuchsergebnissen und den beiden eingetragenen Regressionskurven läßt sich kein ausgeprägter Einfluß des Beschleunigungsmaßstabes auf die Ausbildung der Bruchkörperlänge erkennen.

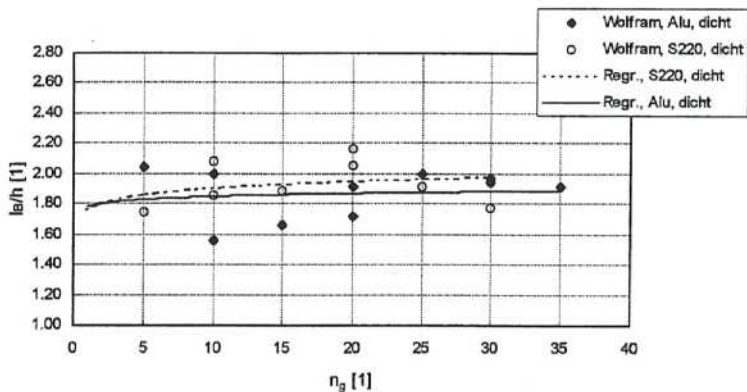


Bild 9 Normierte Bruchkörperlänge (l_g/h) über n_g

Die im Bild 10 maßstäblich dargestellten Ergebnisse zur Bruchkörperlänge und die eingetragenen Vergleichsgleitflächen lassen den Schluß zu, daß sich im Versuch eine gekrümmte Gleitfläche ausbildet. Diese könnte allerdings für Versuche mit unterschiedlichem Beschleunigungsmaßstab unterschiedlich gekrümmt sein.

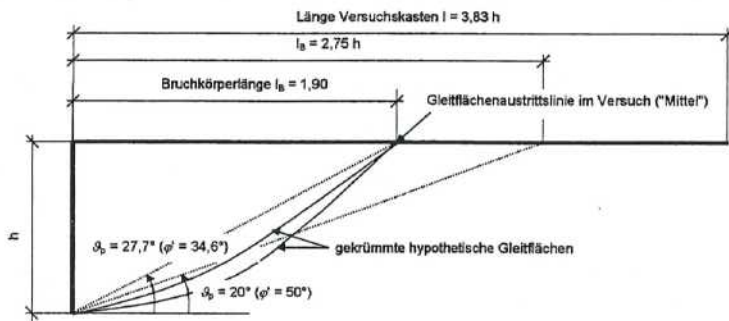


Bild 10 Maßstäblicher Prinzipschnitt mit der "mittleren" Austrittslinie und Vergleichsgleitflächen

3.6 Mobilisierungsverhalten des Betrages der Resultierenden

Die Mobilisierung des nach Gleichung (6) normierten Betrages der Normalkomponente der stützenden Erddruckkraft mit dem Betrag der normierten Wandbewegung ist für den Fall Wandoberfläche S220 und dichter Lagerung des Modellbodens in Bild 11 zusammengestellt.

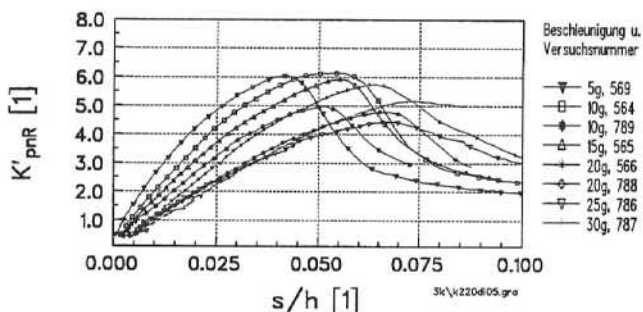


Bild 11 Mobilisierung des Betrags der stützenden Erddruckkraft (Normalanteil, Wandoberfläche S220)

Zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens (Mobilisierungsverhalten) wird in der geotechnischen Literatur häufig auf einen Potenz-Ansatz zurückgegriffen. So verwendet z.B. Ziegler (1987) für die Mobilisierung des Betrages der passiven Erddruckkraft einen Ansatz nach Gleichung (16). In einer doppelt-logarithmischen Darstellung stellt sich ein solcher Ansatz als eine Gerade dar.

$$\frac{2 \cdot \Delta E}{\gamma \cdot h^2} = b \cdot \left(\frac{s}{h} \right)^a \quad (16)$$

Mit:

$$\Delta E = E'_p - E_0 \quad (17)$$

Als Koeffizienten für die Erddruckmobilisierung nach Gleichung (16) werden von Ziegler für den Fall der "passiven" Kopfpunktdrehung

$$a = 0,93 \quad \text{und} \quad b = 212$$

angegeben. Diese Angaben basieren auf der Grundlage von Triaxialversuchen mit Karlsruher Versuchssand und FE- Berechnungen.

Im Bild 12 wurde für die im Bild 11 eingetragenen Versuchsergebnisse eine doppelt-logarithmische Darstellung gewählt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist hier nur jeder 3. Meßpunkt markiert. In diesem Bild ist, in Anlehnung an die Gleichungen (16) und (17), die gemessene normierte Erddruckkraft als Differenzwert ($\Delta K'_{pnR}$) nach Gleichung (18) über die normierte Wandbewegung (s/h) aufgetragen.

$$\frac{2 \cdot \Delta E}{\gamma \cdot h^2} = \Delta K'_{pnR} = (K'_{pnR} - K_{AnR}) \quad (18)$$

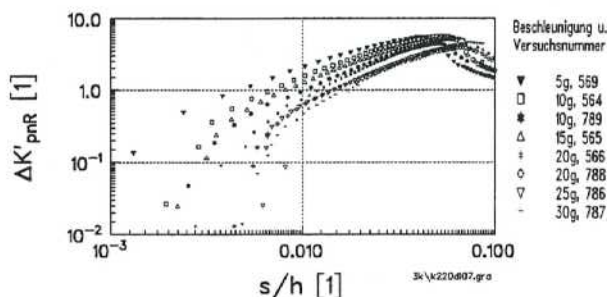


Bild 12 Mobilisierung des Betrags der stützenden Erddruckkraft (Normalanteil, S220)

An Hand von Bild 12 kann die Mobilisierung in drei Bereiche unterteilt werden:

1. Bereich: "Kontaktbereich" - Modellproblem (u.a. "Rieselschatten")
2. Bereich: Mobilisierung nach "Kontaktbereich" bis zum oberen Grenzwert (K_{pnR})
3. Bereich: Mobilisierung nach Überschreiten des oberen Grenzwertes ("Nachbruchverhalten")

Im Bild 13 sind für die betrachteten Versuche Regressionsfunktionen nach Gleichung (16) eingetragen. Den Regressionen lagen hierbei jeweils Wertepaare für einen eingeschränkten Wertebereich aus dem unteren Abschnitt des 2. Bereichs ("Gebrauchszustand") von

$$\frac{\max \Delta K'_{pnR}}{10} \leq \Delta K'_{pnR} \leq \frac{\max \Delta K'_{pnR}}{2} \quad (19)$$

zugrunde. Mit:

$$\max \Delta K'_{pnR} = \Delta K'_{pnR} = (K_{pnR} - K_{AnR}) \quad (20)$$

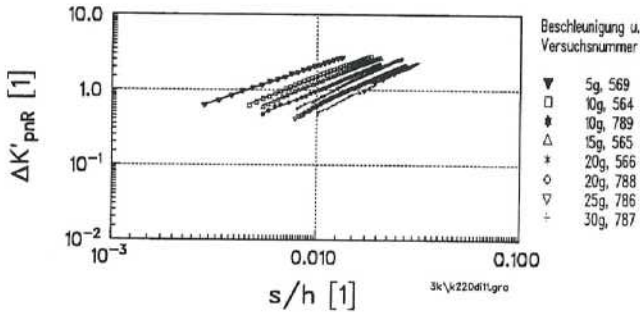


Bild 13 Mobilisierung des Betrags der stützenden Erdrückkraft im "Gebrauchszustand"

Für die im Bild 13 dargestellten Mobilisierungsfunktionen können die Koeffizienten nach Gleichung (16) entsprechend dem Bild 14 über den Maßstab der Beschleunigung (n_g) aufgetragen werden.

Erfäßt man die im Bild 14 über den Maßstab der Erdbeschleunigung (n_g) aufgetragenen Regressionskoeffizienten a und b nach Gleichung (16) jeweils mit einer Potenzfunktion auf Grundlage der Gleichung (21) bzw. (22) so ergeben sich die im Bild eingetragenen Kurven. Die aus der Regression für die beiden Kurven erhaltenen Parameter sind in Tabelle 8 und Tabelle 9 zusammengestellt.

$$a = a_0 \cdot n_g^{\beta_a} \quad (21)$$

$$b = b_0 \cdot n_g^{\beta_b} \quad (22)$$

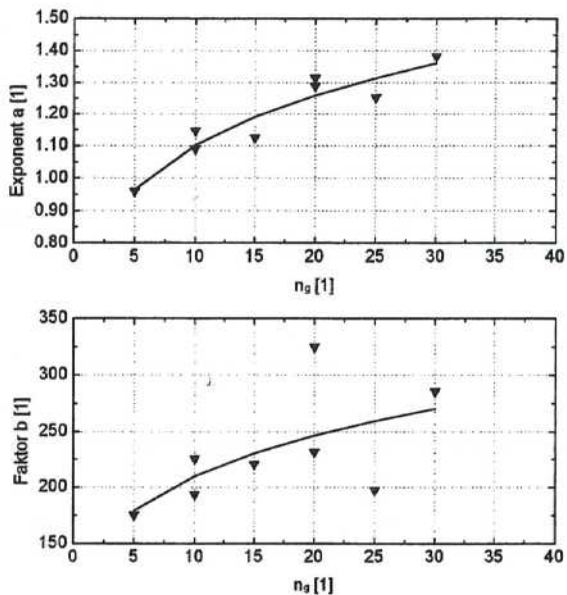


Bild 14 Koeffizienten a und b für die Mobilisierungsfunktionen nach Gl. (16) in Bild 13

Tabelle 8: Parameter für die Regressionsfunktion nach Gleichung (21) in Bild 14

	α_0	β_a
Wolfram, S220, dicht	0,71	0,19

Tabelle 9: Parameter für die Regressionsfunktion nach Gleichung (22) in Bild 14

	b_0	β_b
Wolfram, S220, dicht	123	0,23

Die obige Darstellungs- und Auswertungsform der Versuchsergebnisse läßt - zumindest für den Bereich des "Gebrauchszustands" - auf eine Abhängigkeit der "Erdwiderstandsmobilisierung" vom Beschleunigungsmaßstab bei konstanten geometrischen Verhältnissen schließen.

Neben der oben verwendeten Potenzfunktion nach Gleichung (16) sind in der Literatur weitere Ansätze zu finden, die zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens einer Kenngröße, wie z.B. der Erdwiderstandskraft, dienen sollen. Diese sollen hier nicht alle aufgeführt werden. Stellvertretend sei auf die Beschreibung der Mobilisierung der räumlichen Erdwiderstandskraft von Horn (1971 und 1972) verwiesen, der in Auswertung seiner Großversuche eine hyperbolische Funktion nach Gleichung (23) mit den Koeffizienten $a = 0,12$ und $b = 0,88$ verwendet.

$$E'_p = \left(\frac{(s/s_G)}{a + b \cdot (s/s_G)} \right) \cdot E_p \quad (23)$$

Die Gleichung erfüllt allerdings nicht die untere Randbedingung mit:

$$s/s_G = 0 \Rightarrow E'_p = E_0$$

Um die Einhaltung dieser Bedingung zu gewährleisten, kann man für den mobilisierten Erdwiderstand eine bezogene normierte Schreibweise nach Gleichung (24) bzw. (25) wählen.

$$mob \Delta K'_p = \frac{mob \Delta s}{a + b \cdot mob \Delta s} \quad (24)$$

bzw.

$$mob \Delta K'_{pnR} = \frac{mob \Delta s}{a + b \cdot mob \Delta s} \quad (25)$$

Mit

$$mob \Delta K'_p = \frac{K'_p - K_A}{K_p - K_A} \quad (26)$$

bzw.

$$mob \Delta K'_{pnR} = \frac{K'_{pnR} - K_{AnR}}{K_{pnR} - K_{AnR}} \quad (27)$$

und auf Grundlage der im Abschnitt 3.2 beschriebenen "Vorbewegungen" der Wand mit

$$mob \Delta s = \frac{s - s_A}{s_G - s_A} \quad (28)$$

- $K'_p...$ normierte mobilisierte Erdwiderstandskraft bei einem bestimmten Wandbewegungszustand s
- $K_p...$ normierte passive Erddruckkraft (oberer Grenzwert)
- $K_A...$ normierte Erddruckkraft im Ausgangszustand (unterer Grenzwert - z.B. K_0)
- $s...$ mobilisierter Wandbewegungsbetrag
- $s_G...$ zur passiven Erddruckkraft gehörender Wandbewegungsbetrag
- $s_A...$ "Vorbewegungen" der Wand in der Beschleunigungsphase

Ein weiterer gebräuchlicher Ansatz zur Beschreibung der Erdwiderstandsmobilisierung in einer bezogenen normierten Darstellung, wie er auch von Ferstl, Pregl (1997) dargestellt wird, ist in Gleichung (29) bzw. (30) aufgeführt.

$$mob \Delta K'_p = \left(1 - (1 - mob \Delta s)^b\right)^c \quad (29)$$

bzw.

$$mob \Delta K'_{pnR} = \left(1 - (1 - mob \Delta s)^b\right)^c \quad (30)$$

Dieser Ansatz wurde z.B. von Nendza (1973) mit den Exponenten $b = 2$ und $c = 0,5$ verwendet. Von Franke (1983) wurde $b = 2$ und $c = 0,7$ vorgeschlagen.

Die Ergebnisse der hier betrachteten Versuchsreihe - Bild 11 - sind im Bild 15 in bezogen normierter Form nach den Gleichungen (27) und (28) dargestellt. Ein signifikanter Einfluß des Maßstabes der Beschleunigung n_g auf die Mobilisierung von $mob \Delta K'_{pnR}$ ist nicht erkenn-

bar. Das sich darstellende "Versuchswerte- Band" wird vor allem auf eine normale Versuchsstreuung zurückgeführt. Bei den betrachteten Versuchen sind zur Mobilisierung von ca. 50 % des Differenzwertes der passiven Erddruckkraft - $mob \Delta K'_{pnR} \approx 0,5$ - Wandbewegungsbeträge von ca. 30..40 % des Differenzwertes der Fußverschiebung - $mob \Delta s \approx 0,3..0,4$ - erforderlich.

Zum Vergleich sind im Bild 15 noch vier Mobilisierungsfunktionen eingetragen. Zum einen sind dies die oben aufgeführten Ansätze nach Horn (1991 bzw. 1992), Nendza (1973) und Franke (1983). Zum anderen ein Ansatz nach Gleichung (30) mit den gewählten Koeffizienten $b = 1,5$ und $c = 1,0$.

Aus der Darstellung ist sowohl erkennbar, daß sich die Versuchsergebnisse durch keinen der drei bekannten und oben aufgeführten Mobilisierungsansätze beschreiben lassen, als auch daß ein Ansatz nach Gleichung (30) nach entsprechender Koeffizientenanpassung durchaus zur Wiedergabe der Versuchsergebnisse dienen könnte. Auf eine entsprechende Ermittlung der Koeffizienten mittels einer Regression wurde hier jedoch noch verzichtet.

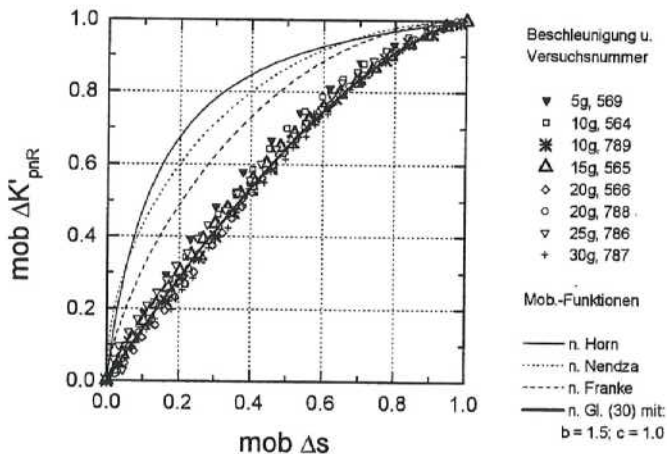


Bild 15. Auf die Grenzwerte bezogene normierte Darstellung der Erddruckmobilisierung

In den beiden oben zitierten "Erddruck - Normen" wird der erforderliche Verschiebungsbetrag zur Weckung der halben "Bruchlast" mit $s(0,5E_p) \approx 0,1..0,2s_G$ angegeben, was ebenfalls deutlich von den hier vorliegenden Versuchsergebnissen abweicht.

4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der dargestellten Zentrifugen-Versuche zum stützenden Erddruck bei Kopfpunktdrehung und dichter Lagerung eines trockenen Mittel-Fein-Sandes werden wie folgt zusammengefaßt :

Passive Erddruckkraft E_p (Oberer Grenzwert der Erdwiderstandskraft):

Ein Einfluß der zwei untersuchten Wandoberflächen auf die Größe, die Richtung und den Angriffspunkt der passiven Erddruckkraft ist nicht festzustellen.

Eine deutliche Abhängigkeit vom Maßstab der Beschleunigung (n_g) zeigen

- der Betrag des Normalanteils der passiven Erddruckkraft (E_{pn} bzw. K_{pnR}) - *Er nimmt mit zunehmender Beschleunigung (n_g) ab.* - und
- der Betrag der Grenzverschiebung (s_G) - *Er nimmt mit zunehmender Beschleunigung (n_g) zu.*

Eine geringe bis keine Abhängigkeit vom Maßstab der Beschleunigung (n_g) zeigen

- die Angriffsrichtung der passiven Erddruckkraft ($\tan \delta_{pR}$),
- die Angriffshöhe der passiven Erddruckkraft (z_R) und
- die Bruchkörperlänge (l_B).

Mobilisierung des Betrages der Normalkomponente der Erdwiderstandskraft

Eine Abhängigkeit der Mobilisierung des Betrages der Normalkomponente der stützenden Erddruckkraft (K'_{pnR} bzw. $\Delta K'_{pnR}$) vom Maßstab der Beschleunigung (n_g) - Bild 13 und Bild 14 ist nur infolge der Abhängigkeit der entsprechenden Grenzwerte K_{pnR} und s_G vom Maßstab

der Beschleunigung feststellbar. Aus der bezogenen normierten Darstellungsform - Bild 15 - ist eine solche Abhängigkeit nicht erkennbar.

5 Literatur

- Bartl, U. (1995): Zum Stand der Erddruckversuche am Institut. In: Franke, D. (Hrsg.): OHDE-Kolloquium 1993, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 2, S. 67-86
- Bartl, U. (1995a): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf ebene Wände am Beispiel von Ig-Modellversuchen mit Kopfpunktdrehung. In: Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 3, S. 201-216
- Czerwinka, B. (1995): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine geführte Wand mittels Modellversuchen. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien, unveröffentlicht
- DIN 4085 (1987): Baugrund; Berechnung des Erddrucks + Beiblatt 1: Erläuterungen
- DIN V 4085-100 (1996): Baugrund; Berechnung des Erddrucks - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten.
- EAU (1990): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 1990. Hrsg: Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" der hafentechnischen Ges. e.V. und der Dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V., 8. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin
- Ferstl, F., Pregl, O. (1997): Untersuchungen über das Belastungs-Verschiebungsverhalten von geotechnischen Konstruktionen. In: Franke, D. (Hrsg.): OHDE-Kolloquium 1997, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4
- Franke, D. (1983): Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung. Dissertation (B), TU Dresden, Habilitationsschrift
- Franzius, O. (1928): Erddruckversuche im natürlichen Maßstabe. Der Bauingenieur, 9. Jahrgang, H.43 u. H.44, S.787-792 u. S.813-815

- Fuglsang, L.D., Krebs Ovesen, N. (1988): The application on the theory of modelling to centrifuges studies. In: Graig, W.H., James, R.G., Schofield, A.N. (ed.), Centrifuges in soil mechanics. Balkema, Rotterdam, S.119-138
- Horn, A. (1971): Sohreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden. Mitteilungen aus dem Inst. f. Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen, Sonderheft
- Horn, A. (1972): Resistance and movement of laterally loaded abutments. Proc. 5. European Conf. on Soil Mech. a. Found. Eng., Vol. 1, 143-148, Madrid
- Kremer, A., Walz, B. (1997): Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden. In: Franke, D. (Hrsg.): OHDE-Kolloquium 1997, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4
- Nendza, H. (1973): Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken. Tiefbau - Ingenieurbau - Straßenbau, H.8, S. 698-702
- Schütte, H. G. (1941): Wirkungen von Formänderungen verankerter Bohlwände und des stützenden Bodens auf die Verteilung der äußeren und inneren Kräfte. In: Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 18. Bd. 1939-1940, Springer-Verlag, Berlin, S.55-63
- Taylor, R.N. (1995): Centrifuges in modelling: principles and scale effects. In: Taylor, R.N. (Ed.): Geotechnical Centrifuge Technology. Chapman & Hall, Glasgow, S.19-33
- von Wolffersdorff, P.-A.; Mayer, P.-M. (1996): Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Stützkonstruktionen. Geotechnik 19, H. 4, S.291-300
- Wolfram, F. (1995): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine geführte Wand mittels Modellversuchen in einer geotechnischen Zentrifuge und FE-Vergleichrechnungen. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht.
- Ziegler, M. (1987): Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand. Veröffentlichungen des Inst. f. Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, H. 101

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DAS BELASTUNGS- VERSCHIEBUNGSVERHALTEN VON GEOTECHNISCHEN KONSTRUKTIONEN

F. Ferstl und O. Pregl

Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien

(I) Aufgabenstellung

Erddruck- und Tragfähigkeitsaufgaben können auf folgende drei Fragen zurückgeführt werden:

- Wie entwickelt sich die Verschiebung bei vorgegebener zunehmender Last bzw. wie entwickelt sich die Last bei vorgegebener zunehmender Verschiebung?
- Wie groß sind die Grenzverschiebungen beim Eintreten des Grenzzustandes?
- Wie groß sind die Grenzlaster beim Eintreten des Grenzzustandes?

Die Antworten auf diese Fragen können in verschiedener Weise gegeben werden:

- a) Die **allgemeine Lösung** ist im Rahmen der Kontinuumsmechanik gegeben durch zeitabhängige, den vorgegebenen Randbedingungen entsprechende Spannungs- und Verschiebungsfelder im betrachteten Bereich:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}(x, y, z, t)$$

und
$$\underline{u} = \underline{u}(x, y, z, t)$$

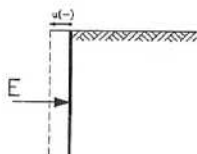
- b) Für die Lösung von praktischen Aufgaben genügt es oft, einen Zusammenhang zwischen für die jeweilige Aufgabe **charakteristischen Belastungsgrößen (Y) und charakteristische Verschiebungsgrößen (X)** anzugeben, wie beispielsweise
- Erddruck-Horizontalverschiebungskurven von Stützbauwerken (Bild 1.1a)
 - Last-Setzungskurven von vertikal belasteten Fundamenten (Bild 1.1b),
 - Last-Horizontalverschiebungskurven von schräg belasteten Fundamenten (Bild 1.1c),
 - Last-Setzungskurven von axial belasteten Pfählen (Bild 1.1d),
 - Last-Horizontalverschiebungskurven von quer belasteten starren Pfählen (Bild 1.1e) und
 - Last-Verschiebungskurven von Zugpfählen und Verpreßankern.

In ähnlicher Weise werden die Ergebnisse von Scherversuchen dargestellt:

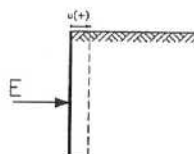
- Schubspannungs-Verschiebungskurven bei Rahmenschersuchen (Bild 1.1f) und
- Spannungs-Stauchungskurven bei Dreiaxialversuchen (Bild 1.1g).

Solche Zusammenhänge werden als Mobilisierungsfunktionen bezeichnet.

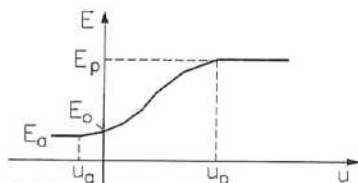
Bild 1.1 (a) - (c):



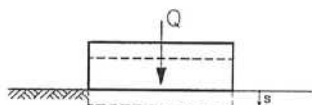
Aktiver Erddruck,
Parallelverschiebung



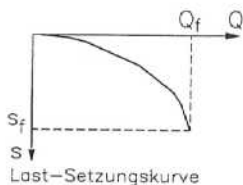
Passiver Erddruck,
Parallelverschiebung



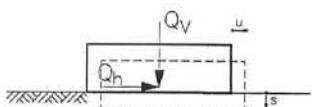
(a) Erddruck-Verschiebungskurve



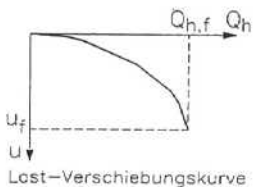
(b) Vertikal belastetes Fundament



Last-Setzungskurve

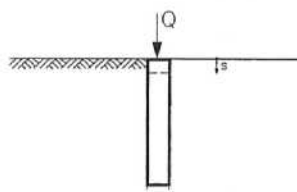


(c) Überwiegend horizontal
belastetes Fundament

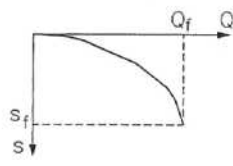


Last-Verschiebungskurve

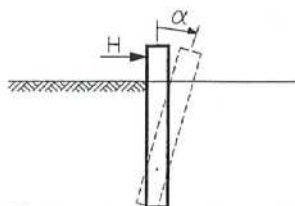
Bild 1.1 (d) - (g):



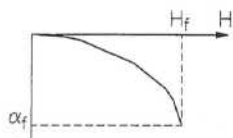
(d) Axial belasteter Pfahl



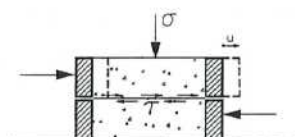
Last-Setzungskurve



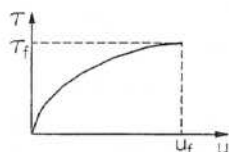
(e) Quer belasteter starrer Pfahl



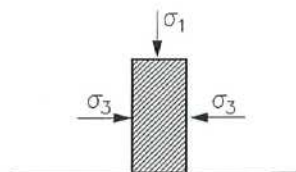
Last-Horizontalverschiebungskurve



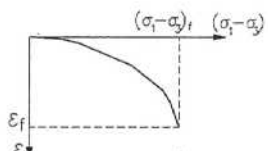
(f) Rahmenserversuch



Spannungs-Verschiebungskurve



(g) Dreiaxialversuch



Spannungs-Stauchungskurve

(2) Mobilisierungsfunktionen (sh. Pregl, 1997a)

Bild 2.1 zeigt die Darstellung der Mobilisierungsfunktion in allgemeinen Form. Es sind zuerst für die jeweilige Aufgabenstellung eine charakteristische Belastungsgröße (Y) und eine charakteristische Verformungsgröße (X) anzugeben.

Der Anfangszustand ist durch die Verschiebungsgröße $X_0 = 0$ und die (für die Verschiebungsmessung erforderliche) Anfangs- oder Vorbelastung Y_0 gegeben. Durch Veränderung der Belastungs- oder der Verschiebungsgröße erhält man die Funktion

$$Y = Y(X),$$

wobei schließlich (bei der Bruchverschiebung X_f und der Bruchbelastung Y_f) der Bruchzustand erreicht wird.

Die Mobilisierungsfunktionen beschreiben das Last-Verschiebungsverhalten der jeweiligen Konstruktion vom unbelasteten Anfangszustand ausgehend bis hin zum Grenzzustand und sie können aus Modellversuchen oder 1:1-Versuchen abgeleitet und graphisch oder analytisch angegeben werden.

Die Mobilisierungsfunktion hängt im allgemeinen von der Geometrie der Konstruktion und des Geländes (Form, Einbindetiefe, Geländeverlauf, Lastflächenneigung u.a.), von der Lagerungsdichte des Bodens und von den jeweiligen Randbedingungen (Bewegungs- bzw. Belastungstyp, Rauigkeit der Kontaktfläche u.a.) ab.

An jeder Stelle der Mobilisierungsfunktion kann die Steifigkeitsgröße

$$K(X) = \frac{dY}{dX} = \frac{d(Y - Y_0)}{dX}$$

als 1. Ableitung der Funktion definiert werden.

Es ist zweckmäßig, die Mobilisierungsfunktion auch in normierter Form darzustellen (Bild 2.2). Dazu werden die Verschiebungs- und Lastgrößen auf die entsprechenden Grenzwerte bezogen; es ergeben sich dadurch die **bezogene Verschiebung**

$$\lambda = X/X_f \quad (0 \leq \lambda \leq 1)$$

und der **Mobilisierungsgrad**

$$M = \frac{Y(X) - Y_0}{Y_f - Y_0} \quad (0 \leq M \leq 1)$$

Damit lautet die **normierte Mobilisierungsfunktion**

$$M = M(\lambda)$$

und die **normierte Steifigkeitsgröße**

$$\kappa(\lambda) = \frac{dM}{d\lambda}.$$

Der Zusammenhang mit $K(X)$ ist gegeben durch

$$K(X) = \frac{dY}{dX} = \kappa(\lambda) \frac{Y_f - Y_0}{X_f}$$

Die Mobilisierungsfunktion wird bei vielen Aufgabenstellungen analytisch mit ausreichender Genauigkeit durch den Ansatz

$$M = [1 - (1-\lambda)^b]^c$$

wiedergegeben (Franke, 1981).

Die Exponenten b und c sind aus Probelastungen oder Modellversuchen abzuleiten. Dafür werden zweckmäßig Kurvenscharen für variable Werte b und c gezeichnet. Die Bilder 2.3 (a) bis 2.3 (d) zeigen Beispiele dafür.

Bild 2.1: Mobilisierungsfunktion

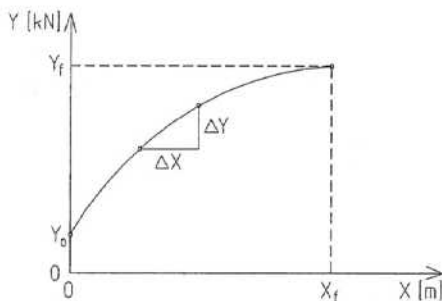


Bild 2.2: Normierte Mobilisierungsfunktion

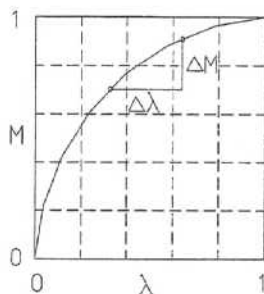
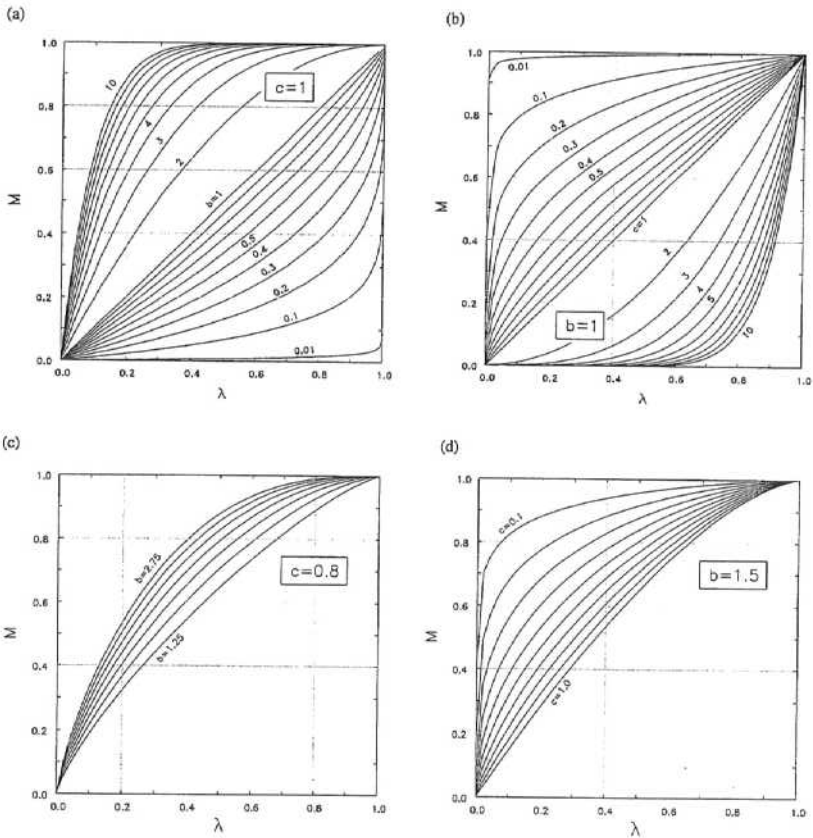


Bild 2.3:



Neben der normierten Mobilisierungsfunktion werden für die Anwendung noch die **bezogene Grenzverschiebung**

$$X_f' = \frac{X_f}{L}$$

und die **bezogene Grenzlast**

$$Y_f' = \frac{Y_f}{\gamma \cdot A \cdot L}$$

benötigt. Dabei ist L eine charakteristische Länge der Konstruktionen, z.B. die Höhe des Stützbauwerkes oder die Breite eines Fundamentes und A ist die Größe der Lastfläche.

Geometrisch und physikalisch ähnliche Konstruktionen weisen die gleiche normierte Mobilisierungsfunktion $M = M(\lambda)$, die gleichen bezogenen Grenzverschiebungen X'_f und die gleiche bezogene Grenzlast Y'_f auf.

Ist die geometrische oder physikalische Ähnlichkeit nicht in Hinblick auf alle Einflußgrößen gegeben, so sind im allgemeinen auch $M = M(\lambda)$, X'_f und Y'_f unterschiedlich, d.h. es gilt

$$M = M(\lambda, P_1, P_2, P_3, \dots),$$

$$b = b(P_1, P_2, P_3, \dots),$$

$$c = c(P_1, P_2, P_3, \dots),$$

$$X'_f = X'_f(P_1, P_2, P_3, \dots),$$

und $Y'_f = Y'_f(P_1, P_2, P_3, \dots).$

In den Bildern 2.4 und 2.5 ist die Abhängigkeit von X'_f und Y'_f schematisch für drei Parameter (P_1 , P_2 und P_3) gezeigt.

Welche Parameter für eine bestimmte Aufgabenstellung als maßgebend anzusehen sind, ist jeweils (und zwar getrennt für die normierte Mobilisierungsfunktion, die bezogene Grenzverschiebung und die bezogene Grenzlast) festzustellen. Solche Parameter können beispielsweise sein:

- die Lagerungsdichte bzw. die Zustandsform des Bodens,
- die Form (Längenverhältnis L/B) der Druckfläche,
- die Biege- und die Dehnsteifigkeit des Druckkörpers,
- die Rauhgigkeit der Druckfläche,
- das Spannungsniveau,
- eine Kapillar- oder Faserkohäsion des Bodens,
- die Belastungsvorgeschichte,
- Maßstabsparameter infolge des progressiven Bruches, der Korngröße und der Dilatanz bzw. Kontraktanz in Gleitflächen.

Bild 2.4: Bezogene Grenzverschiebung

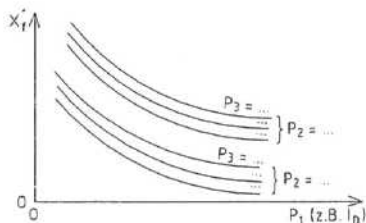
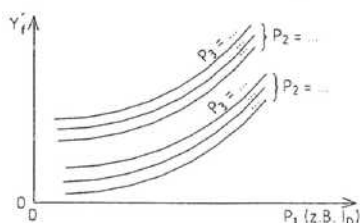


Bild 2.5: Bezogene Grenzlast



Sind die Funktion $M = M(\lambda)$ und die Größen X'_f und Y'_f bekannt, so kann damit für geometrisch und physikalisch ähnliche Konstruktionen das Last-Verschiebungsverhalten in einfacher Weise abgeschätzt werden: bei vorgegebenen Verschiebungen berechnen sich die zugehörigen Lasten aus

$$Y(\lambda) = Y_0 + (Y_f - Y_0)[1 - (1-\lambda)^b]^c.$$

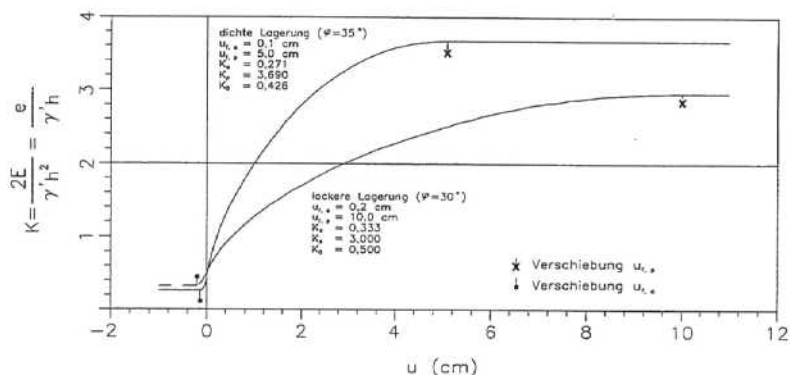
Üblicherweise werden Grenzlasten nicht aus experimentell ermittelten bezogenen Grenzlasten abgeleitet, sondern es werden dafür die konventionellen Gleichungen (z.B. Erddruck- und Tragfähigkeitsgleichungen) herangezogen.

Die Darstellung der Beziehung $Y'_f = Y'_f(P_1, P_2, P_3, \dots)$ kann aber zweckmäßig verwendet werden, um die Ergebnisse von Probelastungen und Modellversuchen mit den Ergebnissen der konventionellen Berechnungsverfahren zu vergleichen bzw. um festzustellen, ob bei diesen Verfahren Modellfaktoren $\neq 1$ erforderlich sind oder nicht. Zu diesem Zweck sind die theoretischen Beziehungen $Y'_f = Y'_f(P_1, P_2, P_3, \dots)$ graphisch darzustellen (sh. Abschnitte (5) und (7)).

(3) Aktiver Erddruck

Bild 3.1 zeigt theoretisch abgeleitete Mobilisierungsfunktionen für den aktiven und passiven Erddruck bei Parallelverschiebungen der Druckfläche und lockerer bzw. dichter Lagerung. In diesem Fall sind die Grenzverschiebungen für den passiven Erddruck 50 und größer als diejenigen für den aktiven Erddruck.

Bild 3.1:



In den Bildern 3.2 und 3.3 werden die Ergebnisse von Zentrifugenmodellversuchen mit locker und dicht gelagertem Grobsand bzw. Mittelfeinsand gezeigt. Daraus läßt sich folgendes ablesen:

Die **bezogene Mobilisierungsfunktion** der beiden Sande sind deutlich verschieden voneinander; beim Grobsand ist der Verlauf annähernd kreisförmig, beim Mittelfeinsand ist er weniger gekrümmt und liegt näher bei der Diagonalen. In beiden Fällen zeigt sich jedoch keine signifikante Abhängigkeit von der Lagerungsdichte.

Die bezogene Grenzverschiebung liegt beim Grobsand bei lockerer Lagerung bei 0,125 % und bei dichter Lagerung bei 0,1 % beim Mittelfeinsand liegt dieser Wert mehr oder weniger unabhängig von der Lagerungsdichte bei ungefähr 0,025 % bis 0,03 %.

Bild 3.2: Grobsand (Lagerungsdichte $I_D = 0,11 + 0,82$)

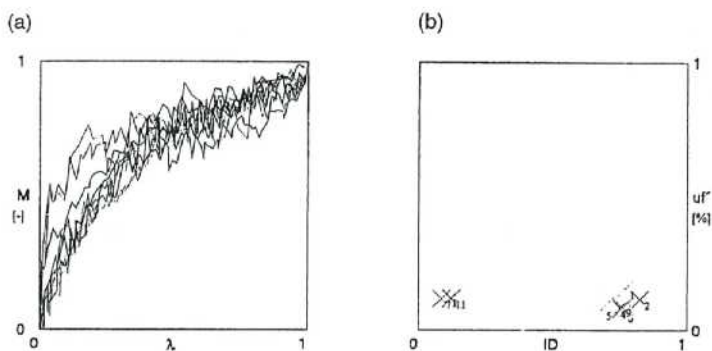
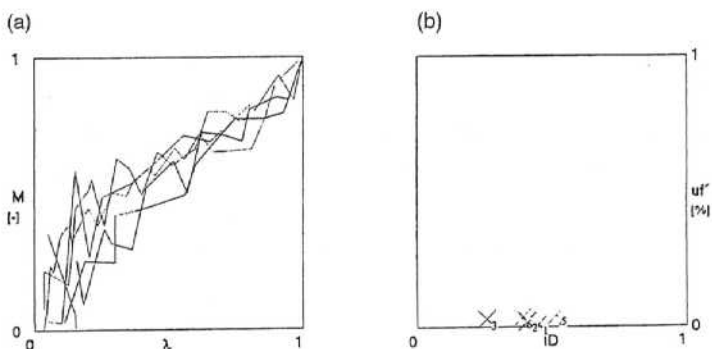


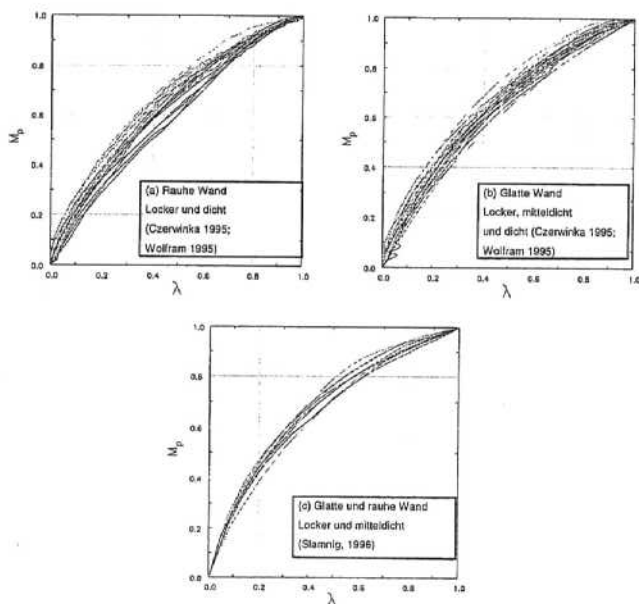
Bild 3.3: Mittelfeinsand (Lagerungsdichte $I_D = 0,26 + 0,52$)



(4) Passiver Erddruck

In Bild 4.1 sind aus verschiedenen Versuchsergebnissen abgeleitete normierte Mobilisierungsfunktionen für trockenen **Feinmittelsand** ("Dresdner Hellersand") zusammengestellt und zwar für den Typ Parallelbewegung der Wand mit Variation der Wandrauigkeit der Lagerungsdichte und der Wandhöhe. Bei den Zentrifugenmodellversuchen von Czerwinka und Wolfram betrug die Wandhöhe 12 cm, bei den 1-g-Modellversuchen von Stammig 60 cm.

Bild 4.1: Normierte Mobilisierungsfunktionen M_p für den passiven Fall für trockenen Feinmittelsand



Pirker und Rößner (1997) führten Zentrifugenmodellversuche für den passiven Fall mit **Schluff** durch. Die Wandhöhe betrug 12 cm. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen die Bilder 4.2 (Kopfpunktdrehung) und 4.3 (Parallelverschiebung). Bei der Kopfpunktdrehung beschreiben die Mobilisierungsfunktionen annähernd einen Kreisabschnitt, eine Abhängigkeit des Verlaufes von der Lagerungsdichte oder vom Spannungsniveau ist nicht zu erkennen. Bei der Parallelverschiebung verläuft die Mobilisierungsfunktion am Anfang steiler und am Ende flacher.

Bild 4.2 (Pirker/Rößner, 1996): Kopfpunktrotation

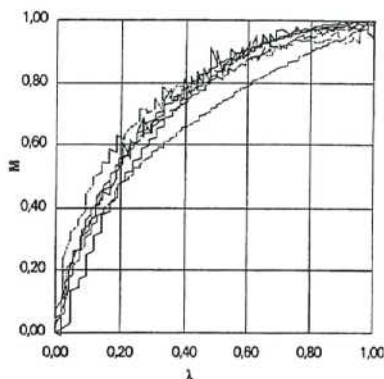
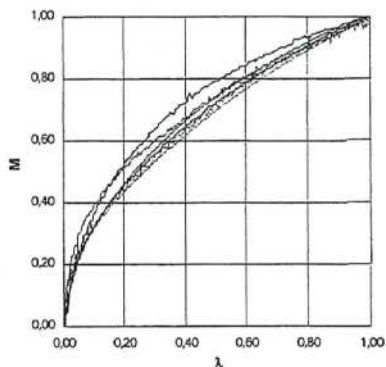


Bild 4.3: Parallelverschiebung



Im übrigen sei bemerkt, daß bei einer Geländeneigung $\beta = \phi$ keine Relativverschiebung zur Mobilisierung der Grenzzustände erforderlich ist, weil in diesem Fall der aktive und der passive Grenzzustand ident sind. Näherungsweise kann man bei Geländeneigungen zwischen $\beta = 0$ und $\beta = \phi$ die erforderlichen Relativverschiebungen durch eine Interpolation zwischen 0 (für $\beta = \phi$) und u_B (für $\beta = 0$) erhalten. Bild 4.4 zeigt die Ergebnisse entsprechender Erddruckmodellversuche mit Sand.

Bild 4.4 (Franke, 1974): Mobilisierungsfunktionen bei variabler Geländeneigung

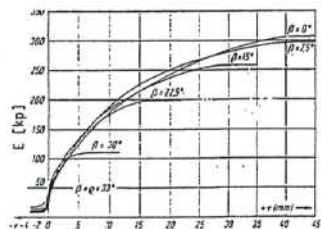


Bild 4.5 zeigt eine Zusammenstellung experimentell ermittelter bezogener Grenzverschiebungen für den passiven Fall und verschiedene trockene Sande (Mittelfeinsand, Grobsand) in Abhängigkeit von der Zustandszahl $I_D (= D)$. Man sieht daraus, daß auch diese Werte in der Größenordnung relativ gut abgeschätzt werden können.

Mao (1993) weist darauf hin, daß auch der Erddruckneigungswinkel einen gewissen Einfluß auf die Größe der Grenzverschiebung hat. Versuchsergebnisse von Czerwinka (1995) und Wolfram (1995) lassen einen solchen Einfluß jedoch nicht erkennen.

Bild 4.6 zeigt verschiedene Versuchsergebnisse für den passiven Fall mit Schluff. Danach liegen die bezogenen Grenzverschiebungen zwischen etwa 21 % bei lockerer Lagerung und etwa 13 % bei dichter Lagerung. Bei der Kopfpunktdrehung sind die Werte etwas geringer als bei der Parallelverschiebung.

Bild 4.5: Bezogene Grenzverschiebung $u'_{t,p}$ für trockenen Sand

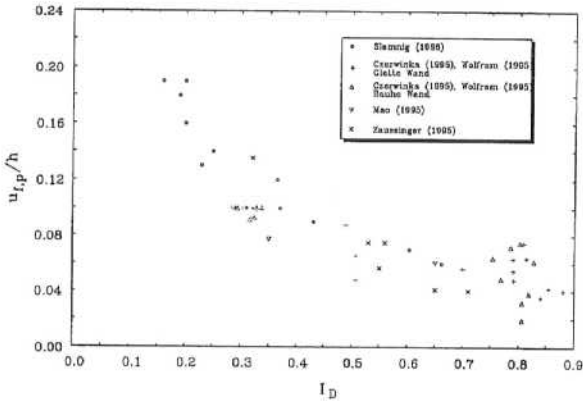
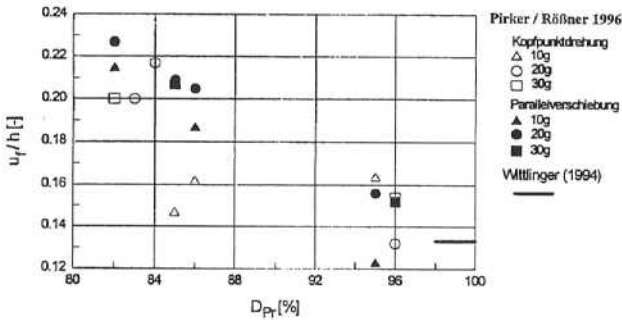


Bild 4.6: Bezogene Grenzverschiebungen $u'_{t,p}$ für Schluff



(5) Modellgesetze für den Erddruck (sh. Pregl, 1997c)

(a) Räumlicher Fall

Das Verhältnis zwischen der räumlichen Erddruckkraft E_P^* des Prototyps (P) und der räumlichen Erddruckkraft E_M^* des Modells (M) beträgt

$$\frac{E_P^*}{E_M^*} = \frac{\frac{\gamma_P h_P^2}{2} b_P K_\gamma s_\gamma^* + p_{v,P} h_P b_P K_v s_v^* + c_P h_P b_P K_c s_c^*}{\frac{\gamma_M h_M^2}{2} b_M K_\gamma s_\gamma^* + p_{v,M} h_M b_M K_v s_v^* + c_M h_M b_M K_c s_c^*} \quad (1)$$

n Beschleunigungsfaktor bei Zentrifugenmodellversuchen

p_v Gewichtsauflast bei Erdbeschleunigung

Bei Annahme einer geometrischen Ähnlichkeit, d. h.

$$h_P/h_M = b_P/b_M = M \quad (1:M = \text{Maßstabsverhältnis})$$

und bei Annahme einer physikalischen Ähnlichkeit, d.h.

$$\gamma_M = \gamma_P, \quad \phi_M = \phi_P, \quad \frac{p_{v,P}}{\gamma_P h_P} = \frac{p_{v,M}}{\gamma_M h_M}, \quad \frac{c_P}{\gamma_P h_P} = \frac{c_M}{\gamma_M h_M}$$

ergibt sich aus Gleichung (1) durch Umformung

$$E_P^* = \frac{M^3}{n} E_M^* \quad (2)$$

Für den **bezogenen Grenzerddruck** gilt die Beziehung

$$\frac{E}{\gamma' \cdot h^2 \cdot b} = \frac{K_\gamma s_\gamma^*}{2} + \frac{p_v}{\gamma \cdot h} K_v s_v^* + \frac{c}{\gamma \cdot h} K_c s_c^*$$

Für die Erddruckspannung in der Tiefe z folgt aus

$$\frac{e_P}{e_M} = \frac{\gamma_P z_P K_\gamma s_\gamma + p_{v,P} K_v s_v + c_P K_c s_c}{\gamma_M z_M K_\gamma s_\gamma + p_{v,M} K_v s_v + c_M K_c s_c} \quad (3)$$

mit den vorher getroffenen Annahmen, jedoch mit

$$\frac{p_{v,P}}{\gamma_P z_P} = \frac{p_{v,M}}{\gamma_M z_M} \quad \text{und} \quad \frac{c_P}{\gamma_P z_P} = \frac{c_M}{\gamma_M z_M},$$

ergibt sich
$$e_P = \frac{M}{n} e_M \quad (4)$$

(b) Ebener Fall

Für den ebenen Fall gilt

$$\frac{E_p}{E_M} = \frac{\frac{\gamma_p h_p^2}{2} K_\gamma + p_{v,p} h_p K_v + c_p h_p K_c}{\frac{n \gamma_M h_M^2}{2} K_\gamma + n p_{v,M} h_M K_v + c_M h_M K_c} \quad (5)$$

und

$$\frac{e_p}{e_M} = \frac{\gamma_p h_p K_\gamma + p_{v,p} K_v + c_p K_c}{n \gamma_M h_M K_\gamma + n p_{v,M} K_v + c_M K_c} \quad (6)$$

Unter den gleichen Voraussetzungen wie beim räumlichen Fall ergeben sich daraus folgende Beziehungen:

$$E_p = \frac{M^2}{n} E_M \quad (7)$$

und

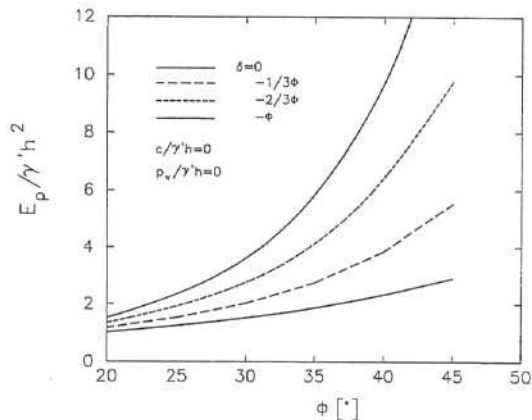
$$e_p = \frac{M}{n} e_M \quad (8)$$

Für den **bezogenen Grenzerddruck** gilt

$$\frac{E}{\gamma' h^2} = \frac{K_\gamma}{2} + \frac{p_v}{\gamma' h} K_v + \frac{c}{\gamma' h} K_c.$$

Diese Beziehung ist in Bild 5.1 für den passiven Erddruck E_p und für variable Parameter ϕ und δ dargestellt. Bei Werten $p_v/\gamma' h > 0$ und $c/\gamma' h > 0$ verschieben sich die gezeichneten Kurven um konstante Achsabstände. Diese Darstellung entspricht derjenigen des Bildes 2.5. Werden in ein solches Diagramm die aus Versuchen abgeleiteten bezogenen Grenzerddrücke eingetragen, so läßt sich aus dem Vergleich mit den theoretischen Kurven auf den Modellfaktor schließen, der bei dem angewendeten Berechnungsverfahren anzuwenden ist.

Bild 5.1:



(6) Tragfähigkeit von Flachgründungen

Zur Ermittlung normierter Mobilisierungsfunktionen und bezogener Grenzverschiebungen ist bei Flachgründungen zwischen verschiedenen möglichen Krafteinwirkungen zu unterscheiden, wie beispielsweise

- Vertikal und mittig belastete Fundamente (Muhs, 1969; Weiß 1970)
- Schräg belastete Fundamente (Lautner, 1996)
- Überwiegend horizontal belastete Fundamente (Nendza/Nacke, 1986)

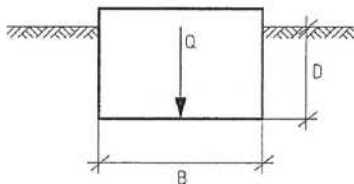
Bei vertikal (Lastneigungswinkel $\delta_s = 0$) und mittig belastete Fundamenten wird die Belastung Q bis zur Grenzlast (Tragfähigkeit) Q_g gesteigert (Bild 6.1). Als Mobilisierungsgrad M und bezogene Verschiebung λ werden die Verhältniswerte

$$M = Q/Q_g$$

und $\lambda = s/s_g$

gewählt.

Bild 6.1:



Die aus einer großen Anzahl von Probebelastungen auf Sand abgeleiteten normierten Mobilisierungsfunktionen und bezogenen Grenzverschiebungen sind in den Bildern 6.2 und 6.3 dargestellt. Variiert wurden dabei die Fundamentform ($L/B = 1, 2$ und 4), der Wassergehalt (erdfeucht und wassergesättigt) und die Einbindetiefe ($D = 0$ bis $0,5$ m). Die Fundamentbreite betrug $0,5$ m. Bei der Mobilisierungsfunktion kann man erkennen, daß die Lagerungsdichte wenig Einfluß hat. Dies gilt auch für die Einbindetiefe, den Sättigungsgrad und die Fundamentform (L/B). Die dick gezeichnete Linie entspricht der Anpassungsfunktion $M = [1 - (1 - \lambda)^2]^{0,7}$. Die bezogenen Grenzsetzungen nehmen mit der Einbindetiefe deutlich und selbstverständlich auch mit der Lagerungsdichte zu.

Bild 6.2 (Fuchs, 1997):

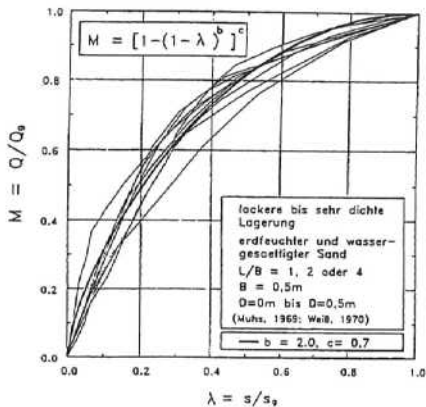


Bild 6.3 (Fuchs, 1997):

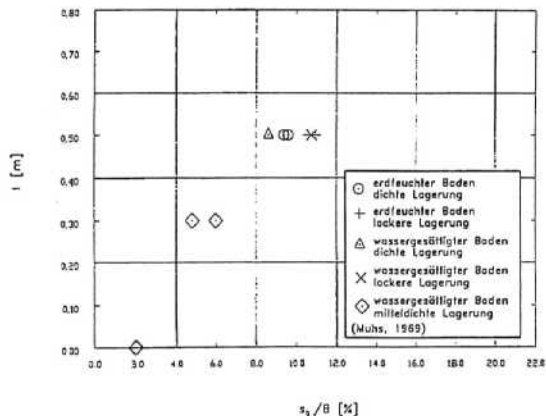
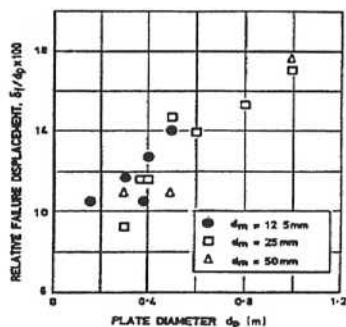


Bild 6.4 zeigt Ergebnisse von Zentrifugenmodellversuchen mit kreisförmigen Lastflächen, wobei sich eine deutliche Abhängigkeit der bezogenen Grenzverschiebung vom Durchmesser der Lastfläche ergab.

Bild 6.4 (King/Dickin/Lyndon, 1984):



Die Bilder 6.5. und 6.6 zeigen die aus 1-g-Modellversuchen auf Grobsand abgeleitete Abhängigkeit der Grenzsetzungen von der Fundamentform (Seitenverhältnis L/B) und von der Geländeneigung (β). Streifenfundamente zeigen gegenüber Quadratfundamenten deutlich größere Grenzsetzungen, mit zunehmenden Geländeneigung β nehmen die Grenzsetzungen ab.

Bild 6.5 (Schopfhauser/Wicklicky, 1997):

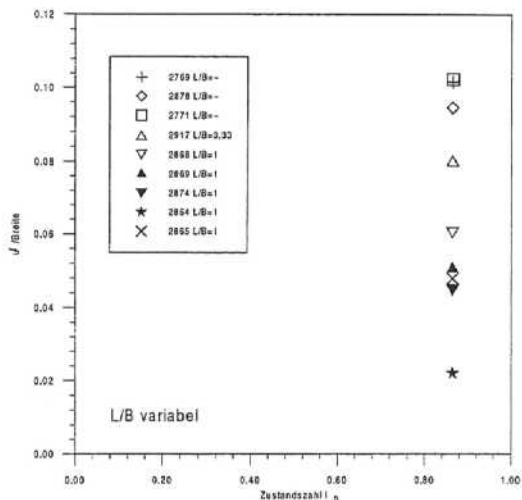
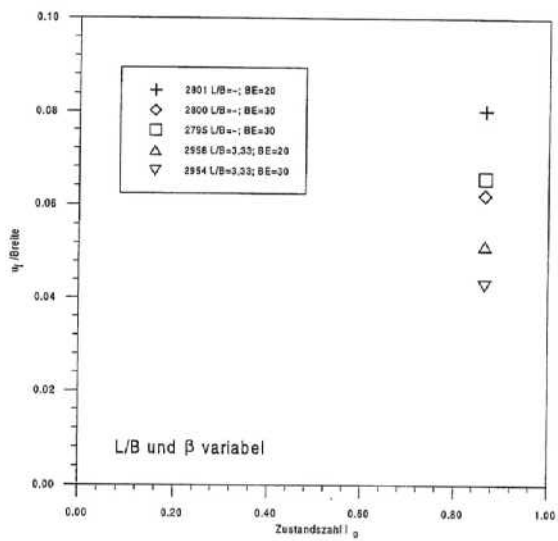


Bild 6.6 (Schopfhauser/Wicklicky, 1997):



(7) Modellgesetze für die Tragfähigkeit von Flachgründungen (sh. Pregl, 1976b)

Das Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit $Q_{t,P}$ des Prototyps (P) und der Tragfähigkeit $Q_{t,M}$ des Modells (M) beträgt

$$\frac{Q_{t,P}}{Q_{t,M}} = \frac{B_P L_P (\gamma_{u,P} B_P N_\gamma + \gamma_{o,P} D_P N_q + c N_c)}{B_M L_M (n \gamma_{u,M} B_M N_\gamma + \gamma_{o,M} D_M N_q + c N_c)} \quad (1)$$

n Beschleunigungsfaktor bei Zentrifugenmodellversuchen

Bei Annahme einer geometrischen Ähnlichkeit, d.h.

$$B_P/B_M = L_P/L_M = D_P/D_M = M \quad (1:M = \text{Maßstabsverhältnis})$$

und bei Annahme einer physikalischen Ähnlichkeit

$$\gamma_{o,M} = \gamma_{u,P} = \gamma_{o,P} = \gamma_{u,P} = \gamma, \quad \phi_M = \phi_P \quad \text{und} \quad \frac{c_P}{\gamma B_P} = \frac{c_M}{n \gamma B_M}$$

ergibt sich aus Gleichung (1) durch Umformung

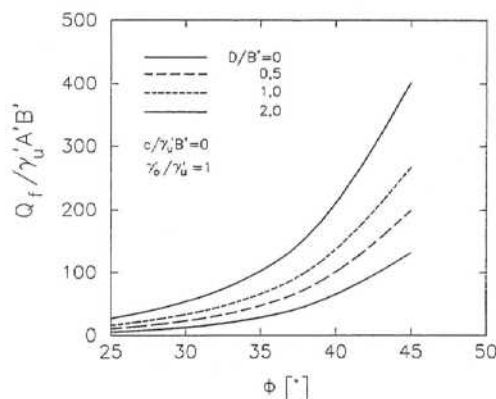
$$Q_{t,P} = \frac{M^3}{n} Q_{t,M} \quad (2)$$

Für die **bezogene Grenzlast** gilt

$$\frac{Q_t}{\gamma_u A' B'} = N_\gamma + \frac{\gamma_o'}{\gamma_u'} \frac{D}{B'} N_q + \frac{c}{\gamma_u' B'} N_c.$$

Diese Beziehung ist in Bild 7.1 für variable Parameter ϕ und D/B' dargestellt.

Bild 7.1:



Schrifttumsverzeichnis

- Czerwinka, B. (1995): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine geführte Wand mittels Modellversuchen. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien
- Franke, D. (1981): Erdruck auf Querflügelmauern. Bauplanung und Bautechnik, H.2, S.85-88
- Franke, E. (1974): Ruhedruck in kohäsionslosen Böden. Die Bautechnik, H.1, S.18
- Fuchs, D. (1997): Untersuchungen über die Mobilisierungsfunktionen bei Erddruck- und Tragfähigkeitsproblemen. Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien.
- Haubrichs, Klaus (1993): Widerstand eines dicht gelagerten Sandes gegen Beanspruchungen infolge ausmittig-schräg oder exzentrisch belasteter starrer Einzelfundamente. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule-Essen, H.18
- King, G.J.W., Dickin, E.A. and Lyndon, A. (1984): The development of a medium-size centrifugal testing facility. In: Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design. Ed. W.H. Craig, A.A. Balkema, Rotterdam, p.25-45
- Lautner, B. (1996): Untersuchungen über den Nachweis der Gleitsicherheit mittels röntgenographischer Modellversuche. Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien.
- Maier, Chr. (1997): Zentrifugenmodellversuche zum aktiven Erddruck. Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien.
- Mao, P. (1993): Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegung und Sättigungsgrad. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, H.16
- Muhs, H. (1969): 40 Jahre Degebo (1928-1968). Mitt. der Degebo an der TU Berlin, H.23
- Muhs, H. und Weiss, K. (1975): Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch. Mitt. der Degebo an der TU Berlin, H.31
- Nacke, C. (1988): Horizontal belastete Fundamente mit geneigter Sohlfläche. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule-Essen, H.14
- Nendza, H. und Nacke, C. (1986): Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter und auf Sand gegründeter Fundamente. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule-Essen, H.12
- Pirker, S. (1996): Untersuchungen zum passiven Erddruck bindiger Böden. Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien.
- Pregl, O. (1997a): Handbuch der Geotechnik, Band 1/2: Grundlagen der Konstruktionen und Bemessung von Tragwerken; Universität für Bodenkultur Wien, Eigenverlag des Institutes für Geotechnik
- Pregl, O. (1997b): Handbuch der Geotechnik, Band 13: Bemessung von Flachgründungen, Universität für Bodenkultur Wien, Eigenverlag des Institutes für Geotechnik
- Pregl, O. (1997c): Handbuch der Geotechnik, Band 16: Bemessung von Stützbauwerken, Universität für Bodenkultur Wien, Eigenverlag des Institutes für Geotechnik
- Rößner, T. (1997): Konzeption und Durchführung von Zentrifugen- Modellversuchen zum Erdwiderstand in kohäsiven Böden, Belegsarbeit am Institut für Geotechnik, TU-Dresden
- Schopfhauser, St. (1997): Modellversuche zur Ermittlung von Tragfähigkeitsbeiwerten Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien
- Slamnik, V. (1996): Großmodellversuche zum Erdwiderstand. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien
- Weiss, K. (1970): Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. Mitt. der Degebo an der TU Berlin, H.25
- Wicklicky, H. (1997): Zentrifugenmodellversuche zum Erdrudruck, Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien
- Wittlinger, M. (1994): Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. Institut für Geotechnik, Stuttgart, Mitteilung 35
- Wolfram, F. (1995): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine geführte Wand mittels Modellversuchen in einer geotechnischen Zentrifuge und FE-Vergleichsrechnungen. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden
- Zaussinger, Ch. (1995): Untersuchung über die Erddruckverteilung von Stützbauwerke. Diplomarbeit an der Univ. f. Bodenkultur, Wien.

Maßstabseffekte beim Erddruck in Sand

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

Lehrstuhl Baugrund-Grundbau Universität Dortmund

1 Einführung

Verschiebt man eine starre Wand der Höhe h parallel gegen das Erdreich, das aus trockenem Sand der Wichte γ besteht und sich im Ruhedruckzustand befindet (Bild 1), ergibt sich der in Bild 2 dargestellte Verlauf der Stützkraft E in Abhängigkeit der Verschiebung u . Ausgehend von der Stützkraft E_0 im Ruhedruckzustand wird bei der Verschiebung u_p der Erdwiderstand E_p als Grenzwert erreicht. Bei entgegengesetzter Bewegung vom Erdreich weg stellt sich als Minimalwert die aktive Erddrucklast E_a bei der Verschiebung u_a ein.

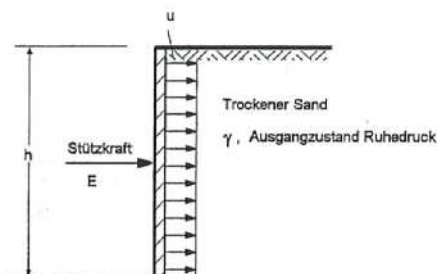


Bild 1: Erddruckproblem

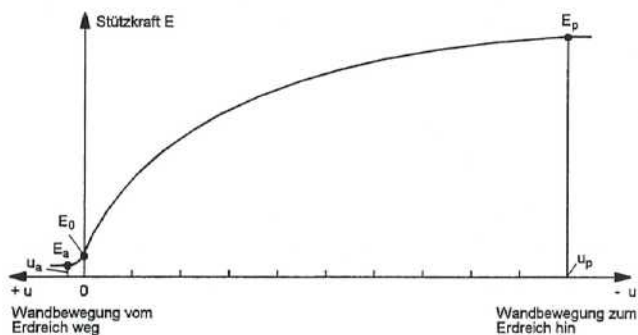


Bild 2: Zusammenhang zwischen Stützkraft und Wandbewegung [1]

Im folgenden soll die Frage untersucht werden, wie sich die Erddruck-Verschiebungskurven sowie die Grenzwerte E_a und E_p auf beliebige Wandhöhen h übertragen lassen, wenn die Ergebnisse bei einer Wandhöhe h_0 bekannt sind und der geometrische Maßstab

$$\lambda = \frac{h}{h_0} \quad (1)$$

vorgegeben ist.

Zur Klärung der Modellgesetze müssen die Last-Verschiebungskurven zunächst in dimensionsloser Form dargestellt werden [2]. Hintergrund ist die Forderung, daß physikalische Zusammenhänge dimensionshomogen sein müssen, d.h. nicht von der gewählten Einheit abhängen dürfen [3]. Zum Beispiel erhält man in Anlehnung an DIN 4085 die in Bild 3 dargestellte Abhängigkeit zwischen der dimensionslosen Stützkraft $2 \cdot E/\gamma h^2$ und der auf die Wandhöhe bezogenen Verschiebung u/h . Dabei wurde in Anlehnung an die Erdwiderstandsberechnungen nach Coulomb anstatt $E/\gamma h^2$ die Größe $2E/\gamma h^2$ gewählt, was jedoch auf die grundsätzlichen Ergebnisse keinen Einfluß hat. Gemäß der heute üblichen Praxis werden bei verschiedenen Wandhöhen dieselben dimensionslosen Verschiebungswerte u/h sowohl im Grenzzustand als auch im Gebrauchszustand bei einer Sicherheit $\eta_p = 2$ angesetzt (s. Tabelle 1 gemäß DIN 4085).

Tabelle 1: Wandbewegung u in Prozent zur Wandhöhe h nach [1] beim Erdwiderstand

Bewegungsart	Zustand	Lagerungsart	
		dicht	locker
a) Fußpunkt- drehung	Bruch u_p	5 bis 10 %	10 bis 30 %
	Gebrauch u_G	2,5 %	4 %
b) Parallelver- schiebung	Bruch u_p	3 bis 5 %	7 bis 12 %
	Gebrauch u_g	0,5 %	0,5 %
c) Kopfpunkt- drehung	Bruch u_p	3 bis 5 %	7 bis 15 %
	Gebrauch u_G	0,5 %	1 %

Berücksichtigt wird lediglich die Art der Wandbewegung und die Ausgangsdichte. Ähnliches gilt für die Grenzwerte im aktiven oder im passiven Zustand. Hier geht neben der Wand- sowie der Geländegeometrie nur der Bruchkörpermechanismus und der Reibungswinkel ein, der unabhängig von der Wandhöhe angesetzt wird.

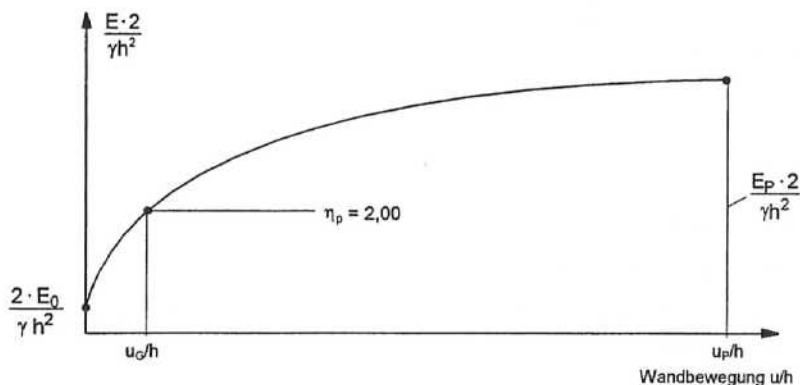


Bild 3: Dimensionslose Stützkraft beim Erdwiderstand $\frac{E_p \cdot 2}{\gamma h^2}$ in Abhängigkeit der dimensionslosen Verschiebung u/h in Anlehnung an DIN 4085.

Zum Beispiel ergibt sich für einen einfachen Gleitkeil nach Coulomb bei einem Wandreibungswinkel $\delta = 0$

$$\frac{E_p \cdot 2}{\gamma h^2} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2)$$

Tatsächlich können sich jedoch zusätzliche Maßstabeffekte ergeben. Häufig beobachtet man mit zunehmender Wandhöhe vor allem folgende Auswirkungen:

- Die dimensionslose Wandverschiebung u/h nimmt bei konstanter dimensionsloser Kraft $2E/\gamma h^2$ zu.
- Der passive Erddruck $E_p \cdot 2/\gamma h^2$ verringert sich.
- Der aktive Erddruck $E_a \cdot 2/\gamma h^2$ nimmt zu.

Diese Effekte erklären sich durch den Einfluß des Druckniveaus auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des Sands. Steifigkeiten nehmen nicht proportional zum Druckniveau zu, sondern unterproportional; der Reibungswinkel nimmt mit zunehmendem Druck ab.

Beide Effekte werden im folgenden auf der Grundlage vereinfachter Modelle untersucht und erklärt. In Abschnitt 2 werden verschiedene Stoffmodelle vorgestellt, Abschnitt 3 beinhaltet die Auswirkungen auf die Verschiebungen im Gebrauchszustand, Abschnitt 4 auf den aktiven und den passiven Erddruck im Grenzzustand.

Weitere Maßstabeffekte aus

- Kapillarkohäsion
- progressivem Bruch
- Dilatanz in Scherfugen
- Biegesteifigkeit von Wänden
- Dehnsteifigkeit von Stützen
- vom Ruhedruck abweichende Vorgeschichte

werden zunächst vereinfachend nicht betrachtet. Ihr Einfluß wird aber am Schluß des Beitrags in Abschnitt 5 näher diskutiert.

2 Stoffmodelle

Maßstabeffekte aus veränderlichen Druckniveau lassen sich durch das Stoffverhalten erklären. Es werden drei Grundtypen unterschieden:

- Typ 1 läßt sich durch starrkörniges Verhalten deuten. Alle Steifigkeiten sind proportional zum Druckniveau [4]. Der Reibungswinkel ist unabhängig vom Druckniveau.
- Bei Typ 2 sind die Steifigkeiten unterproportional zum Druckniveau. Der Reibungswinkel ist aber unabhängig vom Druckniveau.
- Bei Typ 3 sind die Steifigkeiten wie bei Typ 2 unterproportional zum Druckniveau. Außerdem nimmt der Reibungswinkel mit höherem Druckniveau ab.

Bild 4 zeigt qualitativ die Spannungs- und Dehnungskurven in Triaxialversuchen mit verschiedenen Seitendrücken σ_2 , die jeweils während eines Versuchs konstant gehalten werden. Aufgetragen ist das Verhältnis der Vertikalspannung σ_1 zu σ_2 in Abhängigkeit der Vertikaldehnung ε_1 . Das Verhalten der Volumendehnung wird der Einfachheit halber weggelassen. Bei Typ 1 fallen die Kurven zusammen (Bild 4a), während bei Typ 2 zunächst die Dehnungen bei vorgegebenen Verhältnissen σ_1 / σ_2 mit steigendem σ_2 zunehmen, im Grenzzustand jedoch wieder zusammenkommen (Bild 4b). Bei Typ 3 liegen die Kurven auch im Grenzzustand auseinander (Bild 4c).

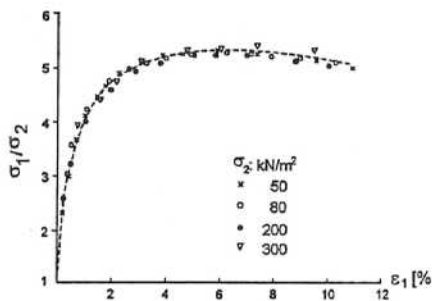


Bild 4a: Typ 1 [10]

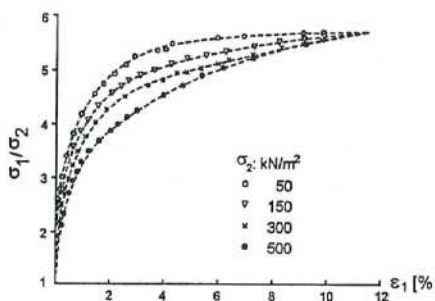


Bild 4b: Typ 2

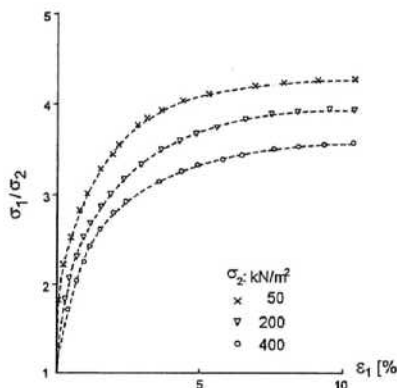


Bild 4c: Typ 3 [10]

Bild 4: Spannungs-Dehnungskurven bei triaxialer Kompression mit verschiedenen Seitendrücken a) Typ 1, b) Typ 2, c) Typ 3

Als Beispiele für Typ 1 sei das hypoplastische Stoffgesetz von Kolymbas in seiner früheren Form [5], der Ansatz von Hettler [2] in seiner ersten Form oder die Überlegungen von Dietrich [6] genannt. Unabhängig von der mathematischen Struktur enthält dieser Typ im Stoffgesetz nur dimensionslose Kenngrößen.

Das Hard Soil Model von Vermeer gehört zu Typ 2. Zum Beispiel lautet die von van Deventer und Molenkamp vorgeschlagene Form [7]

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \left(\frac{s}{s_0} \right)^\beta M_{ijkl} \frac{\dot{\sigma}_{kl}}{s}, \quad (3)$$

wobei $\dot{\epsilon}_{ij}$ die Euler-Dehnungsraten, $\dot{\sigma}_{kl}$ die Spannungsraten, s ein Maß für den mittleren Druck und s_0 einen Referenzdruck bezeichnen. Die Tensorfunktion M_{ijkl} hängt nur von dimensionslosen Größen ab. Der Exponent β ist eine Bodenkenngröße. Details s. [7].

Wie die Untersuchungen von Schanz und Vermeer [8] zeigen, liegt der Exponent β im Bereich zwischen 0,2 und 0,6. Dabei kann der Exponent β sowohl in Oedometer-Versuchen (Bild 5) als auch in triaxialen Kompressionsversuchen (Bild 6) gemessen werden. Zwischen dem Exponenten β und der Bodenkenngröße m in den Bildern 6 und 7 nach Schanz und Vermeer [8] besteht der Zusammenhang

$$m = 1 - \beta. \quad (4)$$

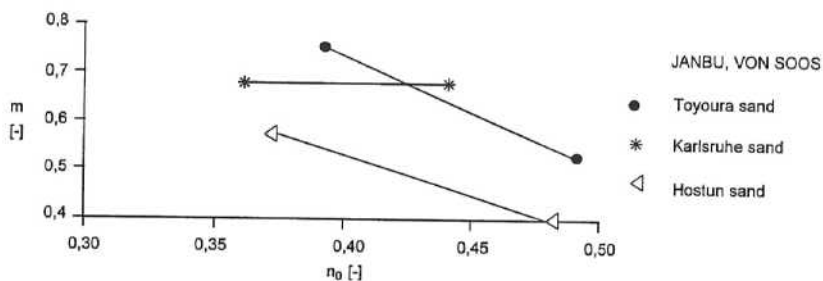


Bild 5: Exponent $m = 1 - \beta$ aus Oedometerversuchen bei verschiedenem Porenanteil n_0 nach [8]

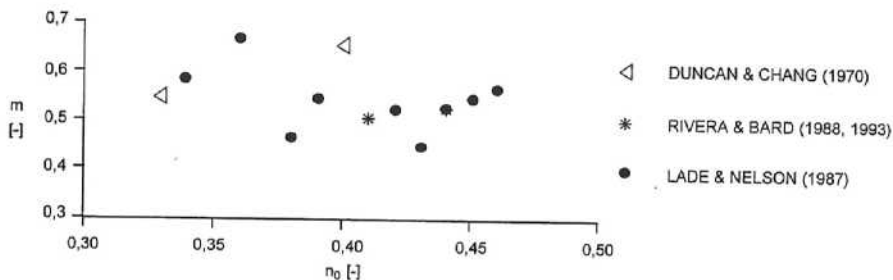


Bild 6: Exponent $m = 1 - \beta$ aus Triaxialversuchen bei verschiedenem Porenanteil n_0 nach [8]

Als Vertreter von Typ 3 sei der finite Ansatz von Hettler [9] für Gebrauchszustände in der Form

$$\Delta \varepsilon = \left(\frac{p_0}{\sigma_K} \right)^\beta \cdot f \left(\frac{\Delta \sigma}{p_0} \right), \quad (5)$$

wobei $\Delta \sigma$ die Spannungsänderung infolge der Dehnungsänderung $\Delta \varepsilon$, p_0 den mittleren Druck im Ausgangszustand, der dem Ruhedruck entspricht, und σ_K eine Kornbruchspannung und somit eine Bodenkenngroße bezeichnet. Gl. 5 gilt für beliebige Komponenten des Spannungs- und Dehnungstensors. Die Funktion f hängt nur von dimensionslosen Bodenkenngroßen ab. Einzelheiten s. [2, 9]. Wie von Hettler und Gudehus gezeigt [10], sind die Exponenten β in den Gleichungen 3 und 5 näherungsweise identisch.

Die experimentell in Triaxialversuchen aus Großproben [10] gefundenen Werte für β auf der Grundlage von Gl. 5 stimmen sehr gut mit den Ergebnissen von Schanz und Vermeer [8] überein, wie aus Tabelle 2 hervorgeht.

Tabelle 2: Untersuchte Sande und Exponenten β nach Hettler und Gudehus [10]

Sand investigated	Shape of grains	Mineral in grains	Loosest/densest density: kN/m ³	Density D investigated: %	Investigated range of σ_2 : kN/m ²	β
Darmstadt sand	Mainly angular	About 92% quartz, 8% stone fragments (granite, diabase, quartzite)	14.7/17.84	83	50-500	0.2-0.35
Degebo sand	Rounded and angular	About 80% quartz in the fine fraction, 50% quartz in the coarse fraction, stone fragments (granite, schist grey wacke, limestone)	17.2/20.5	34	50-300	0.2-0.4
Karlsruhe sand	Angular and slightly rounded	About 85% quartz, about 15% stone fragments (granite, diabase, gneiss, quartzite)	14.3/16.95	100	50-300 400-1000	0 0.5
Eastern Scheldt sand	Unrounded	About 80% quartz, 17% stone fragments (quartzite), 3% calcite	14.34/17.24	55	50-400	0.24-0.33

Ein komplettes Stoffgesetz vom Typ 3 für Gebrauchs- und Grenzzustände stellen die neueren Entwicklungen des hypoplastischen Stoffgesetzes in Karlsruhe dar. [vgl. 11 - 17]. Die vorliegenden Stoffgesetze berücksichtigen den Einfluß von Druck und Dichte auf das Materialverhalten,

allerdings nicht in einem einzigen vorgeschalteten Faktor. Gl. 5 kann also nur näherungsweise für Gebrauchszustände gültig sein. Zum Vergleich mit Gl. 5 wurden Computer-Simulationen¹ von Triaxialversuchen mit verschiedenen Seitendrücken und bei verschiedener Dichte für Karlsruher Mittelsand (Bilder 7a bis c) ausgewertet.

Hypoplastische Parameter von Karlsruher-Sand.

φ [°]	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
30	5800	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13	1,05

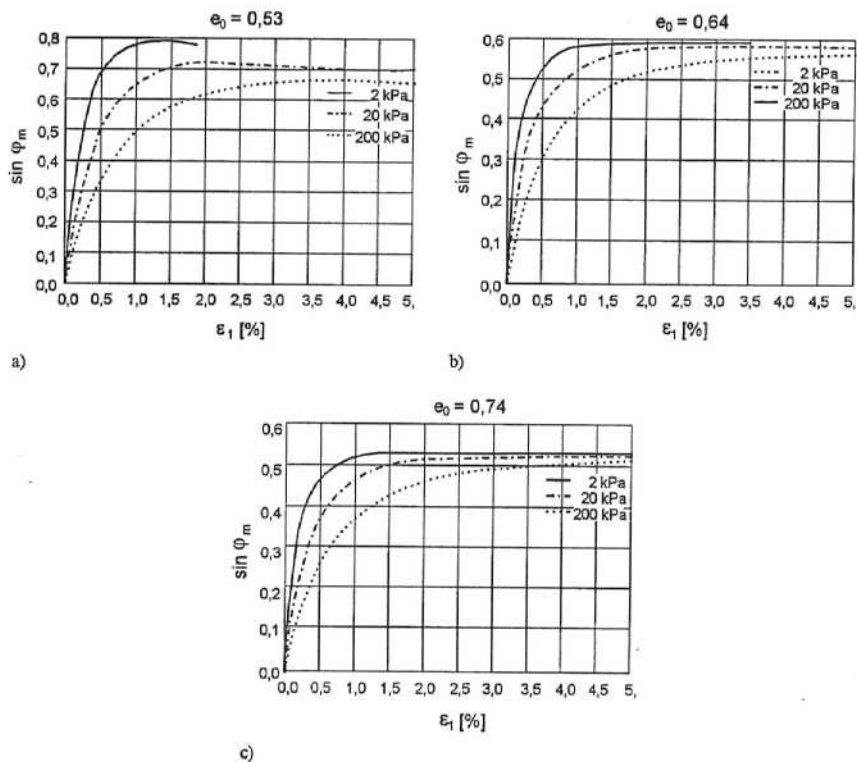


Bild 7a bis 7c: Simulation von triaxialen Kompressionsversuchen an Karlsruher Mittelsand bei verschiedener Dichte mit hypoplastischem Stoffgesetz nach Herle, Kolymbas/Bliem $e_{\min} = 0,53$, $e_{\max} = 0,84$.

Mein Dank geht an die Herren Kolymbas, Bliem und Herle für die Berechnungen.

Der Seitendruck ist jeweils während des Versuchs konstant. Die Dichte ist durch die Ausgangsporenziffer e_0 charakterisiert. Aufgetragen ist der mobilisierte Reibungswinkel

$\sin \varphi_m = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2)$ über der Vertikaldehnung ε_1 . Für einen vorgegebenen Wert von $\sin \varphi_m$ und zwei Versuche mit den Seitendrücken σ_2 und σ_{20} sowie den Dehnungen ε_1 und ε_{10} berechnet sich der Exponent β gemäß Gl. 5 aus

$$\frac{\Delta \varepsilon_1}{\Delta \varepsilon_{10}} = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{20}} \right)^\beta \quad (6)$$

Gl. 6 gilt etwa bis zu 50 % der Peakspannungen. Es ergibt sich unabhängig von der Dichte $\beta \approx 0,32$.

Die Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmendem Druckniveau zeigen die Simulationen von Bauer und Wu [13, 14] in Bild 8.

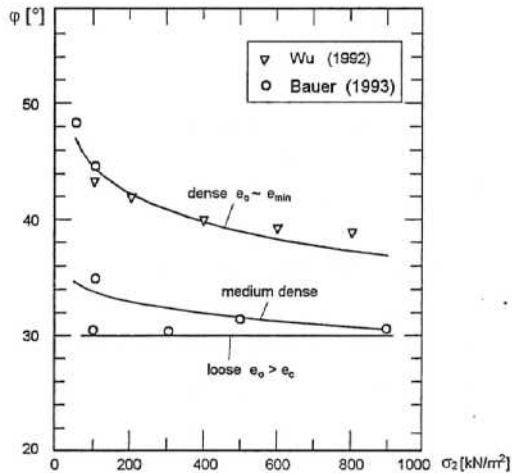


Bild 8: Simulation des Peakreibungswinkels bei triaxialer Kompression durch hypoplastisches Stoffgesetz für Karlsruher Mittelsand [13]

Bei dichtester Lagerung ($e = e_{\min}$) ist der Abfall von φ am größten, bei lockerer Lagerung ist der Einfluß des Druckniveaus sehr gering. Insbesondere ergibt sich bei dichtester Lagerung und $\sigma_2 = 2 \text{ kN/m}^2$ ein Peakreibungswinkel von $\varphi_P \approx 48,5^\circ - 52^\circ$. Dabei entspricht $\sigma_2 = 2 \text{ kN/m}^2$ in

etwa dem Druckniveau bei einer 25 cm hohen Modellwand auf halber Höhe, worauf in Abschnitt 4 bei der Versuchsauswertung noch zurückgegriffen wird.

In grober Näherung läßt sich die Abnahme des Reibungswinkels bei triaxialer Kompression mit der Formel

$$\tan \varphi = \left(\frac{\sigma_{20}}{\sigma_2} \right)^\varepsilon \cdot \tan \varphi_0 \quad (7)$$

beschreiben, wobei φ_0 den Reibungswinkel beim Seitendruck σ_{20} , φ beim Seitendruck σ_2 und ε einen Exponenten bezeichnet. Wie die Auswertung der Ergebnisse in Bild 8 zeigt, hängt ε von der Dichte ab und geht bei lockerer Lagerung gegen null (Tabelle 3).

Tabelle 3: ε in Gl. 7 aus Simulationen von Bauer und Wu an Karlsruher Mittelsand

Lagerungsdichte	ε
dicht	0,08
mitteldicht	0,03
locker	≈ 0

Überträgt man Gl. 7 auf Rahmenscherversuche, erhält man analog

$$\tan \varphi = \left(\frac{\sigma_0}{\sigma} \right)^\varepsilon \cdot \tan \varphi_0 \quad (8)$$

Dabei bezeichnet σ bzw. σ_0 die aufgebrauchte Normalspannung. Wertet man Rahmenscherversuche von Pulsfort [18] an einem anderen Sand bei verschiedenem Ausgangsporenanteil n_0 aus (Bild 9), ergeben sich ähnliche Werte für ε (s. Tabelle 4). Auch hier bestätigt sich die abnehmende Tendenz von ε bei geringer werdender Lagerungsdichte.

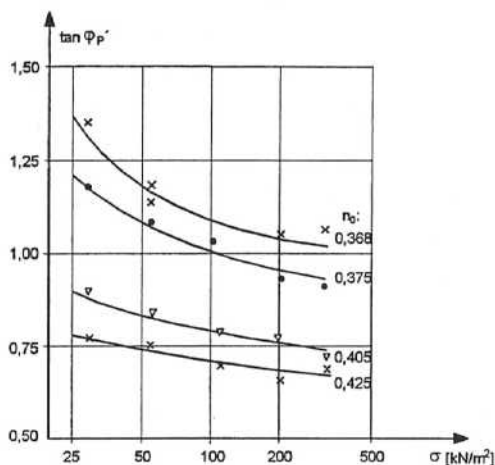


Bild 9: Reibungswinkel ϕ in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und des Normalspannungsniveaus, nach Pulsfort [18]

Tabelle 4: ε in Gl. 8 für einen von Pulsfort untersuchten Sand

Porenanteil n_0	ε
0,368	0,13
0,375	0,115
0,405	0,08
0,425	0,06

3 Verschiebungen im Gebrauchszustand

Setzt man ein Stoffgesetz voraus, das nur dimensionslose Kenngrößen wie bei Typ 1 in Abschnitt 2 aufweist, kann die Mobilisierungsfunktion sowohl im aktiven als auch im passiven Bereich in der dimensionslosen Form

$$\frac{u}{h} = f\left(\frac{\Delta E \cdot 2}{\gamma h^2}\right) \quad (9)$$

dargestellt werden. Dabei bezeichnet ΔE den Differenzerdru

$$\Delta E = E - E_0 \quad (10)$$

ausgehend vom Erdruchdruck E_0 . Die Funktion f in Gl. 9 hängt dabei von der Bodenart, der Dichte und der Wandbewegungsart (aktiv, passiv, Drehung um den Kopf-/Fußpunkt, Parallelverschiebung) ab. Zum Beispiel hat Ziegler für den Erdwiderstand Mobilisierungsfunktionen in der Form von Gl. 9 auf der Grundlage einer frühen Version des hypoplastischen Stoffgesetzes von Kolymbas vorgeschlagen.

Für eine Bettung mit entkoppelten Federn entfällt die Abhängigkeit der Verschiebung von der Wandbewegungsart und der Wandhöhe. Die Beziehung zwischen Differenzdruck e' und der zugehörigen Verschiebung u kann in der Form

$$\frac{u}{z} = g\left(\frac{e'}{\gamma z}\right) \quad (11)$$

dargestellt werden. Dabei bezeichnet z die Tiefe unter Geländeoberkante und g eine Funktion. Beispielfhaft seien hier die Ansätze von Vogt [20] oder Besler [21] genannt.

Setzt man Stoffgesetze vom Typ 2 oder 3 voraus, sind die Verschiebungen in den Gl. 9 und 11 in Abhängigkeit der Wandhöhe zu korrigieren.

Unter den Voraussetzungen

- Starre Wand
- Kleine Verformungen, d.h. geometrische Linearisierung
- Ruhedruck als Ausgangsspannungszustand
- Vernachlässigung des Einflusses aus Scherfugen
- Grenzzustand nicht erreicht

kommen Vermeer [22] sowie van Deventer/Molenkamp [7] auf der Grundlage des elastoplastischen Stoffgesetzes in Gl. 3 und Hettler/Gudehus [10] auf der Grundlage von Gl. 5 unabhängig voneinander zu demselben Korrekturfaktor. Es ergibt sich aus Gl. 9

$$\frac{u}{h} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^\beta \cdot g_0\left(\frac{\Delta E \cdot 2}{\gamma h^2}\right), \quad (12)$$

wobei die Funktion g_0 die Verschiebungen bei der Höhe h_0 bezeichnet. Bei zunehmender Wandhöhe wächst die Verschiebung mit dem Faktor $(h/h_0)^\beta$ an. Dabei ist der Exponent β in den Gl. 12 sowie 3 und 5 derselbe. Das heißt, es kann auf die Ergebnisse von Triaxial- und Oedometerversuchen zurückgegriffen werden.

Bei Wandversuchen fehlen bisher Vergleiche zwischen Elementversuchen und Modellfamilien. Bei Fundamentversuchen dagegen ist die experimentelle Überprüfung erfolgreich geglückt [7]. Gleichung 12 kann auch so interpretiert werden, daß sich die Verschiebungen u und u_0 zweier verschieden hoher Wände mit der Höhe h und h_0 bei gleichem Wert von $2\Delta E/\gamma h^2$ verhalten wie

$$\frac{\frac{u}{h}}{\frac{u_0}{h_0}} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^\beta \quad (13)$$

Ersetzt man h/h_0 durch den geometrischen Maßstabsfaktor λ in Gl. 1, ergibt sich aus Gl. 13 das Modellgesetz

$$\frac{u}{u_0} = \lambda^{1+\beta} \quad (14)$$

Bei starrkörnigem Verhalten mit $\beta = 0$ wachsen die Verschiebungen proportional zur Wandhöhe, sonst überproportional mit einem Exponenten in der Größenordnung von 1,2 bis 1,5.

Strenggenommen gilt Gl. 14 nicht in der Nähe des Grenzzustandes, also für die Verschiebungen u_p und u_s in Bild 2. Deshalb ist in diesem Fall empirisch die Brauchbarkeit von Gl. 14 zu prüfen, z.B. durch Modellfamilien mit verschiedenem Maßstab oder durch Zentrifugenversuche mit unterschiedlichem Druckniveau.

Die Bilder 10a und 10b zeigen die Ergebnisse von Zentrifugenversuchen bei Parallelbewegung a) und bei Kopfpunktdrehung b), durchgeführt von Wolfram unter Betreuung von Franke und Bartel [23]. Dargestellt sind die dimensionslosen Grenzverschiebungen u_p/h beim Erdwiderstand in Abhängigkeit vom Spannungsniveau, das als Vielfaches n der Erdbeschleunigung definiert ist.

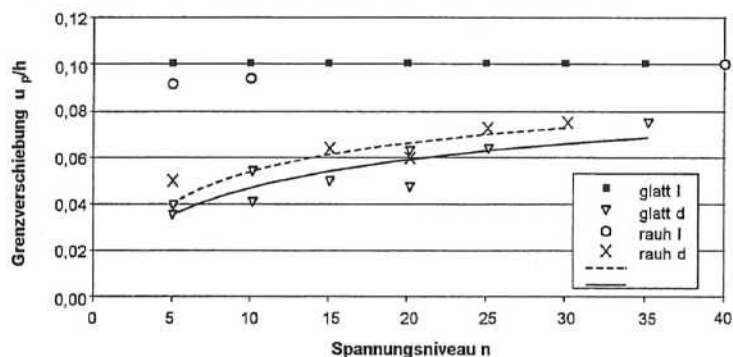


Bild 10a: Grenzverschiebung bei Parallelbewegung im passiven Fall nach [23]

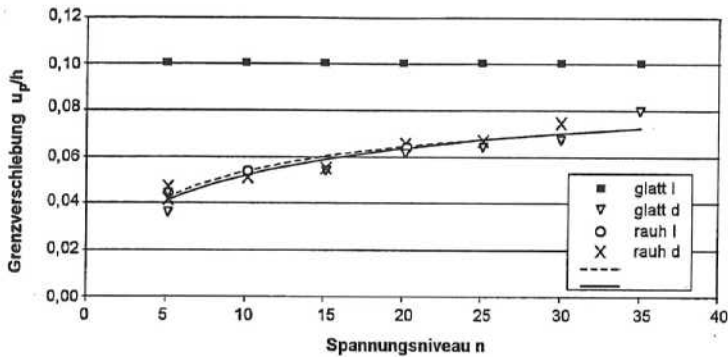


Bild 10b: bei Kopfpunktdrehung

Der Zuwachs läßt sich mit Gl. 13 und $\beta \approx 0,3$ beschreiben. Die Ergebnisse mit $u_p/h = 10\%$ waren mehr oder weniger willkürlich festgelegt und sind deshalb in diesem Zusammenhang nicht relevant. Die Versuche von Franzius [24] an Wänden mit verschiedener Höhe wurden zum Teil mit feuchtem Sand oder unter Auftrieb durchgeführt. Sie können nicht durch Gl. 13 allein ausgewertet werden, weil die Versuche durch Kapillarkohäsion und eventuelle Porenwasserüberdrücke nicht modellähnlich sind (s. Abschnitt 5).

Simuliert man Wandversuche verschiedener Höhe mit einem hypoplastischen Stoffgesetz vom Typ 3, ist strenggenommen Gl. 13 nicht gültig. Zum einen läßt sich der Einfluß des Druckniveaus auf die Steifigkeiten nicht als Vorfaktor herausziehen (vgl. Abschnitt 2), zum anderen ist die Geometrie vollständig nichtlinear berücksichtigt. Wie Vergleichsberechnungen für starre Wände mit Parallelbewegung zeigen (Bild 11), scheint Gl. 13 ähnlich wie bei Triaxialversuchen auch die Ergebnisse bei Wänden sehr gut zu beschreiben. Aus Bild 11 erhält man für Karlsruher Mittelsand mit $\beta \approx 0,3$ fast denselben Wert wie bei Triaxialversuchen.

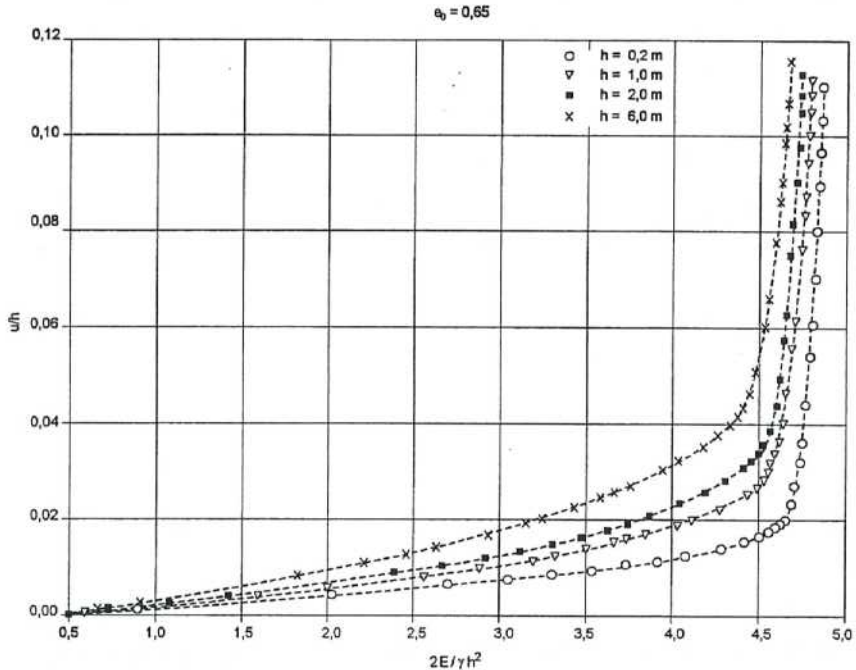


Bild 11 Simulation des Erdwiderstands bei Parallelbewegung mit hypoplastischem Stoffgesetz, durchgeführt von Rahman [25] bei $e_0 = 0,65$.

4 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei Stoffgesetzen des Typs 1 und 2 in Abschnitt 2 hängt der Reibungswinkel nicht vom Druckniveau ab. Somit können die dimensionslos dargestellten Erdrücke bzw. Erddruckbeiwerte K_a und K_p im aktiven und im passiven Grenzzustand unabhängig von der Wandhöhe in der Form

$$K_a = \frac{2 E_a}{\gamma h^2} = f(\varphi) \quad (15 a)$$

und

$$K_p = \frac{2 E_p}{\gamma h^2} = g(\varphi), \quad (15 b)$$

beschrieben werden, wobei die Funktionen f und g außer vom Reibungswinkel von der Wandbewegungsart, dem Wandreibungswinkel sowie der Wand- und Böschungsgeometrie abhängen (vgl. [1, 26, 27]). Dies entspricht der heute üblichen Praxis.

Hängt der Reibungswinkel wie bei Stoffgesetzen vom Typ 3 vom Druckniveau ab, können die gängigen Berechnungsverfahren nicht ohne weiteres angewendet werden.

Für den Fall ebenes Gelände, senkrechte Wand, Wandreibungswinkel gleich null und einfacher Gleitkeil nach Coulomb wird im folgenden mit den Gleichungen

$$\tan \varphi \approx \tan \varphi_0 \left(\frac{h_0}{h} \right)^\varepsilon \quad (16)$$

und

$$K_s = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (17a)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (17b)$$

der Einfluß der Wandhöhe auf die Erddruckbeiwerte stark vereinfachend abgeschätzt. Dabei bezeichnet φ bzw. φ_0 den maßgeblichen mittleren Reibungswinkel bei der Wandhöhe h bzw. h_0 . Gibt man für eine Wandhöhe h_0 den Winkel φ_0 vor, kann aus den Gl. 16 und 17 für beliebige Wandhöhen der Verlauf von K_s und K_p abgeschätzt werden.

Verwendet man die Exponenten ε aus Tabelle 3 und ordnet einer Wandhöhe von 20 cm die Reibungswinkel $\varphi_0 = 50^\circ$ bei dichtester Lagerung, $\varphi_0 = 38^\circ$ bei mitteldichter und $\varphi_0 = 30^\circ$ bei lockerer Lagerung zu, erhält man den in den Bildern 12 und 13 dargestellten Kurvenverlauf. Wie aus den Bildern 12 und 13 hervorgeht, ist der Maßstabseffekt besonders ausgeprägt bei hohen Reibungswinkeln und kleinen Wandhöhen, die im Modellbereich verwendet werden. Bei in der Praxis üblichen Reibungswinkeln und Wandhöhen dagegen ist der Effekt relativ gering.

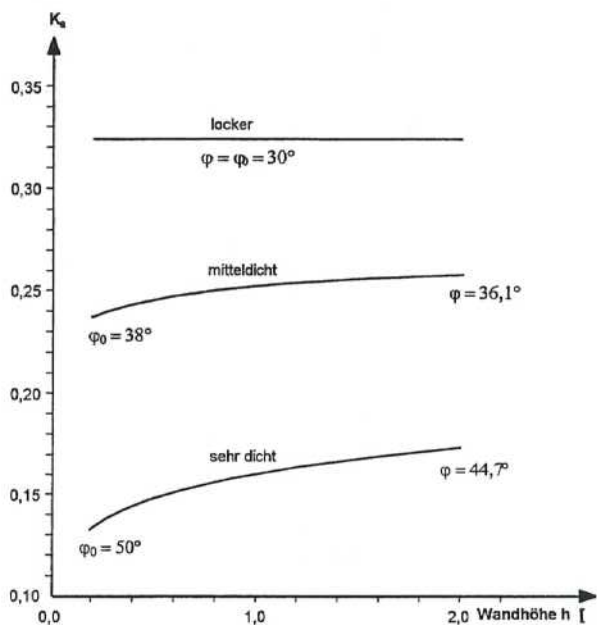


Bild 12: Qualitativer Verlauf von K_a bei Druckabhängigkeit des Reibungswinkels

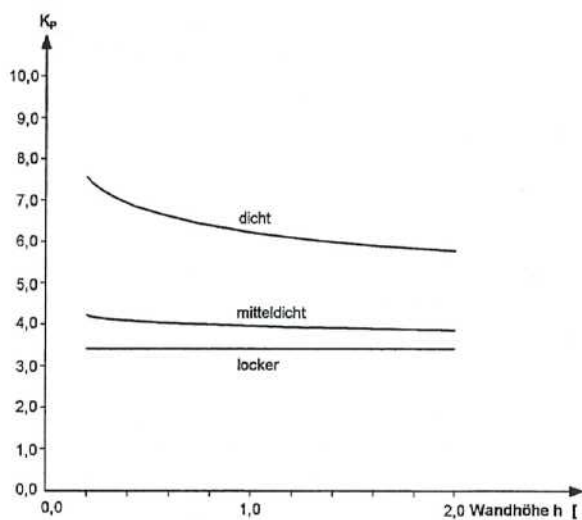


Bild 13: Qualitativer Verlauf von K_p bei Druckabhängigkeit des Reibungswinkels

Wie stark der Einfluß des Reibungswinkels auf K_s und K_p nun tatsächlich ist, läßt sich aufgrund vorhandener Daten noch nicht endgültig klären. Zum Beispiel findet Wolfram in Zentrifugenversuchen für den Grenzerdverstand keinen Maßstabeffekt aus dem Druckniveau (Bild 14a und 14b), während die Verschiebungen vom Druckniveau abhängen (vgl. Bild 10). Dieses Verhalten läßt sich gut mit einem Stoffgesetz vom Typ 2 erklären.

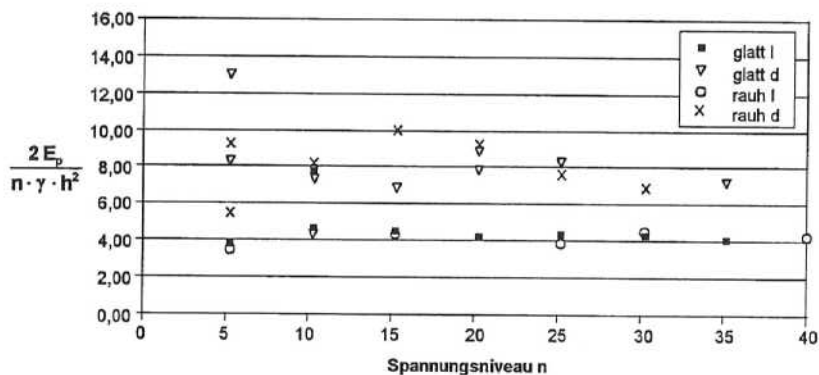


Bild 14a: Normierter Erdwiderstand im Grenzzustand bei Parallelverschiebung nach Wolfram [23] a)

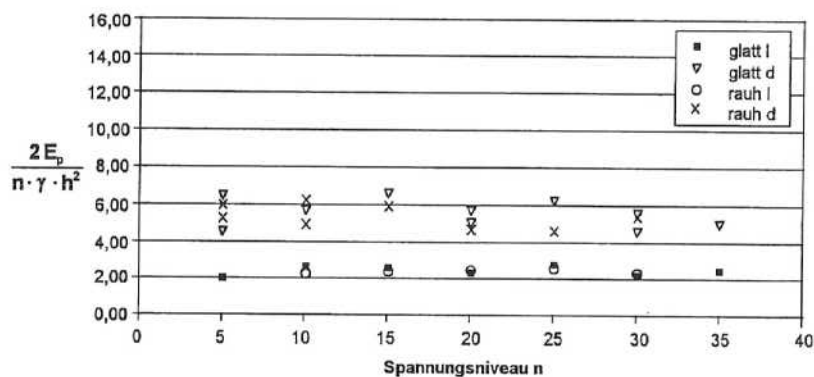


Bild 14b: bei Kopfpunktdrehung b)

Dagegen finden Kremer und Walz [18] beim aktiven Erddruck andere Maßstabeffekte. Kremer und Walz haben u.a. verschiedene nicht gestützte Wände mit unterschiedlicher Gesamtlänge H untersucht (s. Bild 15). Die Biegesteifigkeit war modellähnlich. Verwendet wurde Karlsruher Mittelsand. Wie aus Bild 15 hervorgeht, nimmt der Erddruckbeiwert mit zunehmender Wandhöhe

ab. Zudem werden für unterschiedliche Wandlängen bei gleicher Abgrabtiefe verschiedene Erd-druckbeiwerte gemessen. Kremer und Walz führen diese Effekte auf folgende Punkte zurück:

- Der aktive Erddruck ist noch nicht erreicht.
- Dilatanzvorgänge in Scherfugen in Verbindung mit hohen Reibungswinkeln bis zu knapp 60° .
- Änderungen bei der aktivierten Wandreibung (s. Diskussionsbeitrag).

Somit sind die Messungen von Kremer und Walz durch die im Rahmen dieses Beitrags vorgestellten Überlegungen nicht abgedeckt und sind auch nicht mit den Wandversuchen von Gäßler [28] mit ähnlicher Wandhöhe vergleichbar. Gäßler findet Reibungswinkel zwischen $44 - 48^\circ$.

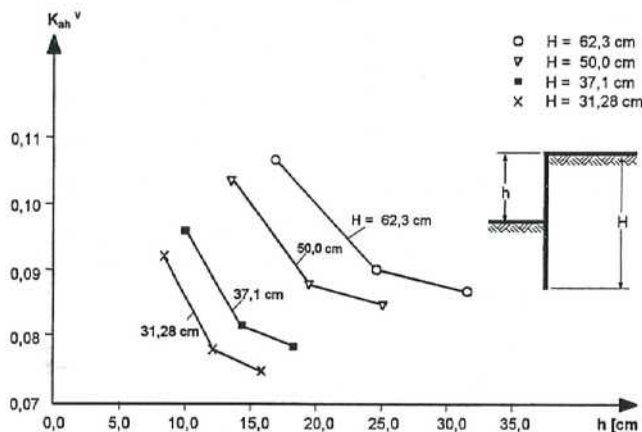


Bild 15: Maßstabseffekt bei K_{ah}^v nach Kremer und Walz

5 Weitere Hinweise

Zu den Maßstabseffekten aus dem Druckniveau kommen im allgemeinen noch weitere hinzu.

Arbeitet man mit feuchtem Sand, der in der Regel eine Kapillarkohäsion c_K aufweist, ist bei Modellfamilien das Modellgesetz

$$\left(\frac{c_K}{\gamma h}\right)_M = \left(\frac{c_K}{\gamma h}\right)_P \quad (18)$$

nicht eingehalten, wobei der Index M für Modell und P für einen Prototyp mit beliebiger Wandhöhe steht. Der Einfluß der Kapillarkohäsion auf Verschiebungen und Grenzlaster kann gerade bei kleineren Modellen beträchtlich sein (vgl. [9]).

Bei elastischen Wänden mit Biegesteifigkeit EI und elastischen Steifen mit Dehnsteifigkeit EF sind die Forderungen

$$\left(\frac{EI}{\gamma h^5}\right)_M = \left(\frac{EI}{\gamma h^5}\right)_P \quad (19)$$

und

$$\left(\frac{EF}{\gamma h^3}\right)_M = \left(\frac{EF}{\gamma h^3}\right)_P \quad (20)$$

einzuhalten. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß die Gl. 13 und 14 nur für starre Wände gelten. Bei elastischen Gründungskörpern und Wänden sind davon abweichende Beziehungen zu erwarten (vgl. [29]). Dasselbe gilt übrigens auch für das in [2] und [10] vorgeschlagene Potenzgesetz zwischen Kraft und Verschiebung. In 1g Versuchen ist im allgemeinen bei Stoffgesetzen vom Typ 2 und 3 eine Modellähnlichkeit trotz Erfüllung der Gl. 19 und 20 nicht gegeben und eine Umrechnung von Ergebnissen auf andere Wandhöhen nicht ohne weiteres möglich.

Bei der Herleitung der Gl. 13 und 14 wurde als Ausgangszustand der Ruhedruck vorausgesetzt. Bei anderen Vorgeschichten sind davon abweichende Gesetzmäßigkeiten zu erwarten. Allerdings dürften bei Vorgeschichten, die modellähnlich sind, Gl. 13 und 14 wieder zutreffen. Das heißt zum Beispiel, daß bei einer Verdichtung die Zusatzspannungen "ähnlich" sein müssen.

Scherfugen können ebenfalls Maßstabeffekte mit sich bringen. Bei dichtem Sand kann der mittlere mobilisierte Reibungswinkel infolge progressivem Bruch bei kleinerem Maßstab größer sein [4]. Nur bei einem idealen Modellsand, dessen mittlerer Korndurchmesser um den gleichen geometrischen Faktor kleiner und dessen Reibungs- und Dilatanzwinkel bei verschiedenem Maßstab genau gleich wären, wäre auch der mittlere mobilisierte Reibungswinkel gleich [28]. Bei Modellfamilien mit 1g-Erdbeschleunigung ändern sich mit dem geometrischen Maßstab sowohl das Druckniveau als auch der mittlere mobilisierte Reibungswinkel, so daß beide Effekte gleichzeitig auftreten und eine Trennung ohne gesonderte Betrachtungen nicht möglich ist. Geeignet zur Untersuchung von progressivem Bruch wären z.B. Zentrifugenversuche mit unterschiedlichem geometrischem Maßstab und konstant gehaltenem Druckniveau. Ein weiterer Maßstabseffekt kann durch Dilatanz und Kontraktanz in der Scherfuge hervorgerufen werden. Dies spielt zum Beispiel bei Zugpfählen mit kleinem Durchmesser in sehr dichtem Sand eine Rolle [30].

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 4085: Berechnung des Erddrucks, Februar 1987, DIN-Taschenbuch 36, Erd- und Grundbau, 8. Auflage 1991, Beuth Verlag, Berlin
- [2] Hettler, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 90
- [3] Görtler, A. (1975): Dimensionsanalyse, Springer Verlag.
- [4] Gudehus, G. (1980): Erddruckermittlung Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 1, Kap. 1.12, Ernst & Sohn, Berlin - München
- [5] Kolymbas, D. (1978): Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 77
- [6] Dietrich, Th. (1977): A comprehensive mechanical model of sand at low stress level, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Speciality session on constitutive properties
- [7] van Deventer, J.M.M.; Molenkamp, F. (1984): Prediction of the behaviour of shallow foundations by means of plate loading tests and triaxial tests, laboratorium for groundmechanica, Delft
- [8] Schanz, T.; Vermeer, P.A. (1997): On the stiffness of sands, symposium Prefailure deformation behaviour of Geomaterials, Geotechnique Symposium London
- [9] Hettler, A. (1984): Erweiterung einer Ähnlichkeitstheorie für Sand zur Erfassung von Kapillarkohäsion und Kornbruch, Ingenieurarchiv 54, 321 - 327
- [10] Hettler, A.; Gudehus, G. (1985): A pressure dependent correction for displacement results from 1g model tests in sand. Geotechnique 35, No. 4, 497 - 510
- [11] Herle, I. (1997): Hypoplastizität und Granulometrie von Korngerüsten, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, in Vorbereitung
- [12] Kolymbas, D. (1991): An outline of hypoplasticity Archive of Applied Mechanics, 61, 143 - 151

- [13] Bauer, E. (1995): Calibration of a compressive constitutive equation, *Soils and Foundations*
- [14] Wu, W. (1992): Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 129
- [15] Hügel, M. (1995): Prognose von Bodenverformungen, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 136
- [16] Gudehus, G. (1995): A comprehensive constitutive equation for granular materials, *Soils and Foundations*
- [17] v. Wolfersdorff, P.A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1, 251 - 271
- [18] Kremer, A.; Walz, B. (1997): Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Wänden, Ohde Kolloquium 1997, Dresden
- [19] Ziegler, M (1986): Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks von Sand, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 101
- [20] Vogt, N. (1984): Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand, Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Heft 22
- [21] Besler, D. (1997): Wirklichkeitsnahe Berechnung von gestützten Baugrubenwänden, Ohde Kolloquium, Dresden
- [22] Vermeer, P.A. (1981): Formulation and prediction of sand behaviour, *Proc. X ICSMFE*, Vol. 1, Stockholm
- [23] Wolfram, F. (1995): Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine geführte Wand mittels Modellversuchen in einer geotechnischen Zentrifuge und FE-Vergleichsrechnungen, Diplomarbeit Technische Universität Dresden, Betreuer Prof. D. Franke und U. Bartel
- [24] Franzius, O. (1928): Erddruckversuch im natürlichen Maßstab. *Der Bauingenieur* 1928, Heft 43

- [25] Rahman, K. A. (1997): Persönliche Mitteilung, Universität Dortmund
- [26] Gudehus, G. (1996): Erddruckermittlung, Grundbautaschenbuch, Fünfte Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin
- [27] Weißenbach, A. (1987): Baugruben, Ernst & Sohn, Berlin
- [28] Gäßler, G. (1987): Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit -, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 108
- [29] Hettler, A. (1986): Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in Sand, Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 102
- [30] Hettler, A. (1984): Theoretische und experimentelle Untersuchungen vertikaler Zugpfähle in Sand. Der Bauingenieur 59, 87 - 95

Diskussion zum Beitrag:

„Maßstabseffekte beim Erddruck in Sand“

von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler, Dortmund

B. Walz / A. Kremer

Bergische Universität - Gesamthochschule Wuppertal

1 Veranlassung

In Kapitel 4 seines Beitrages [1] geht Prof. Dr.-Ing. Hettler auf die Ergebnisse der von Kremer [2,3] durchgeführten bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit nicht gestützten Wänden ein. Anhand des dortigen Bildes 15 (hier als Bild 1 übernommen) führt Hettler aus, daß die Meßergebnisse durch die im Rahmen seines Beitrages [1] vorgestellten Überlegungen nicht abgedeckt und auch nicht mit den Wandversuchen von Gäßler [5] mit ähnlicher Wandhöhe vergleichbar seien. Die von Hettler in [1] genannten, die Versuchsergebnisse von Kremer erklärenden Effekte,

- daß der aktive Erddruck teilweise noch nicht erreicht ist,
- daß Dilatanzvorgänge in Scherfugen in Verbindung mit hohen Reibungswinkeln bis zu knapp 60° auftreten und
- daß Änderungen bei der aktivierten Wandreibung angenommen werden,

seien nachfolgend ausführlicher erklärt.

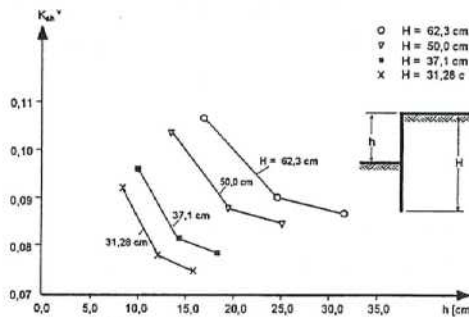


Bild 15: Maßstabseffekt bei K_{ah}^V nach Kremer und Walz

Bild 1: K_{ah}^V als Funktion der freien Wandhöhe h (entnommen aus Hettler [1]).

2 Aushubbedingter belastender Erddruck

Die o.g. Effekte bestimmen wesentlich die Entwicklung des belastenden Erddrucks während des Aushubs des Bodens vor der Wand. Während Hettler in seinen Überlegungen in [1] von dem aktiven Erddruckbeiwert K_{ah} ausgeht, der sich bei voller Mobilisierung des Reibungs- und eines entsprechenden Wandreibungswinkels ergibt, können in Bild 1 bei einer konstanten Wandlänge H vor allem die aushubbedingten Änderungen des belastenden Erddrucks erkannt werden, wobei der Einfluß des Spannungsniveaus auf den Reibungswinkel zurücktritt.

Die in Bild 1 als Funktion der freien Wandhöhe aufgetragene Größe K_{ah}^V ist zunächst ein Versuchswert, der den in den Modellversuchen von Kremer [2,3] gemessenen belastenden Erddruck E_{ah}^V (Index V = Versuch) widerspiegelt, der auf die Rückseite der Modellwand über die Höhe h einwirkt. K_{ah}^V berechnet sich aus der gemessenen Erddrucklast E_{ah}^V mit

$$K_{ah}^V = 2 \cdot E_{ah}^V / (\gamma \cdot h^2).$$

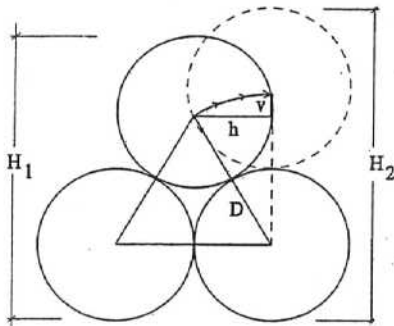
Bei den Modellversuchen wurde der rollige Boden vor der Wand schrittweise abgegraben, so daß der die Wand belastende Erddruck E_{ah}^V bei geringen Abgrabtiefen h durchaus noch im Bereich des erhöhten aktiven Erddruckes liegen kann, wenn die Wanddeformationen entsprechend gering sind.

Um dieses zu begründen, sei auf die horizontalen Verschiebungswege der Wand näher eingegangen. Im allgemeinen wird der mittlere horizontale Wandweg zur Mobilisierung des aktiven Erddruckes (Kleinstwert) bei einer Parallelverschiebung der Wand bzw. einer Drehung um ihren Fußpunkt mit $s_h = 1\% \cdot h$ bis $2\% \cdot h$ angegeben. In kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen ist aber bei dichter Lagerung des Versuchsbodens zusätzlich die Horizontalverformung infolge Dilatanz der Scherfuge zu beachten. Nach Bild 2 beträgt die Volumenzunahme beim Schervorgang in einer dichtesten Packung gleichgroßer Kugeln $\varepsilon = 7,18\%$. Die Breite der im aktiven Zustand entstehenden schmalen Scherzone wird im allgemeinen mit $B = 10$ bis $15 \cdot d_{50}$ (d_{50} = mittlerer Korndurchmesser) angegeben.

In den von Kremer durchgeführten 1g-Modellversuchen betrug der mittlere Korndurchmesser $d_{50} = 0,5$ mm, so daß zum Entstehen der Scherfuge eine Verformung senkrecht zur Gleitfuge von

$$s_L = \varepsilon \cdot B = 0,0718 \cdot 15 \cdot 0,5 = 0,54 \text{ mm}$$

eintreten mußte.



$$h = D \cdot \sin 30^\circ$$

$$v = D \cdot (1 - \cos 30^\circ)$$

$$H_2 = 2 \cdot D$$

$$H_1 = H_2 - v$$

$$\varepsilon = \frac{H_2 - H_1}{H_1} = \frac{1 - \cos 30^\circ}{1 + \cos 30^\circ} = 0,0718$$

Bild 2: Dilatanz bei dichtester Packung gleich großer Kugeln (nach Hock-Berghaus, unveröffentlicht).

Wegen des hohen Reibungswinkels (siehe Abschnitt 3) steht die Gleitfläche sehr steil, etwa unter einem Winkel von $\vartheta_s = 70^\circ$ zur Horizontalen. Damit ergibt sich eine für die Mobilisierung des Coulombschen aktiven Erddruckes erforderliche mittlere horizontale Wandverschiebung von insgesamt

$$s_h^{\text{erf}} = s_h + s_l \cdot \cos(90^\circ - \vartheta)$$

$$s_h^{\text{erf}} = 0,001 \cdot h + 0,54 \cdot \cos 20^\circ$$

$$s_h^{\text{erf}} = 0,001 \cdot h + 0,50 \quad (1)$$

wobei h in [mm] und s in [mm].

Wird s_h^{erf} auf die Wandhöhe h bezogen, ergibt sich für $h = 3,30 \text{ m}$: $s_h^{\text{erf}} = 0,0012 = 1,2\%$

und für

$$h = 15,6 \text{ cm}: s_h^{\text{erf}} = 0,0042 = 4,2\%$$

d.h. der Einfluß der Volumendilatation der schmalen Scherfläche ist in der Prototyp-Ausführung nicht feststellbar, muß aber bei den 1g-Modellversuchen beachtet werden. Hieraus wird also ein Modelleffekt bei 1g-Modellversuchen, bezogen auf den Verschiebungsweg, deutlich.

In der nachfolgenden Tabelle 1 sind die gemessenen mittleren Verschiebungswegen der Wand (die Hälfte der gemessenen Kopfpunktverschiebung aus [3]) zusammen mit den gemäß Gleichung (1) berechneten horizontalen Wandwegen s_h^{erf} , die zur vollen „zwanglosen“ Mobilisierung des aktiven Erddruckes erforderlich sind, zusammengestellt.

Gesamthöhe der Wand	h = 0,27 · H		h = 0,39 · H		h = 0,50 · H	
	s_h^{gem}	s_h^{erf}	s_h^{gem}	s_h^{erf}	s_h^{gem}	s_h^{erf}
[cm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
H = 31,28	0,19	0,58	0,68	0,62	1,89	0,66
H = 37,08	0,25	0,60	0,79	0,64	1,97	0,69
H = 50,00	0,31	0,64	1,05	0,70	2,98	0,75
H = 62,26	0,42	0,67	1,36	0,74	3,97	0,81

Tab.1: Gegenüberstellung der gemessenen Wandverschiebungen und der zur vollen „zwanglosen“ Mobilisierung des aktiven Erddrucks erforderlichen Verschiebungen.

Offensichtlich befindet sich bei allen vier Modellwänden der Boden in der ersten Aushubstufe (h = 0,27·H) im Zustand des erhöhten aktiven Erddruckes, da die gemessene mittlere Wandverschiebung deutlich kleiner ist als der Wert s_h^{erf} . Der zweite Aushubzustand ist dadurch gekennzeichnet, daß der für den aktiven Zustand erforderliche Verschiebungsweg gerade erreicht (bei H = 31,28 cm) bzw. zunehmend überschritten wird.

Der wesentlich geringere Abfall des Beiwertes K_{ah}^V vom zweiten zum dritten Aushubzustand (siehe Bild 1 oder Bild 4) kann mit einem Ansteigen des Wandreibungswinkels durch die nach der horizontalen „Entspannung“ der schmalen Scherfuge nun vor allem nach unten gerichtete Bewegung des Gleitkeiles erklärt werden.

Damit wird die geringe Abnahme des Reibungswinkels, d.h. die von Herrn Prof. Hettler erwartete Zunahme des Erddruckbeiwertes bei steigender Aushubtiefe h für eine betrachtete Modellwand, von zwei anderen Effekten mit gegenläufiger Tendenz überdeckt. Zum einen von der Abnahme des K_{ah}^V -Wertes vom Zustand des erhöhten aktiven Erddrucks auf denjenigen des aktiven Erddrucks und zum anderen von der Abnahme des Erddruckbeiwertes bei zunehmender Wandreibung.

Beim Vergleich der K_{ah}^V -Werte bei gleicher absoluter Aushubtiefe - wie er von Hettler [1] mit Bild 1 vorgenommen wurde - ist zwar das Spannungsniveau identisch, trotzdem kann aber der belastende Erddruck bei gleicher absoluter Aushubtiefe h durchaus unterschiedlich groß sein. Für eine Aushubtiefe von ca. 16 cm befindet sich z.B. die Wand des Maßstabes 1:21 (H = 31,28 cm; h/H = 0,51; siehe Bild 3a) kurz vor Erreichen des Bruchzustandes ($s_h^{gem} = 1,89$ mm),

während die Wand im Maßstab 1:10 ($H = 62,26 \text{ cm}$), die aus Gründen der maßstäblichen Abbildung eine größere Biegesteifigkeit hat (siehe Bild 3b), gerade zu einem Viertel ihrer Gesamtlänge abgegraben ist ($h/H = 0,26$; $s_h^{gem} \approx 0,42 \text{ mm}$). Wie obige Tabelle der Wandverschiebungen zeigt, befinden sich die belastenden Erddruckspannungen hinter der Wand des Maßstabes 1:10 bei der Abgrabtiefe von 16 cm noch im Zustand des erhöhten aktiven Erddrucks, so daß nicht auf einen Zusammenhang zwischen Reibungswinkel und Spannungsniveau geschlossen werden kann.

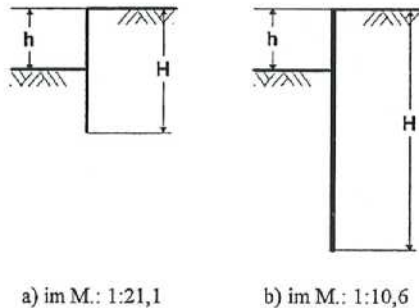


Bild 3: Aushubsituationen im kleinsten und im größten Maßstab bei gleicher absoluter Aushubtiefe h.

In Bild 4 ist obige Argumentation zusammengefaßt. Bei der Auftragung des Beiwertes K_{sh}^V als Funktion der auf die Wandhöhe H bezogenen Aushubtiefe h wird die maßgebliche Einflußrichtung des Druckniveaus auf den Reibungswinkel deutlich. Mit wachsender Größe des Modells steigt das Druckniveau an, der Reibungswinkel wird kleiner und folglich das „Niveau“ des gemessenen Erddruckbeiwertes K_{sh}^V größer.

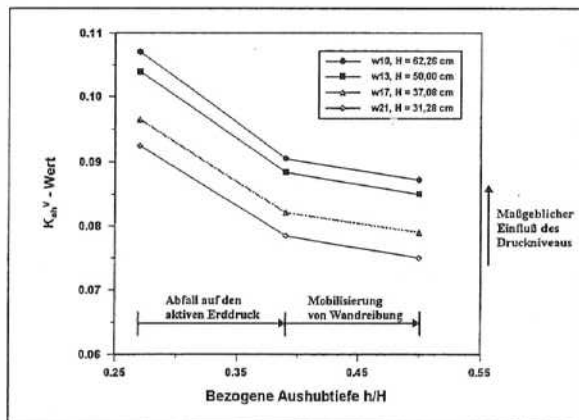


Bild 4: Der K_{sh}^V -Wert als Funktion der bezogenen Aushubtiefe (aus Kremer / Walz [3]).

3 Zur Frage des Reibungswinkels

Werden die bei maximaler Aushubtiefe ($h/H = 0,50$) gemessenen Erddruckbeiwerte K_{ah}^V als Coulombsche Erddruckbeiwerte angesehen, ergibt eine Rückrechnung für horizontales Gelände und für eine vertikale Wand mit einem Wandreibungswinkel von $\delta_a \approx \frac{1}{3}\varphi$ einen Reibungswinkel, der zwischen $\varphi \approx 57^\circ$ (bei $H = 62,26$ cm) und $\varphi \approx 59^\circ$ (bei $H = 31,28$ cm) liegt, also ungewöhnlich hoch erscheint.

Die von Hettler [1] angegebene Potenzfunktion für die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau, z.B. Gleichung (8) aus [1]

$$\tan \varphi = \left(\frac{\sigma_0}{G} \right)^e \cdot \tan \varphi_0$$

ergibt (theoretisch) für $\sigma \rightarrow 0$ den Wert $\tan \varphi \rightarrow \infty$. Dies hat einen nach unserer Meinung richtigen physikalischen Hintergrund, der wieder am Bild 2 erläutert werden kann. Bei dichter und sehr dichter Lagerung des Bodens ergibt sich ein Widerstand gegen eine Scherbewegung aus dem Widerstand der Körner beim Herausheben aus dem dichten Kornverband („Strukturwiderstand“ oder „Verzahnungswiderstand“) und aus der normalspannungsabhängigen „echten“ Reibung. Bei sehr kleinem Spannungsniveau müssen die einzelnen Körner tatsächlich übereinander gehoben werden, was z.B. durch einen hohen Dilatanzwinkel v_p (siehe Bild 5) zum Ausdruck kommt, d.h. der Anteil des Strukturwiderstandes an der gesamten Scherfestigkeit ist hoch, derjenige der „echten“ Reibung klein. Bei der Division des Scherwiderstandes durch eine geringe Normalspannung muß der ermittelte rechnerische Reibungswinkel sehr groß werden - er geht sogar für den theoretischen Fall $\sigma \rightarrow 0$ gegen unendlich, da immer ein gewisser Strukturwiderstand vorhanden ist, und daher eine endliche Widerstandsspannung (Widerstand des blockartig ineinandergefügten Kornsystems gegen horizontales Verschieben) durch die Spannung $\sigma = 0$ dividiert wird. Mit steigender Auflastspannung werden die Körner beim Schervorgang und bei dichter Lagerung weniger „übereinander“ gehoben, sondern zunehmend nach unten verdrängt, was in einer Abnahme des Dilatanzwinkels zum Ausdruck kommt. Der Strukturwiderstand wird kleiner, die „echte Reibung“ überwiegt, d.h. es wird bei zunehmendem Spannungsniveau mehr „echte Reibung“ gemessen.

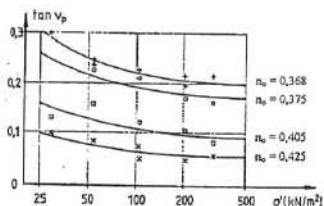


Bild 5: Abhängigkeit des Dilatanzwinkels v_p vom Spannungsniveau (nach Pulsfort [4]).

Die Autoren möchten zum Ausdruck bringen, daß der bei geringem Spannungsniveau formal aus dem Scherwiderstand ausgerechnete, sehr hohe Reibungswinkel ein mehr oder weniger fiktiver Wert ist, der eigentlich mit „Reibung“ nicht gleichgesetzt werden darf, da der bei kleinerem Spannungsniveau weitgehend normalspannungsabhängige „Verzahnungswiderstand“ überwiegt.

Bei dem Einbau des Versuchssandes mit Hilfe der Sandregenmethode wird bei größerer Fallhöhe eine ungewöhnlich hohe Lagerungsdichte erreicht, die gegebenenfalls auch zu einer Verspannung des Sandes in horizontaler Richtung beitragen kann. Dies gilt sowohl für den Versuchscontainer als auch für die Scherbox eines Rahmenschergerätes. Beim Einbau des rolligen Bodens in die Scherbox, z.B. durch Rütteln oder Stampfen, wird keine so hohe Lagerungsdichte des Sandes wie mit der Sandregenmethode bei entsprechend großer Fallhöhe erzeugt. Die Lagerungsdichte betrug bei den Modellversuchen von Kremer $D = 87\%$ bis $D = 95\%$.

In dem Beitrag von Hettler werden auch die Ergebnisse von Rahmenscherversuchen von Pulsfort (Bild 9 in [1]) zitiert, die in einem Normalspannungsbereich von $30 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma \leq 300 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt wurden, wobei der Sand mit der Sandregenmethode in die Scherbox eingebaut wurde. Der dort angegebene Ausgangswert des Porenanteils $n_0 = 0,368$ entspricht bei dem von Pulsfort verwendeten Versuchssand ($\max n = 0,461$; $\min n = 0,362$) einer Lagerungsdichte von $D = 94\%$.

Mit Hilfe der von Hettler in Gleichung (8) aus [1] angegebenen Beziehung

$$\tan \varphi = \left(\frac{\sigma_0}{\sigma} \right)^\varepsilon \cdot \tan \varphi_0$$

kann der Reibungswinkel bei einer Normalspannung von $\sigma = 5 \text{ kN/m}^2$ berechnet werden, wobei von folgenden Werten ausgegangen wird:

$$\varepsilon = 0,13$$

nach Tabelle 4 des Beitrages von Hettler [1]

$$\sigma_0 = 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \tan \varphi_0 = 1,03$$

abgegriffen aus dem Diagramm des Bildes 9 in [1].

$$\tan \varphi = \left(\frac{200}{5} \right)^{0,13} \cdot 1,03 = 1,66 \rightarrow \varphi \approx 59^\circ$$

Bei Verwendung der in Bild 9 aus [1] angegebenen Abhängigkeit für einen Ausgangsporenanteil von $n_0 = 0,375$ ($D = 87\%$) ergibt sich mit $\varepsilon = 0,115$; $\sigma_0 = 200 \text{ kN/m}^2$ und $\tan \varphi_0 = 0,95$ ein Reibungswinkel von $\varphi = 55,4^\circ$.

Die Normalspannung von 5 kN/m^2 entspricht bei einer in den Versuchen von Kremer vorhandenen Wichte des Bodens von $\gamma = 16,7 \text{ kN/m}^3$ einer Überschüttungshöhe von ca. 30 cm, also etwa der maximalen freien Wandhöhe h bei der größten Modellwand mit $H = 62,26 \text{ cm}$. Kremer gibt - wie oben bereits angeführt - den für den entsprechenden Fall „rückgerechneten“ Reibungswinkel mit $\varphi \approx 57^\circ$ an.

Schließlich sei erwähnt, daß seit der Arbeit von Pulsfort [4] in unserem Labor „Karlsruher Versuchssand“ verwendet wird, so daß die Ergebnisse der Rahmenscherversuche aus Bild 9 des Beitrages von Hettler [1] tatsächlich herangezogen werden können. Im übrigen wird auch auf den Aufsatz von Kremer / Walz [2] verwiesen, in dem in Kapitel 4.1 Hinweise auf Literaturstellen gegeben sind, in denen hohe Reibungswinkel bei 1g-Modellversuchen erwähnt werden.

Herr Prof. Hettler bezieht sich in [1] auch auf die Arbeit von Gäbler [5], in der Reibungswinkel bei dichter Lagerung des rolligen Bodens von $\varphi = 44^\circ$ bis $\varphi = 48^\circ$ angegeben sind. In dieser Arbeit finden sich aber auch Hinweise auf höhere Reibungswinkel:

- In den Modellversuchen mit vernagelten Wänden wurde der Boden mit Hilfe der Sandregemethode eingebaut. Das Bild 6 zeigt einen Modellversuch mit einer parallelgeführten Wand, deren Rückseite mit einer Schleppplatte versehen ist. Die Einstreuschichten gestatten eine Auswertung der vom Ende der Schleppplatte induzierten Gleitflächen. Der aus der Abbildung abgegriffene Öffnungswinkel der Gleitflächen ist

$$\alpha = 90^\circ - \varphi = 33^\circ \rightarrow \varphi = 57^\circ.$$

Ein entsprechender Versuch im lockeren Sand ergibt $47^\circ \leq \alpha \leq 52^\circ$, d.h. $43^\circ \geq \varphi \geq 38^\circ$, wobei die Gleitflächen nicht so deutlich ausgewertet werden können.

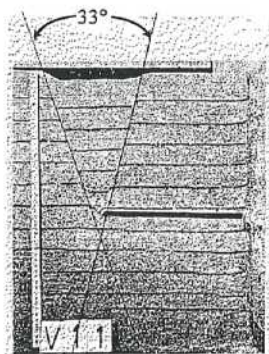


Bild 6: Gleitlinien bei einem Modellversuch mit parallelgeführter Wand und Schleppplatte (aus Gäbler [5]).

- Gäßler hat zum Zwecke der Auswertung von Großversuchen in einem geführten Rahmenschergerät den Reibungswinkel eines rolligen Bodens ermittelt, wobei die Kornverteilung etwas feiner war ($d_{50} \approx 0,3 \text{ mm}$) als in den Versuchen von Kremer. Die in [5] wiedergegebenen Scherweg-Schubspannungs-Abhängigkeiten für Rahmenscherversuche mit Normalspannungen von $\sigma = 50 \text{ kN/m}^2$, $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$ wurden von uns weitergehend ausgewertet mit folgendem Ergebnis:

σ	[kN/m ²]	50	100	150
max τ	[kN/m ²]	54,8	102,9	148,6
tan φ	[---]	1,096	1,029	0,991

Die Anwendung des Potenzgesetzes von Hettler

$$\tan \varphi = \left(\frac{\sigma_0}{\sigma} \right)^v \cdot \tan \varphi_0$$

auf die in der obigen Tabelle dargestellten Versuchsergebnisse lassen auf einen Exponenten $v = 0,092$ schließen und ergeben bei Extrapolation auf das Spannungsniveau $\sigma = 5 \text{ kN/m}^2$:

$$\tan \varphi = \left(\frac{150}{5} \right)^{0,092} \cdot 0,991 = 1,355 \rightarrow \varphi = 53,6^\circ.$$

Aus den weiteren in [5] angegebenen Daten über diesen Versuchssand ist zu entnehmen, daß der Boden in der Scherbox etwa eine Lagerungsdichte von $D \approx 65 \%$ hatte. Es ist denkbar, daß bei einer Lagerungsdichte von $D = 85 \%$ bis 90% für diesen Sand bei dem kleinen Spannungsniveau von $\sigma = 5 \text{ kN/m}^2$ auch ein Reibungswinkel in der Größenordnung von $\varphi \approx 57^\circ$ gemessen werden würde.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, daß sowohl im 1g-Modellversuch als auch im Rahmenscherversuch bei sehr dichter Lagerung des mit der Sandregenmethode eingebauten gleichförmigen Mittelsandes „rechnerische“ Reibungswinkel von bis zu $\varphi = 60^\circ$ unter kleinem Normalspannungsniveau (Größenordnung $\sigma = 5 \text{ kN/m}^2$) möglich erscheinen. Dies ist physikalisch vor allem auf den hohen „Verzahnungswiderstand“ zurückzuführen, der bei Ermittlung des „rechnerischen“ Reibungswinkels durch eine sehr kleine Normalspannung dividiert wird.

4 Schlußbemerkung

Die kritischen Anmerkungen von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hettler in seinem Beitrag [1] zum Ohde-Kolloquium 1997 haben uns veranlaßt, die Ergebnisse der 1g-Modellversuche an nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden erneut zu diskutieren und zu prüfen. Für den Anstoß dieser Diskussion danken wir Herrn Prof. Hettler. Vielleicht ist es mit den obigen Ausführungen gelungen, die von Hettler benannten Effekte zu verdeutlichen und der Diskussion um die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau neue Aspekte hinzuzufügen.

5 Literatur

- [1] Hettler, A. (1997): Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand. Ohde-Kolloquium, Dresden.
- [2] Kremer, A. / Walz, B. (1997): Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden. Ohde-Kolloquium, Dresden.
- [3] Kremer, A. / Walz, B. / Hock-Berghaus, K. (1997): Modelleffekte bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden. Bericht zu einem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschungsvorhaben.
- [4] Pulsfort, M. (1986): Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bericht Nr. 4 des Lehr- und Forschungsgebietes Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik der Bergischen Universität - GH Wuppertal.
- [5] Gäßler, G. (1987): Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit. Heft 108 der Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe.

Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden

A. Kremer / B. Walz

Bergische Universität - Gesamthochschule Wuppertal

1 Einleitung

Die Bauwerk - Boden - Interaktion bei gestützten Baugrubenwänden oder Ufereinfassungen ist - wie das Thema des diesjährigen Ohde-Kolloquiums zeigt - auch heute noch Gegenstand von Forschungsarbeiten und das, obwohl sich schon mehrere Generationen von Geotechnik-Ingenieuren seit der Jahrhundertwende hiermit befaßt haben.

Bis zu Beginn der Siebziger Jahre war der bodenmechanische 1g-Modellversuch neben der direkten Messung auf der Baustelle das bewährte Hilfsmittel, um das komplexe Wechselspiel zwischen belastendem und stützendem Erddruck an einer Stützwand, das zusätzlich durch das Steifigkeitsverhältnis Wand-Boden beeinflusst wird, zu untersuchen. Einerseits konnten in diesen Modellversuchen theoretisch entwickelte Berechnungsmethoden durch eine detaillierte Untersuchung des Zusammenwirkens von Boden und Bauwerk bei Variation der wesentlichen Parameter überprüft werden, andererseits wurden auch erst aus dem Erkennen der in Modellversuchen auftretenden Verformungs- und Bruchmechanismen Berechnungsansätze abgeleitet. Nachteilig blieb, daß durch zahlenmäßig schwer einschätzbare Modelleffekte eine direkte quantitative Überprüfung der Berechnungsverfahren - etwa durch Vergleich der berechneten und der im Modellversuch gemessenen Bruchlasten - ausgeschlossen wurde. Da viele Modelleffekte in Zusammenhang mit dem im Modell vorherrschenden niedrigen Spannungsniveau gesehen werden (Franke/Muth [2], De Beer [1]), ermöglichte die Einführung der Zentrifuge in die bodenmechanische Modelltechnik eine Abhilfe. Im radialen Beschleunigungsfeld der geotechnischen Großzentrifuge gelingt es, bei kleinmaßstäblichen ng-Versuchen ein Spannungsniveau im Boden zu erzeugen, das dem des Prototypen nahezu entspricht.

Seit Ende der siebziger Jahre verlagerte sich der Schwerpunkt der Untersuchungsmethoden, einhergehend mit der rasanten Entwicklung in der Computertechnik, auf die Anwendung des Bettungszifferverfahrens oder numerischer Verfahren wie z.B. die Methode der Finiten Ele-

mente. Im Falle der FE-Methode war es nun sogar erstmalig möglich, das bei der Stützwandbemessung problematische gleichzeitige Auftreten aller Einwirkungen und Widerstände rechnerisch zu simulieren. Der traditionelle bodenmechanische 1g-Modellversuch wurde dadurch als Hilfsmittel aus den Forschungsprogrammen weitgehend verdrängt. Aber letztlich ergaben sich auch bei den neuen Techniken Anwendungsgrenzen. Bis heute bleibt es schwierig, ein wirklichkeitsnahes Stoffgesetz für Bodenmaterialien zu definieren bzw. einen zutreffenden Ansatz über die Größe und Verteilung der Bettungsziffern zu finden. Im Bereich der Modelltechnik weisen die Zentrifugenversuche gegenüber den 1g-Modellversuchen ebenfalls Nachteile auf. Sie sind viel aufwendiger und unflexibler, da der gesamte Versuchsaufbau in dem Schwenkkorb der Zentrifuge montiert werden muß. Eingriffe in das System bei laufender Versuchsdurchführung sind schwierig und nur bedingt möglich. Infolge der erforderlichen technischen Ausstattung und der langen Rüstzeiten sind solche Versuche zudem recht kostenintensiv.

Vor diesem Hintergrund könnte der bodenmechanische 1g-Modellversuch als alternative Untersuchungsmethode wieder vermehrt Beachtung finden. In einer von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschungsarbeit war es daher das Ziel, bei der im folgenden beschriebenen Durchführung von 1g-Modellversuchen mit nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden in einer Modellfamilie Maßstabseffekte zu identifizieren. Die Ergebnisse von in Aufbau und Durchführung identischen Modellversuchen, die sich ausschließlich im Maßstab unterschieden, sollten die quantitative Formulierung von Maßstabsabhängigkeiten und damit eine Übertragung quantitativer Meßergebnisse auf den Prototyp ermöglichen. Außerdem sollten die zusätzlich aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse über die Bauwerk-Boden-Interaktion dargestellt und diskutiert werden.

2 Versuchsvorbereitung und -durchführung

Im Gegensatz zu vielen Grundlagenversuchen, in denen lediglich bestimmte Bereiche einer Stützwand, wie z.B. der Einbindebereich, oder nur der auf die Stützwand einwirkende Erd- druck hinter der Wand Gegenstand der Untersuchung waren, sollte hier der vollständig abge- stützte und abgegrabene Geländesprung simuliert werden. Nur in diesem System werden die Beziehungen zwischen Verformung, Erddruckgröße und -verteilung sowie Erdwiderstand ganzheitlich erfaßt. Als Stützwand - System wurden die drei Standard-Varianten

- eingespannte, nicht gestützte Wand
- eingespannte, einfach gestützte Wand und
- frei aufgelagerte, einfach gestützte Wand

untersucht. Wesentlich war dabei, daß zwischen den Modellen mechanische Gleichwertigkeit (Äquivalenz) in allen, das physikalische Verhalten maßgeblich beeinflussenden Größen gegeben sein mußte. Ohne näher auf die Dimensionsanalyse einzugehen (siehe Kremer/Walz [4]), sind in Tabelle 2.1 die Modellgesetze für die maßgebenden Versuchsparameter dargestellt.

Größe	Einheit	Modellwand 1	Modellwand 2
Weg	[mm]	w_{M_1}	$w_{M_2} = \left(\frac{\lambda_{M_1}}{\lambda_{M_2}}\right) \cdot w_{M_1}$
Steifenkraft	[N/mm]	S_{M_1}	$S_{M_2} = \left(\frac{\lambda_{M_1}}{\lambda_{M_2}}\right)^2 \cdot S_{M_1}$
Erddruck	[N/mm]	E_{M_1}	$E_{M_2} = \left(\frac{\lambda_{M_1}}{\lambda_{M_2}}\right)^2 \cdot E_{M_1}$
Moment	[Nmm/mm]	M_{M_1}	$M_{M_2} = \left(\frac{\lambda_{M_1}}{\lambda_{M_2}}\right)^3 \cdot M_{M_1}$
Biegesteifigkeit	[Nmm ² /mm]	$(E \cdot I)_{M_1}$	$(E \cdot I)_{M_2} = \left(\frac{\lambda_{M_1}}{\lambda_{M_2}}\right)^4 \cdot (E \cdot I)_{M_1}$

Tab. 2.1: Modellgesetze für die im Modell auftretenden Größen; λ_i sind geometrische Maßstabsfaktoren.

Es wurden unterschiedlich dicke Aluminiumbleche ($d = 0,5; 0,8; 1,0; 1,5$ und 2 mm) als Modellwände in den Maßstäben $1:30 / 1:21,1 / 1:17,8 / 1:13,2$ und $1:10,6$ ausgeführt, wobei alle Wände bezüglich der Abbildung ihrer Biegesteifigkeit einer Hoesch-Kanalziele 400/6 entsprechen. Die Gesamtwandhöhe H des Prototypen betrug $6,60$ m.

Bei der Versuchsvorbereitung wurde fein- bis mittelkörniger Quarzsand ($d_{50} = 0,5$ mm; $U \approx 2$; $\min n = 36,2$ %; $\max n = 44,7$ %), mit der flächenhaften Sandregenmethode beidseitig der Modellwand in dichter Lagerung ($\gamma_d \approx 16,7$ kN/m³) eingebaut, so daß diese vor Versuchsbeginn vollständig im Sand eingebettet war. In der Versuchsdurchführung wurde der Aushubvorgang durch schichtweises Entfernen des Bodens vor der Wand simuliert, wodurch sich der belastende und stützende Erddruck sowie die daraus resultierende Wandverformung naturgemäß ent-

wickeln konnten. Das Einprägen von externen Lasten oder Verformungen in das System wurde gänzlich vermieden.

Siebzehn Dehnungsmeßstreifen (DMS), die längs der Wandmittellachse gleichmäßig über die Wandhöhe angeordnet waren, erfaßten die Verformungen der Wand. Dazu wurden Wandkopf- und Auflagerverschiebungen sowie Auflagerkräfte durch entsprechende Meßaufnehmer registriert.

Die angewandte Versuchstechnik war ausgesprochen solide, so daß in allen Versuchen eine gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse erzeugt werden konnte. Bild 2.1 zeigt zwei typische Beispiele für den gemessenen Biegemomentenverlauf einer nicht gestützten und einer einfach gestützten, eingespannten Wand mit jeweils drei Einzelversuchen.

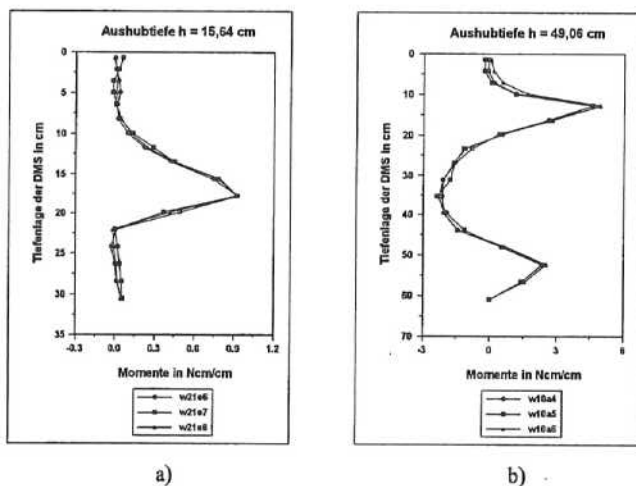


Bild 2.1: Gemessener Verlauf der Biegemomente:

- a) nicht gestützte Wand: $h/H = 0,50$ / $M: 1:21,1$
 b) einfach gestützte Wand: $h/H = 0,79$ / $M: 1:10,6$
 H = Gesamthöhe der Wand.

3 Auswertung der Modellversuche

3.1 Ermittlung der Erddruckspannungen

Der als unmittelbares Versuchsergebnis vorliegende und mittels der DMS-Werte bestimmte Biegemomentenverlauf bildete die Grundlage einer indirekten Auswertmethode zur Ermittlung der unbekanntenen Erddruckbelastung. In einem in der Computeranwendung „Mathcad“ entworfenen Berechnungsprogramm wurde eine angenommene Erddruckspannung im Bereich der freien Wandhöhe eingegeben und anschließend so lange variiert bis die rechnerisch erzeugte Momentenlinie mit dem Meßwertverlauf weitestgehend übereinstimmte. Die resultierenden Erdwiderstandsspannungen sowie die Steifenkraft bei den gestützten Wänden stellten Unbekannte dar, die sich aus der Lösung eines linearen Gleichungssystems im Programmablauf ergaben (Details siehe Kremer/Walz [4]). Diese Auswertmethode ist zwar gegenüber den sonst gebräuchlichen, auf der zweifachen Differentiation der Momenten-Meßwerte basierenden Interpolationsverfahren zeitaufwendiger, doch hinsichtlich der Endergebnisse schlüssig und durch zusätzliche Meßinformationen (z.B. Wandkopferschiebung oder Stützkraft) kontrollierbar.

3.2 Diskussion der Auswertmethode

In der Diskussion dieser Auswertmethode kann als entscheidendes Ergebnis festgehalten werden, daß die in der Approximation entwickelten Erddruckspannungen wirklichkeitsnah sind, da die unabhängig voneinander erfaßten Meßwerte der Biegemomente und der Stützkraft (bzw. der Wandkopferschiebung bei den nicht gestützten Wänden), die durch das Resultat der Auswertmethode miteinander verknüpft werden, sowohl durch die resultierende Momentenlinie als auch durch die rechnerisch ermittelte Steifenkraft (bzw. der Wandkopferschiebung bei den nicht gestützten Wänden) gleich gut angeglichen werden (siehe Kremer/Walz [4]). Neben der guten Reproduzierbarkeit ist dies ein weiterer Hinweis dafür, daß mit dem verwendeten Versuchsaufbau korrekte und nicht von Nebeneffekten belastete Versuche durchgeführt wurden.

Im folgenden werden einige Ergebnisse von Vergleichsrechnungen für den Fall der nicht gestützten Wand dargestellt. Hier wurde neben einer dreieckförmigen auch eine unterlineare Erd-

druckverteilung bei gleichbleibender Intervalleinteilung untersucht. Die Verwendung einer unterlinearen Verteilung erfolgte in Anlehnung an die Arbeit von Schürmann [9], der als Folge der Ergebnisse seiner Zentrifugenversuche zu der Schlußfolgerung kam, daß bei nicht gestützten, biegsamen Stützwänden eine Erddruckumlagerung zum Bodenauflager hin stattfindet. Daraufhin führte er die in Bild 3.1 dargestellte Potenzfunktion als Grundlage für eine modifizierte Erddruckberechnung ein.

Die Vergleichsrechnung konnte für die 1g-Veruche im Maßstab 1:10,6; 1:13,2 und 1:17,8 den Ansatz einer unterlinearen Erddruckverteilung nicht bestätigen. Als charakteristisch ist das Ergebnis des Versuches w17e3 in Bild 3.2a) anzusehen.

Bei der Verwendung eines parabelförmigen Erddruckverlaufes ist ein signifikanter Unterschied zwischen den gemessenen und approximierten Biegemomenten zu erkennen, während mit dem dreieckförmigen Ansatz eine sehr gute Übereinstimmung in der Momentenlinie erzielt wird. Für die in Bild 3.2b) dargestellte Momentenverteilung des Versuches w21e7 scheinen beide Erddruckansätze (parabelförmig oder dreieckig) zulässig. Eine Angleichung der Meßwerte durch einen Momentenverlauf infolge dreieckförmiger Erddruckbelastung bereitet allerdings schon Schwierigkeiten. Im Maßstab 1:30 (siehe Bild 3.2c)) kehrt sich die Verwendbarkeit der Erddruckansätze endgültig um. Die Momentenlinie infolge der klassischen Erddruckverteilung weicht stark gegenüber dem gemessenen Verlauf ab, wogegen der resultierende Momentenverlauf infolge einer unterlinearen Verteilung - in diesem Fall handelt es sich um eine kubische Funktion - gut angeglichen werden kann.

Aus Bild 3.2a) bis c) wird ersichtlich, daß sich im Bereich um den Modellmaßstab 1:21,1 eine Grenze befindet. Jenseits dieser Grenze ist das Modellverhalten konträr, was möglicherweise auf das mit zunehmendem Maßstabsfaktor ungünstiger werdende Verhältnis von Korndurchmesser des Versuchssandes zu Modellgröße zurückzuführen ist. Als Störgröße könnte in diesem Zusammenhang der Einfluß der schmalen Scherzone genannt werden, der sich anscheinend

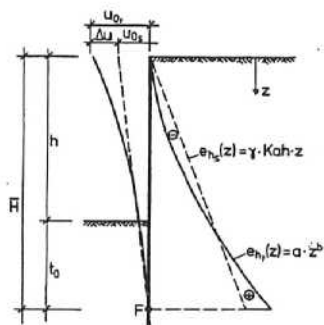
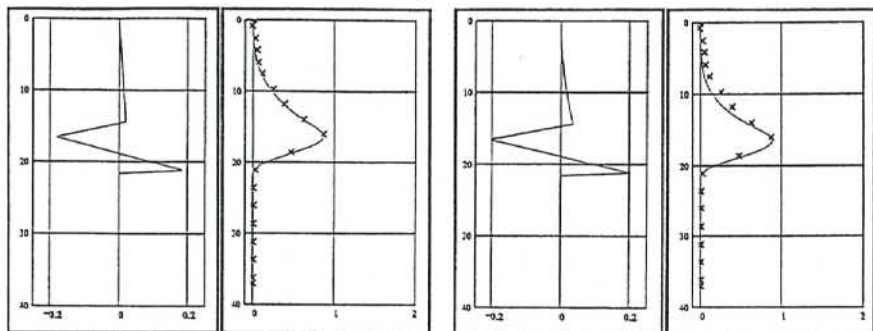
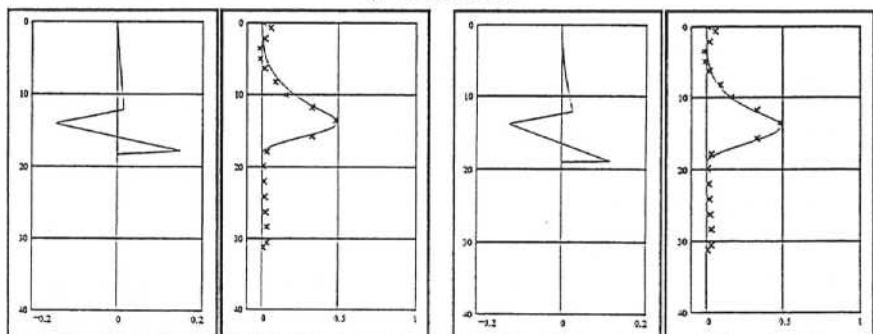


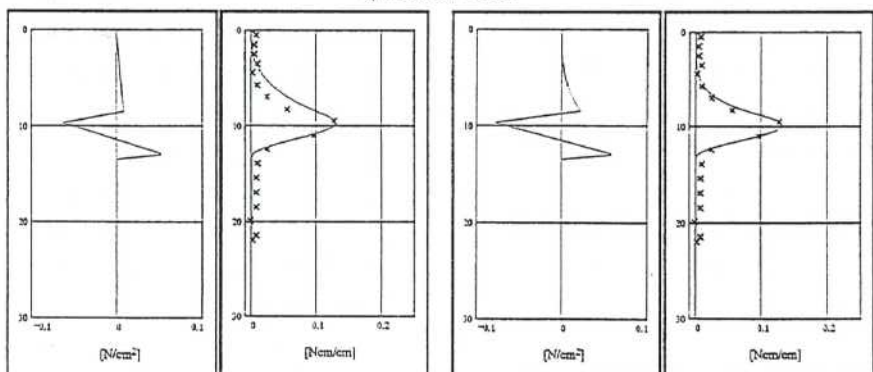
Bild 3.1: Verformungen und Erddruckverlauf bei einer starren und bei einer flexiblen gestützten Verbauwand, nach Schürmann [9].



a) Versuch w17e3



b) Versuch w21e7



c) Versuch w30e5

Klassische dreieckförmige Verteilung

Unterlineare Verteilung

Bild 3.2: Vergleich des Momentenverlaufes infolge klassischer, dreieckförmiger und unterlinearer Erddruckverteilung für die Versuche a) w17e3, b) w21e7 und c) w30e5, für $h/H = 0,39$.

im Einbindebereich der kleinsten Wandmodelle bemerkbar macht. Damit ließe sich auch erklären, daß bei den Versuchen der Maßstäbe 1:10,6 bis 1:21 der Versagensfall schon vor Erreichen der bezogenen Aushubtiefe von $h/H = 0,61$ eintrat, während die Wand im Maßstab 1:30 bis zu $h/H = 0,67$ standsicher blieb. Vielleicht ist die Größe des Modells im Maßstab 1:30 aber auch nur zu klein ($d_{\text{Modellwand}} = 0,5 \text{ mm}$), so daß schon minimale Abweichungen in den geometrischen Abmessungen zu Abbildungsfehlern führen. Als Indiz für die Existenz einer solchen Maßstabsgrenze könnten auch die Versuche von Schürmann [8,9] gelten, der ausschließlich Modellwände im Maßstab 1:30 verwendet hat. Allerdings ließe sich die von Schürmann [9] beobachtete unterlineare Erddruckverteilung auch auf den unmittelbaren Einfluß der Zentrifugalkraft zurückführen. Der Spannungsverlauf im Modellboden eines im Zentrifugenflug befindlichen Modells ist streng genommen nicht linear, sondern aufgrund des mit r linear zunehmenden Radialbeschleunigungsfeldes $n \cdot g = r \cdot \omega^2$ parabelförmig (siehe Bild 3.3).

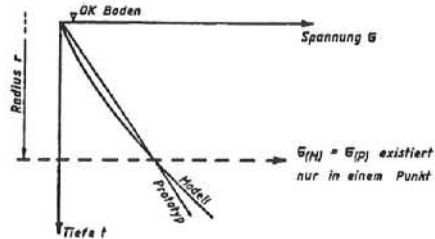


Bild 3.3: Darstellung des Spannungsverlaufs im Modell- (Zentrifuge) und Prototypboden nach Schofield [7].

Nach Schofield [7] liegt die versuchstechnisch bedingte Abweichung vom wirklichen Spannungsverlauf bei einem Verhältnis der Modellhöhe h zum Radius der Zentrifuge r von $h/r = 0,1$ in einem Bereich von $\pm 2 \%$ und wird als vernachlässigbar angesehen. Bei den Versuchen von Schürmann in der Großzentrifuge Z II der Ruhr-Universität Bochum sind aufgrund des relativ kleinen maximalen Radius von $r = 1,80 \text{ m}$ daher ebenfalls Abweichungen vom wirklichen Spannungs- bzw. Erddruckverlauf zu vermuten. Da das Stützwandsystem, wie noch zu sehen ist, sehr empfindlich reagiert, ist ein dementsprechender Einfluß nicht mehr ganz auszuschließen.

Im folgenden wird die Versuchsserie des Maßstabs 1:30 bei den Auswertungen der Modellfamilie ausgeklammert, da hier systematisch Versuchsfehler vermutet werden, die einer näheren Untersuchung bedürfen. Weiterhin wird die klassische Erddruckverteilung für die nicht gestützten Wände der Maßstäbe 1:10,6 bis 1:21,1 aufgrund der guten Momentenapproximation als wirklichkeitsnahe Belastung angesehen.

3.3 Definition der zu untersuchenden Parameter

In Bild 3.4 sind neben dem qualitativen Erddruckverlauf sämtliche zu untersuchende Parameter skizziert, wobei die in Tabelle 3.1 aufgeführten Definitionen gelten.

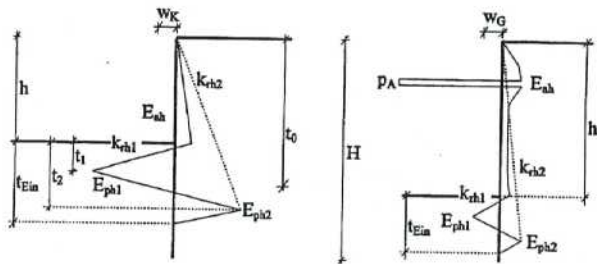


Bild 3.4: Systemskizze der nicht gestützten und der einfach gestützten Wand mit Erddruckverlauf und der in der Auswertung zu untersuchenden Parameter.

H	= Gesamthöhe der Wand
h	= Aushubtiefe
E_{ah}	= Erddruckresultierende bis zur Aushubtiefe
E_{ph1}	= Resultierender Erdwiderstand (baugrubenseitig)
E_{ph2}	= Resultierender Erdwiderstand (Geländeseite)
k_{rh1}	= Steigung der resultierenden Erdwiderstandsspannung vor der Wand
k_{rh2}	= Steigung der resultierenden Erdwiderstandsspannung hinter der Wand
t_1	= Abstand von der Baugrubensohle bis zum Ort der maximalen resultierenden Erdwiderstandsspannung vor der Wand.
t_2	= Abstand von der Baugrubensohle bis zum Ort der maximalen resultierenden Erdwiderstandsspannung hinter der Wand.
t_0	= Abstand von GOK bis zum Querkraftnullpunkt
t_{Ein}	= Einbindetiefe bis zum wirksamen Fußpunkt
w_K	= Wandkopfverschiebung
w_G	= Gurtverschiebung
S	= Steifenkraft = $p_A \cdot b_G$ (= Auflagerspannung x Gurthöhe)

Tab. 3.1: Definitionen der für die Auswertung maßgebenden Parameter.

4 Ergebnisse aus den Versuchen mit den nicht gestützten Wänden

Durch Mittelung der Momenten-Meßwerte aus den zweifach wiederholten Modellversuchen ergab sich für jede Aushubtiefe der repräsentative Momentenverlauf eines jeden Maßstabes, der z.B. für $h/H = 0,5$ in Bild 4.1 als Funktion der Wandhöhe dimensionslos aufgetragen ist. Die Abweichungen in den Momentenlinien deuten dabei auf die Existenz von Maßstabseffekten hin. Um nähere Informationen über diese Maßstabseffekte zu erhalten, wurden nun die durch das Auswertverfahren erzeugten und in Bild 3.4 skizzierten Größen im Kontext der Modellfamilie betrachtet. Dabei wurden die den Maßstab repräsentierenden Größen ebenfalls aus dem arithmetischem Mittel der jeweiligen Versuchswerte ermittelt.

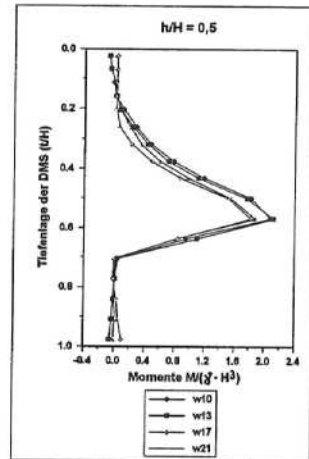


Bild 4.1: Dimensionslose Auftragung des repräsentativen gemessenen Momentenverlaufs als Funktion der Wandhöhe für die bezogene Aushubtiefe $h/H = 0,5$.

Wenn im folgenden von einem Modellversuch im kleineren Maßstab gesprochen wird, ist hierbei eine Wand mit absolut gesehen kleiner Höhe, d.h. ein Versuch mit einem großen Wert des geometrischen Maßstabfaktors λ zu verstehen.

4.1 Erddruckresultierende bis zur Baugrubensohle als Funktion der Aushubtiefe

In der dimensionslosen Darstellung des Bildes 4.2 ist mit kleiner werdendem Maßstab eine Abnahme der repräsentativen Werte der Erddruckresultierenden zu erkennen, was auf eine Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau zurückzuführen ist. Dort, wo der größte Reibungswinkel zu erwarten ist, d.h. bei der Wand mit kleiner absoluter Wandhöhe, tritt auch der kleinste Erddruck auf.

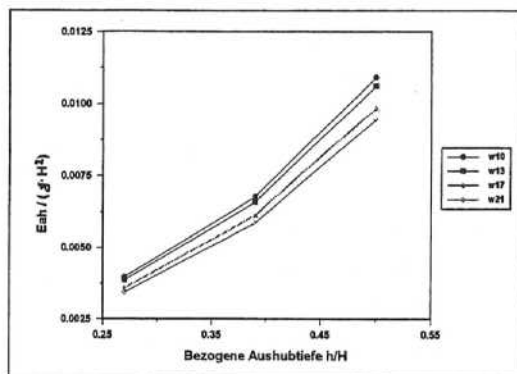


Bild 4.2: Erddruckresultierende als Funktion der Aushubtiefe.

Um eine quantitative Aussage über die Größenordnung der Reibungswinkel treffen zu können, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Hierbei wurde der Reibungswinkel φ in der Formel nach Müller-Breslau

$$k_{ah}^F = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right)^2}$$

solange variiert, bis sich der aus den Versuchsergebnissen ermittelte Erddruckbeiwert

$$k_{ah}^V = \frac{2 \cdot E_{agh}^V}{\gamma \cdot h^2} \quad \text{ergab.}$$

Während der Geländeneigungswinkel β aus den Versuchsrahmenbedingungen zu Null hervor-
ging und der Wandneigungswinkel α sich aus der gemessenen Wandkopfverschiebung w_K be-
rechnen ließ ($\tan \alpha \approx w_K / h$), blieb neben dem Reibungswinkel φ auch der Wandreibungswinkel δ_a unbekannt. Daher wurde zunächst der k_{ah}^V -Wert für die größte bezogene Aushubtiefe ($h/H = 0,50$) in Abhängigkeit der drei denkbaren Maximalwerte $\delta_{a1} = \varphi / \delta_{a2} = 2/3 \cdot \varphi$ und $\delta_{a3} = 1/3 \cdot \varphi$ angenähert. Die sich daraus ergebenden Reibungswinkel φ wurden dann für die Angleichung der k_{ah}^V -Werte aller übrigen Aushubtiefen bei abnehmender Wandreibung beibehalten.

Maßstab:	1:21,1	1:17,8	1:13,2	1:10,6
Größenordnung von φ in Abhängigkeit von δ_{ai}	54,8° - 59,1°	54,0° - 58,3°	52,9° - 57,2°	52,3° - 56,8°

Tab. 4.1 Ermittlung des Reibungswinkels φ mit Hilfe einer Parameterstudie

Die Größenordnung des Reibungswinkels liegt, wenn alle Varianten von δ_a berücksichtigt werden, in einem Bereich von $52,3^\circ \leq \varphi \leq 59,1^\circ$ und erscheint recht hoch. Terzaghi [10] ermittelte jedoch bei seinen Eddruckversuchen mit einer starren, 2 m hohen Wand einen ähnlich großen Reibungswinkel ($\varphi = 53^\circ$) für dicht gelagerten Sand. Rowe [6] gab für seine Versuchsreihe, in denen er biegsame Modellwände u.a. in dicht gelagertem Sand abgrub, einen Reibungswinkel von $\varphi = 50^\circ$ an. In dem Diagramm des Bildes 4.3, das von Pulsfort [5] aus Rahmenscherversuchen mit einem Mittelsand ermittelt wurde, der dem hier verwendeten ähnlich ist, findet diese Größenordnung von φ für das in den Versuchen existierende niedrige Spannungsniveau ebenfalls eine Bestätigung.

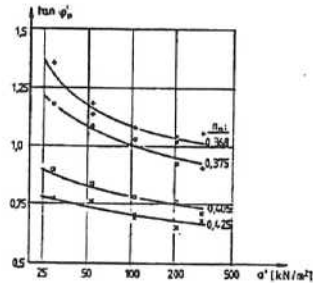


Bild 4.3: Größenordnung des Reibungswinkels φ in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und des Normalspannungsniveaus, nach Pulsfort [5].

4.2 Der resultierende Erdwiderstand als Funktion der Aushubtiefe

Die Abweichungen in der dimensionslosen Darstellung der E_{ph1} -Werte in Bild 4.4 (der Verlauf der E_{ph2} -Werte ist qualitativ gleich) läßt auf den ersten Blick einen Maßstabseffekt vermuten. Würde allerdings beim progressiven Bruch ein Modelleffekt auftreten, müßte im kleinsten Maßstab (z.B. w21) der größte dimensionslose Erdwiderstand erzeugt werden, da sowohl die absolute Größe des Erdwiderstandbruchkörpers am kleinsten als auch der Reibungswinkel am größten ist. Dies ist in der Auftragung des Bildes 4.4 aber nicht der Fall, vielmehr ist eine genau gegenläufige Tendenz festzustellen - die absolut kleinste Wand (w21) mobilisiert den kleinsten Erdwiderstand.

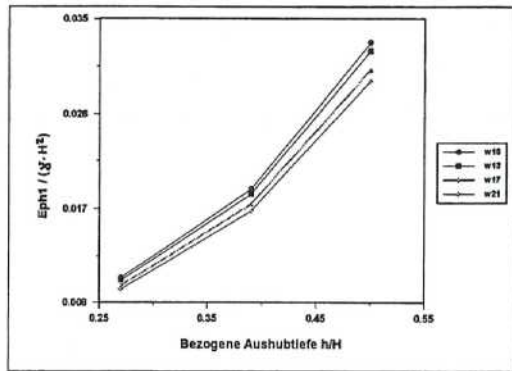


Bild 4.4: Der resultierende Erdwiderstand (baugrubenseitig) als Funktion der Aushubtiefe.

Das betrachtete System der eingespannten, nicht gestützten Wand erzwingt also eine unmittelbare Abhängigkeit der Erdwiderstandswerte im Einbindebereich von den von oben aus dem belastenden aktiven Erddruck eingeleiteten Kräften und Momenten. Es besteht aber kein Zusammenhang zu bekannten und erwarteten Modelleffekten. Daraus ist zu schließen, daß mit derartigen Versuchen im Auflagerbereich der Wand ein Einfluß von Modelleffekten nicht entdeckt werden kann, sondern ausschließlich eine Systemabhängigkeit zur Erfüllung des Gleichgewichts der Kräfte und Momente vorliegt.

4.3 Theoretischer Fußpunkt - Wirksame Einbindelänge - Querkraftnullpunkt

Als theoretischer Fußpunkt wird hier der Punkt in der Tiefe t_{Ein} bezeichnet, in dem die Schnittlasten, die Verschiebung und die Drehung der Wand Null sind. Im Gegensatz zur Definition von Blum/Lohmeyer greift im theoretischen Fußpunkt keine Ersatzkraft an. Der Bereich der Wand unterhalb t_{Ein} ist funktionslos. Aus den in Bild 4.5 dargestellten Parameter ist ein Modelleffekt im Einbindebereich der Wand nicht erkennbar, da die jeweiligen repräsentativen Werte auf einer gemeinsamen Kurve liegen. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß entgegen der allgemein üblichen Vorstellung, daß mit größer werdender Aushubtiefe auch die wirksame Einbindelänge zunimmt, diese bei den hier untersuchten biegsamen Wänden eine konstante Größe $t_{\text{Ein}} \approx 0,2 \cdot H$ hat. Dieses erlaubt die Schlußfolgerung, daß die Art der Einspannung der Wand im Boden ausschließlich von dem Verhältnis der Wandbiegesteifigkeit zur

Steifigkeit des Bodens - hier insbesondere zu seiner Lagerungsdichte - abhängig sein wird. Hieraus folgt aber auch, daß für die Beurteilung des Tragverhaltens biegsamer Wände die reale Wandlänge H nicht die geeignete Bezugsgröße für dimensionslose Darstellungen ist, weil die über t_{Ein} hinausgehende Einbindetiefe keinen Einfluß auf das physikalische Tragverhalten hat. Da hier aber die Frage nach Modelleffekten zu prüfen ist, kann die Wandhöhe H als ein in allen Versuchen konstanter Wert als Bezugsgröße beibehalten werden.

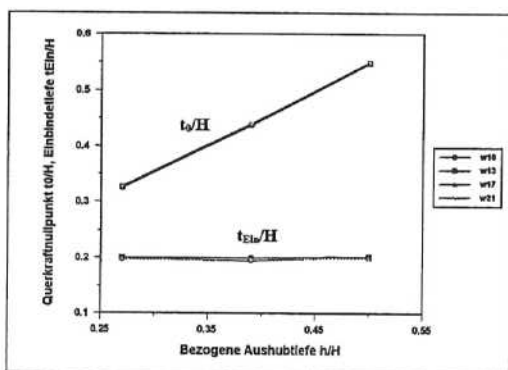


Bild 4.5: t_0/H bzw. t_{Ein}/H als Funktion der bezogenen Aushubtiefe.

4.4 k_{rh1} -Wert und k_{rh2} -Wert

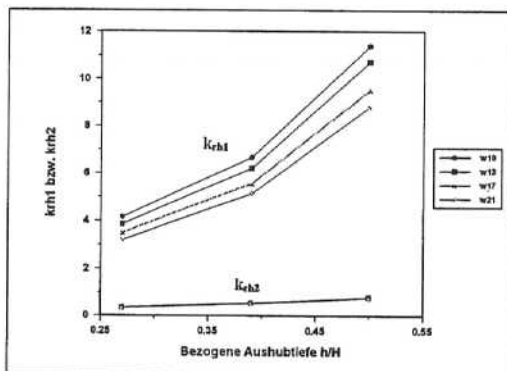


Bild 4.6: Steigung des resultierenden Erdwiderstandes k_{rh1} (baugrubenseitig) und Steigung des resultierenden Erdwiderstandes k_{rh2} (Geländeseite) als Funktion der Aushubtiefe.

Unter Annahme linearer Spannungsfiguren im Einbindebereich vor und hinter der Wand gemäß Bild 3.4, wurden die Erddruckbeiwerte k_{rh1} und k_{rh2} berechnet und in Abhängigkeit von der bezogenen Aushubtiefe in Bild 4.6 aufgetragen. Es wird deutlich, daß der Momenten- und Erddruckzuwachs infolge Aushub hauptsächlich von dem baugrubenseitigem Bodenbereich aufgenommen wird. Der k_{rh1} -Wert steigt gegenüber dem k_{rh2} -Wert viel stärker an und weist zudem die vom aktiven Erddruck übertragenen Maßstabsabhängigkeiten auf. Der k_{rh2} -Wert liegt mit einer Größe von ca. 10 % des jeweiligen k_{rh1} -Wertes in allen Aushubtiefen im Bereich des Erdrudrucks.

Um den Mobilisierungsgrad des baugrubenseitigen Erdwiderstandes besser einordnen zu können, wurde ein Parametervergleich mit Ergebnissen der in der DIN V 4085 - 100 angegebenen Gleichung zur Berechnung des Erdwiderstandbeiwertes k_{pgh}^F für gekrümmte Gleitfugen

$$k_{pgh}^F = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \left[1 + (e^{1,77 \cdot \tan \varphi} - 0,5) \cdot (\tan \delta_p)^{0,78 + 0,6 \varphi} \right] \cdot \cos \delta_p$$

durchgeführt. Als Eingangswerte für die Gleichung wurden die aus der Erddruckberechnung ermittelten Reibungswinkel φ in Abhängigkeit der drei Varianten von δ_s sowie verschiedene Wandreibungswinkel δ_p eingesetzt. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung (siehe Kreyer/Walz [4]) zwischen berechnetem Erdwiderstandsbeiwert k_{pgh}^F und dem aus Versuchsergebnissen resultierenden Beiwert k_{rh1} , der den Zustand des baugrubenseitigen stützenden Erddrucks unmittelbar vor Eintritt des Versagens der Modellkonstruktion beschreibt.

4.5 Ermittlung von Maßstabskennlinien

Eines der Ziele dieser Forschungsarbeit sollte sein, für maßstabsabhängige Größen Maßstabskennlinien zu finden, die es erlauben, durch Extrapolieren der Ergebnisse von 1g-Modellversuchen auf das quantitative Verhalten eines Prototyps zu schließen. Wie vorausgehend beschrieben, wurde nicht für alle Parameter eine Maßstabsabhängigkeit festgestellt. Offensichtlich existiert überhaupt nur eine Maßstabsabhängigkeit als Folge eines Modelleffektes, nämlich beim aktiven, das Wandsystem belastenden Erddruck über die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau. Alle weiteren hier teilweise dargestellten Maßstabsabhängigkeiten ergaben sich aus dem Tragverhalten der Wand als Folge des veränderten belastenden Erddrucks

und sind nicht als selbständige Modelleffekte identifizierbar. In diesem Zusammenhang kann daher von einer Systemabhängigkeit dieser Parameter von der Größe des aktiven Erddrucks gesprochen werden. Bei der Auftragung der Maßstabskennlinien (siehe z.B. Bild 4.7) ist deutlich eine lineare maßstabsabhängige Entwicklung bei allen in Frage kommenden und im folgenden aufgelisteten Größen zu erkennen:

- aktiver Erddruck bzw. k_{ah} - Wert,
- maximales Einspannmoment,
- baugrubenseitiger, resultierender Erdwiderstand bzw. k_{th1} - Wert,
- resultierender Erdwiderstand auf der Wandrückseite,
- Ort der maximalen baugrubenseitigen Erdwiderstandsspannung - Tiefe t_1 .

Zur Ermittlung der Maßstabskennlinien für diese Parameter wurde die repräsentative Größe des Parameters eines jeden Maßstabes in Relation zu der Parametergröße des kleinsten Maßstabes gesetzt. Im Bild 4.7 ist beispielhaft die Kennlinie für den Erddruckbeiwert k_{ah} aufgetragen.

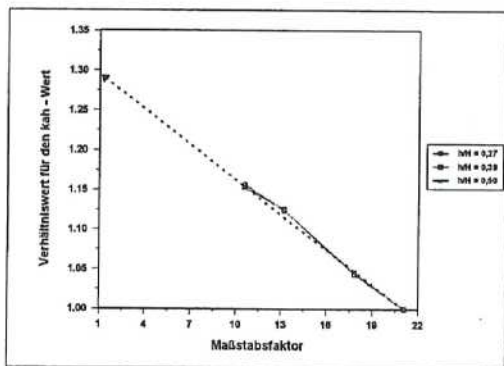


Bild 4.7: Maßstabskennlinie des k_{ah} - Wertes.

Eine Überprüfung der extrapolierten Werte im Maßstab 1:1 mit entsprechenden Berechnungswerten der Auswertmethode zeigte gute Übereinstimmungen (siehe Kremer/Walz [4]).

5 Ergebnisse der Versuche mit einfach gestützten Wänden

5.1 Gurtverschiebung w_G und Steifenkraft S

Bei der maßstabsgetreuen Dimensionierung der Stützkonstruktion wurde zunächst der Einfluß des geringen Verschiebungsweges, den die Wägezellen zur Messung der Steifenkraft benötigen, unterschätzt. Dies führte in den ersten Versuchsreihen zu einem Abbildungsfehler innerhalb der Modellfamilie, da dort immer der gleiche Wägezellentyp mit konstanter Federsteifigkeit für alle Maßstäbe verwendet worden war, so daß die absolute Größe des Verschiebungsweges der Stützkonstruktion von der Größe der Steifenkraft und damit von der absoluten Wandhöhe abhängig wurde. Leider konnte letztlich nur ein weiterer für den Meßbereich brauchbarer Wägezellentyp verwendet werden, so daß sich hinsichtlich der Auflagerverschiebung zwei Maßstabspaare ergaben (siehe M: 1:21,1 / 1:13,2 und M: 1:17,8 / 1:10,6 in Tabelle 5.1), die miteinander vergleichbar blieben.

Maßstabsfaktor	λ	21,1	17,8	13,2	10,6
Federkonstante C der Wägezelle	[N/mm]	600	600	1570	1570
$\frac{C_{M_1} \cdot \lambda_{M_1}^2}{C_{M_{21}} \cdot \lambda_{M_{21}}^2} =$	---	1	0,71	1,02	0,66

Tab. 5.1: Paarweise maßstabsgetreue Abbildung der Federsteifigkeit der Wägezelle.

Die dimensionslose Darstellung der gemessenen Gurtverschiebung w_G/h in Bild 5.1 zeigt einerseits deutlich die Verbesserungen, die durch den Einsatz einer steiferen Wägezelle erzielt werden konnten. Allerdings fallen andererseits die Meßwerte weitgehend zusammen, so daß die Zuordnung zu den Maßstabspaaren nicht eindeutig ist, was auf die sehr kleinen und meßtechnisch kaum mehr exakt zu erfassenden Verschiebungswegen ($w_{G,max} \leq 0,35$ mm) zurückzuführen ist.

In der dimensionslosen Auftragung der gemessenen Steifenkräfte (Bild 5.2) ist dann deutlich eine paarweise Entwicklung entsprechend den jeweiligen Maßstäben zu erkennen.

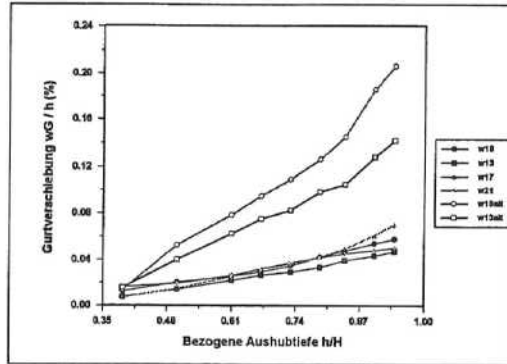


Bild 5.1: Bezogene dimensionslose Gurtverschiebung w_G/h als Funktion der bezogenen Aushubtiefe h/H .

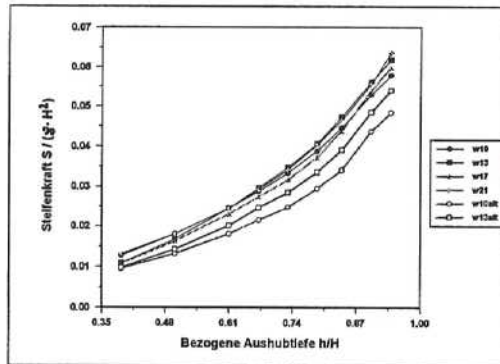


Bild 5.2: Die dimensionslose Steifenkraft als Funktion der bezogenen Aushubtiefe. Bei den Versuchen w10alt und w13alt wurde die gleiche Wägezelle wie in den Versuchen w17 und w21 verwendet.

Die anfänglich ohne Kenntnis des Abbildungsfehlers als Maßstabseffekt interpretierte Verminderung der Steifenkraft mit größer werdender absoluter Wandhöhe aus den älteren Versuchsergebnissen (siehe Kremer/Walz [3]) verschwindet bei Einsatz der steiferen Wägezelle in der neuen Versuchsreihe nahezu vollständig. Hiermit ist eine weitgehend starre Stützkonstruktion im Modell abgebildet (Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. A. Hettler sei an dieser Stelle für einen entsprechenden Hinweis gedankt).

5.2 Der resultierende Erdwiderstand vor und hinter der Wand

Die dimensionslose Darstellung des resultierenden Erdwiderstandes hinter der Wand (Bild 5.3) und vor der Wand (Bild 5.4) läßt erkennen, daß sich die paarweise Entwicklung der Kräfte bis in das Bodenauflager fortsetzt. Dorthin werden bei den gestützten Wandmodellen des Maßstabspaars w21/w13 gegenüber jenen von w17/w10 tendentiell geringere Anteile aus der Erddruckbelastung übertragen, da sich der Erddruck in den Versuchen w21/w13 verstärkt auf die steifere Abstützung umlagert, wodurch das Bodenauflager im Einbindebereich geringer beansprucht wird. Dies ist ein Indiz einerseits für eine ausschließliche Systemabhängigkeit der im Bodenauflager auftretenden Kräfte wie sie auch schon bei den Ergebnissen der Versuche mit den nicht gestützten Wänden beobachtet werden konnte, andererseits aber auch ein Hinweis auf die große Empfindlichkeit der Erddruck- und Erdwiderstandsentwicklung gegenüber den Deformationen der Wand.

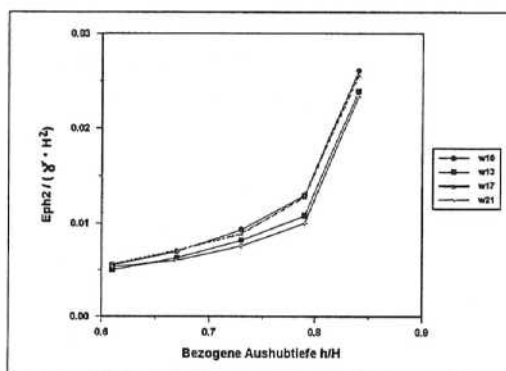


Bild 5.3: Resultierender Erdwiderstand E_{ph2} (hinter der Wand) als Funktion der Aushubtiefe.

Der Verlauf beider Erdwiderstandsgrößen steigt mit zunehmender Aushubtiefe zunächst überproportional stetig an bis am System bei $h/H = 0,84$ die Grenze der Wandeinspannung erreicht wird. Beim Übergang zur freien Auflagerung verschwindet E_{ph2} naturgemäß, was bei E_{ph1} zu einer rapiden Abnahme führt, zumal gleichzeitig eine verstärkte Erddruckumlagerung auf die Abstützung erfolgt. Kurz vor Erreichen des Bruchzustandes steigt E_{ph1} noch einmal an.

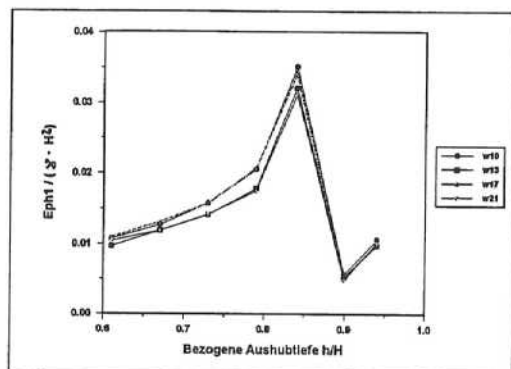


Bild 5.4: Resultierender Erdwiderstand E_{ph1} (baugrubenseitig) als Funktion der Aushubtiefe.

5.3 Betrachtung der Parameter k_{rh1} , k_{rh2} und t_{ein} im Bodenaufleger

Im folgenden sollen die Reaktionen im Bodenaufleger gerade auch im Hinblick auf den Systemwechsel anhand der Parameter k_{rh1} , k_{rh2} und t_{ein} näher betrachtet werden.

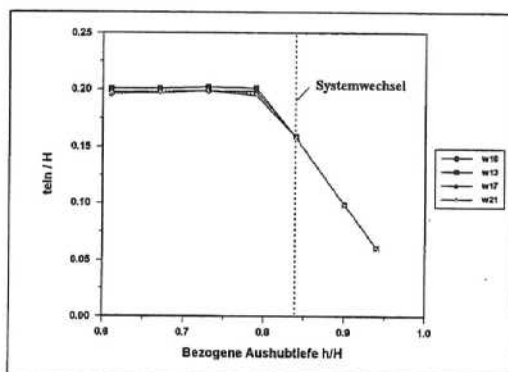


Bild 5.5: Wirksame Einbindetiefe t_{ein} als Funktion der Aushubtiefe.

Eine konstante wirksame Einbindetiefe bei eingespannten Wandsystemen in dicht gelagerten Böden (siehe Kap.4.3) wird für die Aushubtiefen von $h/H = 0,61$ bis $0,79$ (siehe Bild 5.5) ein-

deutig bestätigt. Allerdings führt ein Unterschreiten dieser wirksamen Einbindetiefe durch erneuten Aushub nicht unmittelbar zum Verlust der Einspannwirkung. Die in Bild 5.6 dargestellten Momenten- und Erddruckverteilungen für die Aushubtiefe $h/H = 0,84$ des Versuches w17a8 machen dies deutlich. Rechnerisch muß in diesem Fall aber schon eine Einzellast für das von der Baugrube abgewandte Bodenauflager E_{ph2} angesetzt werden, da E_{ph2} nur noch auf eine kleine Wandfläche wirkt.

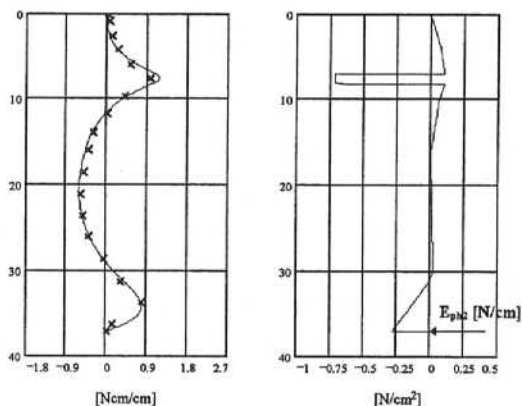


Bild 5.6: Momenten- und Erddruckverteilung, Versuch w17a8, $h/H = 0,84$.

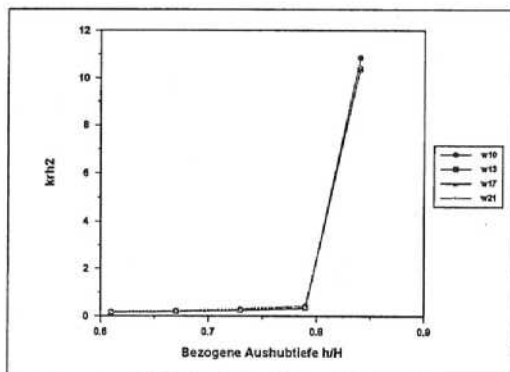


Bild 5.7: Steigung der resultierenden Erdwiderstandsspannung k_{ph2} (von der Baugrube abgewandt) als Funktion der Aushubtiefe.

Mit Hilfe der in Bild 5.7 dargestellten Entwicklung des k_{th2} -Wertes kann eine Erklärung für dieses Verhalten des Bodenaufagers gefunden werden: Bis zur Aushubtiefe von $h/H = 0,79$ befindet sich die Größe des Erdwiderstandbeiwertes an der von der Baugrube abgewandten Wandfläche im Bereich des Erdrudrucks, was den Ergebnissen der Versuche mit nicht gestützten Wänden entspricht. Bei Unterschreitung der wirksamen Einbindetiefe steigt der Erdwiderstand E_{ph2} steil an (siehe Bild 5.3), wobei gleichzeitig die Wandfläche, auf der E_{ph2} wirken kann, abnimmt. An der unteren Kante der Wand wird ein großer „Kantendruck“ mobilisiert, wodurch das System in der Einspannung gehalten werden kann. Wird die rechnerisch ermittelte Einzellast E_{ph2} [N/cm] auf eine Wandhöhe von 1,5 mm verteilt, ergibt sich eine Erdwiderstandsspannung im Grenzzustand mit $k_{pgh} \approx 11$.

Die Unterschreitung der wirksamen Einbindetiefe ($h/H = 0,84$) im Verlauf des k_{th1} -Wertes (Bild 5.8) ist an einem überproportionalen Anstieg des Erdwiderstandbeiwertes erkennbar. Beim Übergang des Wandsystems in die freie Auflagerung ist der Anstieg des k_{th1} -Wertes sehr steil, so daß bei $h/H = 0,94$ schon ca. 70 % des mobilisierbaren Erdwiderstandes erreicht sind. Die dem System verbleibenden Reserven werden dann bei weiterem Aushub schnell verbraucht und es tritt, wie in den Versuchen auch beobachtet werden konnte, der Versagensfall ein.

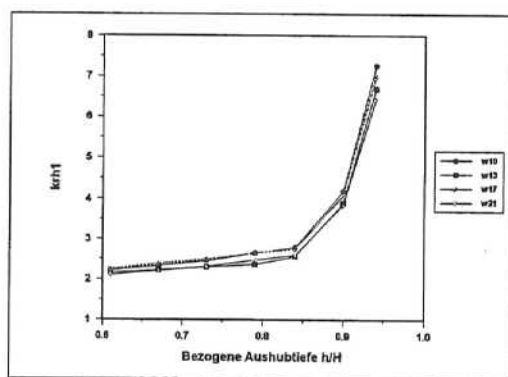


Bild 5.8: Steigung der resultierenden Erdwiderstandsspannung k_{th1} (baugrubenseitig) als Funktion der Aushubtiefe.

5.4 Untersuchungen über den Einfluß der Wandsteifigkeit auf die Bodenreaktionen am Beispiel der einfach gestützten Wand im Maßstab 1:13,2

Die Auflagersteifigkeit und die Größe des dort auftretenden Verschiebungsweges führten nach den bisher beschriebenen Versuchsergebnissen zu den einzigen Abweichungen in der dimensionslosen Darstellung der verschiedensten in der Modellfamilie der einfach gestützten Wandsysteme untersuchten Parameter. Häufig wird eine große Flexibilität gestützter Wände aber ebenfalls als Ursache für Erddruckumlagerungen zum oberen Auflager angegeben. Um dieses zu überprüfen wurde neben der in der Modellfamilie verwendeten Aluminiumwand (Dicke $d = 1,5$ mm; $E \cdot I = 19400$ Nmm²/mm) eine 3 mm dicke Stahlwand ($E \cdot I = 472500$ Nmm²/mm) eingesetzt und bei gleicher Art der Versuchsdurchführung abgegraben. Wie in Bild 5.9 deutlich zu erkennen ist, ist die Entwicklung der Steifenkraft über die bezogene Aushubtiefe identisch, obwohl die Stahlwand gegenüber der Aluminiumwand als starr gelten kann. Ein Einfluß der Wandsteifigkeit auf die Stützkraft ist nicht nachzuweisen.

Schürmann [8], der in seinen Zentrifugenversuchen auch eine Variation in der Biegsamkeit der Wandmodelle vornahm, kam zu dem gleichen Resultat.

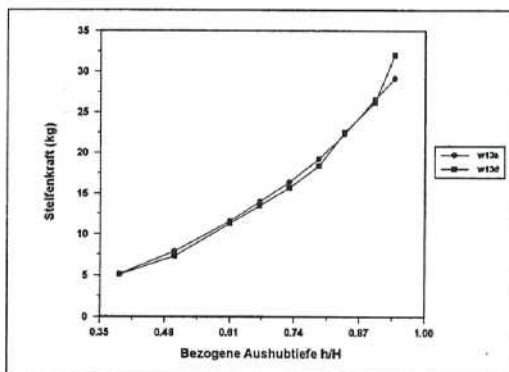


Bild 5.9: Steifenkraftentwicklung bei einer biegsamen Wand (w13a) und einer starren Wand (w13d) im Maßstab 1:13,2 als Funktion der bezogenen Aushubtiefe h/H .

6 Zusammenfassung

Aus den in diesem Aufsatz nur gerafft dargestellten Ergebnissen der von der DFG geförderten Forschungsarbeit (Kremer/Walz [4]) ließ sich letztlich nur eine offensichtliche Maßstabsabhängigkeit beim aktiven, das System der nicht gestützten Wand belastenden Erddruck über die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau feststellen. Eine Auftragung von Maßstabskennlinien bei allen vom aktiven Erddruck abhängigen Parametern ergab deutlich eine gleichwertige lineare maßstabsabhängige Entwicklung.

Am System der einfach gestützten Wand waren keine maßstabsabhängige Effekte nachweisbar, was darauf zurückgeführt werden kann, daß wegen der geringen Auflagerverschiebungen die Belastung im Zustand des erhöhten aktiven Erddrucks blieb. Eine zunächst vermutete weitergehende Maßstabsabhängigkeit bei der einfach gestützten Wand konnte als Folge einer nicht nach den Modellgesetzen abgebildeten Auflagersteifigkeit identifiziert werden. Wenn vorausgesetzt wird, daß das Auflager nicht plötzlich nachgibt, ist die Größe und Verteilung des belastenden Erddrucks einzig von der Auflagersteifigkeit abhängig und nicht von der Biegsamkeit gestützter Wände. Vielmehr sind auftretende Wanddurchbiegungen das Resultat der Erddruckbelastung.

Für den Bereich des Bodenaufagers hat die Wandbiegesteifigkeit dagegen einen zentralen Einfluß. Wie die Versuchsergebnisse zeigen konnten, stellte sich sowohl bei der eingespannten, einfach gestützten als auch bei der nicht gestützten Wand eine konstante, von der Aushubtiefe unabhängige „wirksame Einbindetiefe“ ein, obwohl die tatsächliche Einbindelänge viel größer war. Es wird vermutet, daß die Wandeinspannung ausschließlich von der Systemsteifigkeit, d.h. von dem Verhältnis von Wandbiegesteifigkeit zur Steifigkeit des Bodens abhängig ist. Starre Wände besitzen gegenüber biegeweichen Wänden anscheinend größere wirksame Einbindetiefen, da sie die Erdwiderstandskräfte bis in größere Tiefen mobilisieren können. Dieses ist auch für biegeweiche Wände bei lockerer Lagerungsdichte und damit bei geringerer Steifigkeit des Bodens gegenüber biegeweichen Wänden in dicht gelagerten Böden zu vermuten. In Weiterführung der Forschungsarbeiten wird dieser Frage nachgegangen.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens bestätigen den bodenmechanischen Ig-Modellversuch als ein sehr wirksames Hilfsmittel, natürliche Vorgänge bei der Bauwerk-Boden-Interaktion zu beschreiben. Abgesehen von den anerkannten Vorteilen, die eher qualitativer Prägung sind, konnten hier im Rahmen einer Modellfamilie neue Perspektiven für Ig-Modellversuche aufgezeigt werden. Die gute Qualität der Versuchsergebnisse belegt, daß die Abhängigkeit des

Reibungswinkels vom Spannungsniveau zwar einen Modelleffekt herbeiführt, dieser aber auch quantitativ eingeschätzt werden kann. Die Anwendung einer Modellfamilie innerhalb eines Forschungsprogrammes führt damit zu einer erhöhten Qualitätssicherung der Versuchsdaten.

7 Literaturhinweise

- [1] De Beer, E.B.:
Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand. Proc. of the 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, 1965, Vol. 1, p. 165-169.
- [2] Franke, E. u. Muth, G.:
Scale effects in 1g-model tests on horizontally loaded piles. Proc. 11th ICSMFE in San Francisco (1985), Vol. 2, pp. 1011 - 1014.
- [3] Kremer, A. u. Walz, B.:
Modelleffekte bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden. Beitrag zum 11. Christian Veder Kolloquium 1996, S. 139 - 158.
- [4] Kremer, A., Walz, B. u. Hock-Berghaus, K.:
Modelleffekte bei bodenmechanischen 1g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden. Bericht zum Forschungsauftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft-DFG, 1997.
- [5] Pulsfort, M.:
Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bericht Nr.4 des Lehr- und Forschungsgebietes Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik der Bergischen Universität - GH Wuppertal (1986).
- [6] Rowe, P.W.:
Anchored Sheet-Pile Walls. Paper Nr. 5788, Proc. Inst. Civ. Engng., Part I, Jan. 1952, S. 27 - 71, London.
- [7] Schofield, A.N.:
Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations, Geotechnique (1980), Vol. 20, pp. 227-268.
- [8] Schürmann, A. u. Jessberger, H.L.:
Zentrifugenmodelluntersuchungen zum Erddruck unter besonderer Berücksichtigung von Verformungseinflüssen der Wandsysteme. DFG - Forschungsbericht, Bochum, 1995.
- [9] Schürmann, A.:
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände. Dissertation an der Ruhr-Universität Bochum, 1996.
- [10] Terzaghi, K.:
Large Retaining-Wall Tests, Pressure of Dry Sand, Eng. News-Record, H.112, S.136-140.

Bestimmung von Stoffgesetzparametern für erdstatische Berechnungen mit Näherungsverfahren

J. Engel, D. Franke

Institut für Geotechnik, TU Dresden

1 Einführung

1.1 Allgemeines

Für erdstatische Berechnungen werden Parameter zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Baugrunds benötigt. In Abb. 1 sind die wesentlichen Schritte dargestellt, die zur Festlegung von Berechnungskennwerten für die Planung und Bemessung von Grundbauwerken erforderlich sind.

Moderne Bauverfahren, die wirklichkeitsnahe Erfassung der Baugrundeigenschaften sowie komplizierte geometrische Verhältnisse, verlangen in zunehmendem Maße den Einsatz numerischer Berechnungsmethoden, wie z.B. Finite Elemente oder Kinematische Elemente. Durch die verwendeten Stoffgesetze werden häufig Eingabeparameter definiert, die über die klassischen Ansätze, wie z.B. Mohr-Coulombsches Bruchkriterium oder Steifenzahl hinausgehen.

Untersuchungsumfang und eingesetzte Untersuchungsmethoden erlauben oft nicht die zuverlässige Angabe der Stoffgesetzparameter. Die Einbeziehung von Versuchsergebnissen an ähnlichen Böden bei der Festlegung des Bodenmodells erfordert die Berücksichtigung von Klassifizierungskennwerten, wie z.B. Korngrößenverteilung, Konsistenzgrenzen oder Grenzlagerungsdichten, sowie Angaben zur Bodenstruktur, Spannungsgeschichte und ähnliches.

Im folgenden werden einige Grundsätze für die näherungsweise Bestimmung von Stoffgesetzparametern vorgestellt. Grundlage ist die Darstellung von Versuchsergebnissen mit ausgewählten Funktionen. Die Funktionsparameter können als Eingangsgrößen für die Bestimmung der Kennwerte unterschiedlicher Stoffgesetze benutzt werden. Es werden Vorschläge für die Berücksichtigung der Struktur und des Ausgangsspannungszustandes vorgestellt.

1.2 Eigenschaften von Böden (Einflußgrößen)

In Abb. 2 wurde versucht, die wesentlichen Größen darzustellen, die das bodenmechanische Verhalten des Baugrunds bestimmen.

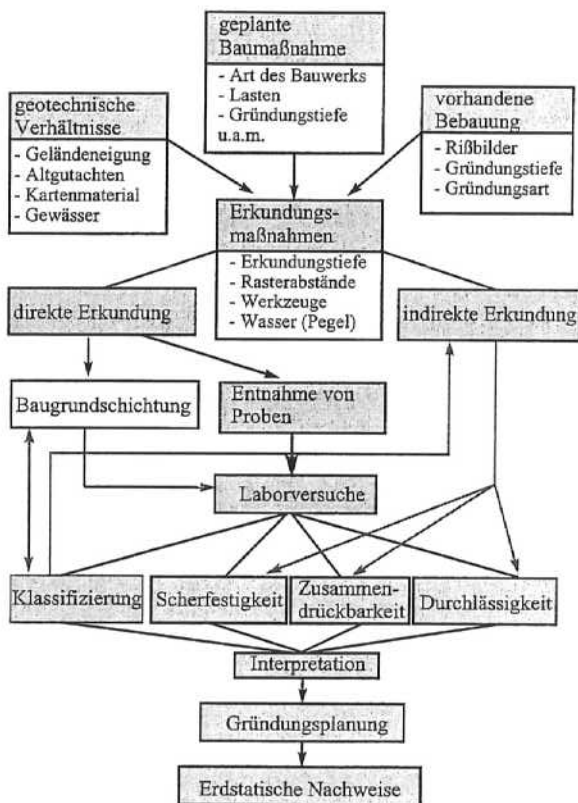


Abbildung 1: Arbeitsschritte von der Bauwerksplanung bis zu den erdstatischen Nachweisen

Entscheidend für die wirklichkeitsnahe Vorhersage des Verhaltens ist die Berücksichtigung des Zustands in-situ. Dies ist vor allem deshalb von besonderer Bedeutung, da Bodenproben im Labor verschiedenen Arbeitsschritten unterzogen werden. Die dadurch verursachten Veränderungen können mehr oder weniger großen Einfluß auf das Versuchsergebnis und damit den Berechnungskennwert haben.

Der **Ausgangsspannungszustand** eines Bodenelementes muß in den meisten Fällen mit

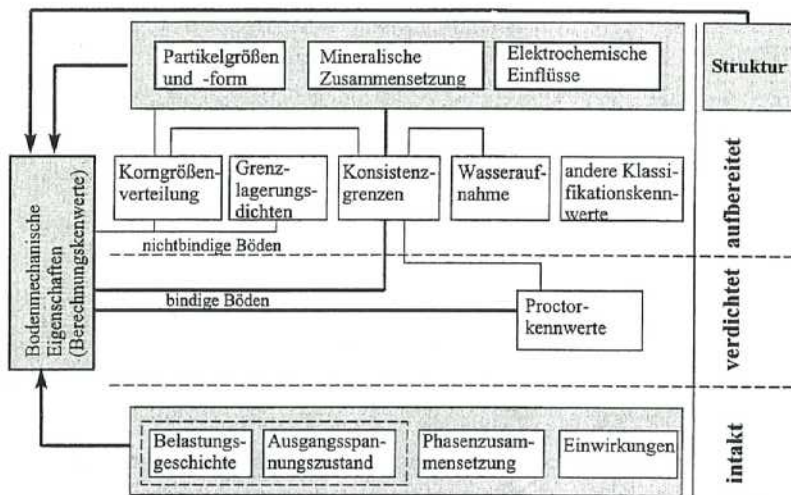


Abbildung 2: Zusammenstellung der wichtigsten Faktoren, die das bodenmechanische Verhalten von Böden bestimmen

indirekten Verfahren angenähert werden, da die Messung im Kontinuum problematisch ist. Die **Struktur** des Bodens wird durch die Anordnung der einzelnen Phasen sowie deren Bindungen (bzw. Berührungsflächen) untereinander bestimmt. Strukturbildende Einflüsse sind (siehe Mitchell [17]):

- Die Entstehung ('Geologie', abgelagerte oder am Ort verwitterte Böden).
- Äußere Beanspruchungen, die im Laufe der Zeit die Ausgangsstruktur verändert haben.
- Das 'Alter' des Bodens.

Zur Berücksichtigung der Bodenstruktur sollten Kennzahlen aus Versuchen an möglichst ungestörten Proben benutzt werden. Geeignet dafür sind vor allem Sondierverfahren wie z.B. Pressiometerversuche. Werden jedoch Kennwerte angenähert bzw. durch Analogie-betrachtungen abgeleitet, können Informationen zur Entstehungsgeschichte des Bodens wesentliche Hilfe für die zutreffende Bewertung der Eigenschaften sein.

Die Einteilung von Versuchsergebnissen nach der Struktur des Bodens kann z.B. in Anlehnung an Leroueil [14] und Burland [4] in Abhängigkeit von der Probenaufbereitung vorgenommen werden:

intakt (ungestört): Der Zustand der Probe entspricht weitestgehend den natürlichen Verhältnissen.

verdichtet (remoulded): Der Boden hat die selbe Phasenzusammensetzung wie in-situ. Die Probe wurde aber künstlich hergestellt. Das Verdichtungsverfahren ist nicht einheitlich vorgeschrieben.

aufbereitet (reconstituted): Der Boden wird bei allen Versuchen breiig aufbereitet, d.h. mit Wassergehalten oberhalb der Fließgrenze. Burland benutzt die Ergebnisse derartiger Versuche als Referenzzustand für die Bewertung der Eigenschaften ungestörter (intakter) Proben.

Proctor-verdichtet: Proben, die durch künstliche Verdichtung im Proctorversuch erzeugt wurden. Wassergehalt und Trockendichte entsprechen einem Punkt der Proctorkurve. Proben, deren Phasenzusammensetzung auf der 'nassen Seite' der Proctorkurve liegt, sind homogener als auf dem trockenen Kurvenast liegende Proben, die in den meisten Fällen eine ausgeprägte Makrostruktur aufweisen.

Informationen über chemische, mineralogische u.ä. Eigenschaften können hilfreich sein zur Interpretation von Versuchsergebnissen bzw. für Analogiebetrachtungen bezüglich bekannter Versuchsergebnisse. Ein direkter Rückschluß auf bodenmechanische Eigenschaften ist jedoch selten möglich. Wenn die interessierenden Eigenschaften (Kennwerte) direkt bestimmt werden, ist dies auch nicht erforderlich.

1.3 Ermittlung von Stoffgesetzkennwerten

Ausgangspunkt für die Bestimmung von Stoffgesetzkennwerten sind Versuchsergebnisse, die die mechanischen Eigenschaften des Bodens wiedergeben. Die entsprechenden Versuche sollten an Proben im ungestörten Zustand ausgeführt werden. Da häufig nicht ausreichend Versuchsergebnisse zur Verfügung stehen und die Durchführung von Scher- und Kompressionsversuchen zeit- und kostenaufwendig sein kann, ist die Berücksichtigung von Näherungsbeziehungen auf Grundlage von Korrelationen zu den Klassifikationskennwerten eine wichtige Hilfe. Die Zuverlässigkeit von Korrelationen ist häufig fragwürdig, da nicht alle Einflußgrößen berücksichtigt werden. Ein Verfahren zur schrittweisen Annäherung

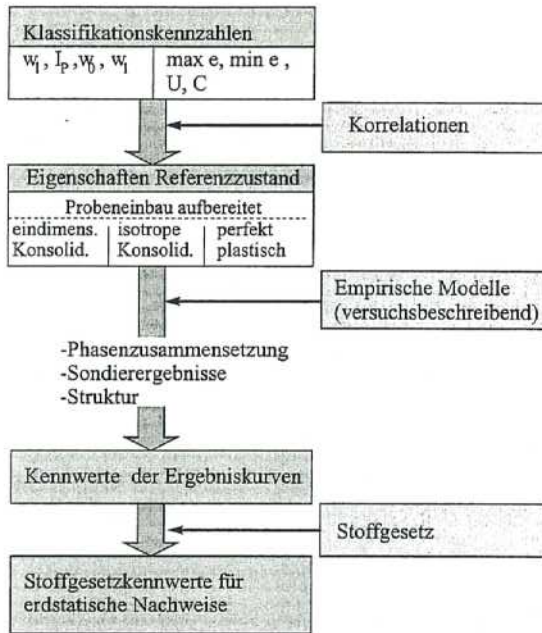


Abbildung 3: Ablauf – Bestimmung von Stoffgesetzkennwerten

der Berechnungskennwerte ist in Abb. 3 dargestellt. Dabei werden Korrelationen verwendet, die Referenzzustände beschreiben. Solche Zustände werden unter Laborbedingungen künstlich herbeigeführt. Zwischen Referenzkennwerten und Klassifikationskennzahlen bestehen enge stochastische Beziehungen. Zur Quantifizierung der Eigenschaften des Bodens in-situ ist die Berücksichtigung von Spannungszustand, Phasenzusammensetzung, Bodenstruktur und Beanspruchung erforderlich. Im ersten Schritt kann dies mit Näherungsverfahren erfolgen.

1.4 Ergebnisse von Laborversuchen—empirische Stoffgesetze (beschreibend)

Stoffgesetze sind komplexe mathematische Modelle, die die Reaktion eines Materials auf äußere Einwirkungen vorhersagen. Die dabei benutzten theoretischen Zusammenhänge sollen eine Verallgemeinerung von experimentellen Befunden auf Zustände ermöglichen, die im Experiment nicht erfaßt werden. Der einfachste Fall ist das linear-elastische Stoffgesetz.

Im Gegensatz dazu wird durch Kurvenanpassung (curve fitting) eine Funktion durch die Ergebnispunkte von Versuchen gelegt. Dieses Auffinden einer für die Versuchsauswertung geeigneten Funktion kann Grundlage für Stoffgesetze sein, ist aber selbst lediglich eine Korrelation bzw. empirische Regel. Beispiele für derartige Kurvenanpassungen sind z.B. der Kompressionsindex nach Terzaghi C_c oder die hyperbolische Funktion von Kondner [12] zur Beschreibung von triaxialer Kompression.

Sowohl für Stoffgesetzparameter als auch für Parameter von Versuchskurven können Näherungsverfahren entwickelt werden. Die hier vorgestellten Modelle zur Auswertung der Ergebnisse von Kompressions- und Scherversuchen basieren auf einfachen, vielfach eingesetzten Stoffgesetzen. Diese Modelle sind in der Lage, die experimentell in Routineversuchen ermittelten Versuchskurven mit einfachen Funktionen wiederzugeben. Dadurch werden Kurvenparameter definiert, die über Korrelationen mit einfach bestimmbareren Klassifikationskennwerten näherungsweise bestimmt und als Eingangsparameter für die Berechnung von Stoffgesetzparametern verwendet werden können.

2 Scherfestigkeit

2.1 Bruchkriterium (Mohr-Coulomb)

Der Versagenszustand des Bodens ist die grundlegende Annahme, die vielen erdstatischen Berechnungsverfahren zugrundeliegt. Ein Stoffgesetz für die Erfassung der Festigkeit von Böden ist das MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \varphi' + c' \quad (1)$$

- τ_f - Schubspannung bei Bruch
- σ'_n - wirksame Normalspannung in der Scherfläche
- φ' - wirksamer Reibungswinkel
- c' - wirksame Kohäsion

Darstellung in Hauptspannungen:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \quad (2)$$

$\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$ - Hauptspannungen, Druck positiv

Vorschläge für die Berücksichtigung des gekrümmten Kurvenverlaufes wurden z.B. von Smolczyk [27] und Moussa [18] unterbreitet (Gleichung 3).

$$\frac{\tau_f}{\tau_k} = \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n,k}} \right)^{I''} \quad (3)$$

Gl. 3 enthält das MOHR-COULOMBsche Bruchkriterium als Sonderfall, wenn keine Kohäsion wirkt ($c' = 0$). Mit dem Mohrschen Bruchkriterium wird der Einfluß der mittleren Hauptspannung σ_2 nicht erfaßt. Neben anderen Vorschlägen kann dieser Einfluß durch ein von Matsuoka [15] vorgeschlagenes Bruchkriterium (Gl. 4) erfaßt werden.

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = \text{konstant} \quad (4)$$

$I_1 \dots I_3$ - Invarianten des Spannungstensors

$$I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$$

$$I_2 = \sigma'_2 \sigma'_3 + \sigma'_3 \sigma'_1 + \sigma'_1 \sigma'_2$$

$$I_3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$$

Wenn zwei Hauptspannungen gleich groß sind (z.B. $\sigma_2 = \sigma_3$), stimmt das Bruchkriterium von Matsuoka mit den Ergebnissen nach MOHR-COULOMB überein. Wroth [29] benutzt diese Formulierung zur Interpretation von Versuchsergebnissen, die bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen erhalten werden.

Der Zusammenhang zwischen Reibungswinkel bei triaxialer Kompression φ_{tc} und ebener Verformung (Biaxial) φ_{ps} kann z.B. gemäß Gl. 5 angenähert werden [29]:

$$\varphi_{ps}^{\circ} \approx \frac{9}{8} \varphi_{tc}^{\circ} \quad (5)$$

Janbu [10] benutzt anstelle der Kohäsion den Begriff 'Anziehung' (attraction, Gl. 6 und 7).

$$\tau_f = (\sigma'_n + a) \tan \varphi' \quad (6)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + a \sin \varphi' \quad (7)$$

Theoretisch kann die 'Anziehung a ' als isotrope Vorspannung, analog der Saugspannung, aufgefaßt werden. Die Verwendung der 'Attraktion' a anstelle der Kohäsion c' vereinfacht nach Janbu die erdstatischen Berechnungsansätze, da die von der Kohäsion abhängigen Terme entfallen.

Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden kann mit einem Verfahren von Brinch Hansen/Lundgren [8] nach Gl. 8 angenähert werden. Die Zuschläge φ_1 bis φ_4 wurden im Vergleich zu dem Vorschlag von Brinch Hansen/Lundgren geringfügig verändert.

$$\varphi' \approx 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 \quad (8)$$

Anteil	Eigenschaft	Zuschlag	
φ_1	Kornform	scharfe Körner	+1°
		mittlere Körner	±0°
		abgerundete Körner	-1°
		runde Körner	-2°
φ_2	Korngröße	Sand	±0°
		reiner Kies	+1°
		Mittel-Grobkies	+2°
φ_3	Korngrößen- verteilung	gleichförmig ($U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2 \dots 3$)	-2°
		intermittierend	±0°
		ungleichförmig ($U \geq 6$)	+2°
φ_4	Lagerungsdichte	lockere Lagerung	-3°
		mitteldicht	±0°
		dicht	+4°

2.2 Perfekte Plastizität (Kritischer Zustand)

Nach dem Critical-State-Konzept (siehe z.B. [25]) besteht vor allem bei bindigen Böden ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Porenzahl e und mittlerer Spannung $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ bei volumenkonstanter Scherung. Von Biarez [2] wird für die Kennzeichnung solcher Zustände der Begriff 'perfekte Plastizität' verwendet. Größen, die diesen Zustand beschreiben, werden durch die Fußnote pp gekennzeichnet.

2.3 Dilatanz

Werden körnige Materialien durch reine Scherung beansprucht, wird abhängig von Spannungszustand, Lagerungsdichte und Struktur eine Volumenzu- (Dilatanz) oder Abnahme (Kontraktanz) beobachtet.

Nach Rowe [21] ergibt sich für ebene Verformung (plain strain) das Hauptspannungsverhältnis bei volumenkonstanter Scherung (Zustand perfekter Plastizität) $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{pp}$ aus dem Hauptspannungsverhältnis im Bruchzustand $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_f$ und der Volumenänderung $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}$ gemäß Gl. 9:

$$\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{pp} = \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_f \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}\right) \quad (9)$$

Als Maß zur Quantifizierung der Dilatanz wird der Winkel ψ benutzt. Seine Definition hängt von den Randbedingungen des Versuches ab. Von Schanz und Vermeer [22] wurde Gl. 10 hergeleitet, die für ebene und triaxiale Verformungszustände gültig ist:

$$\sin \psi = -\frac{\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}}{2 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}} \quad (10)$$

Bolton [3] stellt nach Auswertung von Triaxial- und Biaxialversuchen an unterschiedlichen Sanden fest, daß Dilatanzwinkel ψ und Reibungswinkel bei perfekter Plastizität φ_{pp} unabhängig von der Versuchsart sind. Dagegen wird für den Bruchreibungswinkel bei ebener Verformung ein etwas größerer Wert erhalten. Der Vergleich der Näherungsbeziehung gemäß Gl. 5 mit den Angaben von Bolton ergibt eine sehr gute Übereinstimmung.

Wenn ψ unabhängig von der Versuchstechnik ist, müssen aber φ'_{pp} und φ' von der Belastungsart abhängig sein. Dies stimmt mit dem Bruchkriterium von Matsuoka überein.

Zwischen Dilatanzwinkel ψ , Bruchreibungswinkel φ_f und Reibungswinkel bei perfekter Plastizität φ_{pp} besteht der Zusammenhang gemäß Gl. 11 (siehe z.B. [22]):

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi' - \sin \varphi'_{pp}}{1 - \sin \varphi' \sin \varphi_{pp}} \quad (11)$$

In erster Näherung kann Gl. 12 verwendet werden.

$$\varphi' = \varphi'_{pp} + \psi \quad (12)$$

Der in Direktscherversuchen ermittelte Reibungswinkel kann zwischen den in Triaxial- und Biaxialversuchen ermittelten Werten liegen. Die Ergebnisse umfangreicher Versuche an bindigen Böden mit nicht geführten Rahmen- und Kreisringschergeräten am Institut für Geotechnik der TU Dresden lassen die Annahme zu, daß die Reibungswinkel bei ebener Verformung und direkten Scherversuchen im Rahmen der Versuchsstreuung gleich groß sind. Die Ergebnisse von FEM-Berechnungen zur Simulation von Direkt- und Ein-fachserversuchen [20] bestätigen diese Annahme.

2.4 Scherfestigkeit im Triaxialversuch (Kompression)

Zur Bestimmung der Scherparameter c und φ werden häufig triaxiale Kompressionsversuche eingesetzt. In der ersten Versuchsphase (hydrostatische Phase) wird die Probe einem

allseitig wirkenden, isotropen Spannungszustand ausgesetzt. Nach Ende der Konsolidation wird die Axialverformung ϵ_a mit konstanter Geschwindigkeit ($\dot{\epsilon}_a = \text{konst.}$) erhöht. Die Änderung der Axialspannung σ_a und des Porenwasserdrucks u_w wird gemessen, der Seitendruck σ_r bleibt unverändert. Für diese spezielle Versuchsdurchführung wurde von Kondner [12] ein hyperbolischer Ansatz zur Beschreibung der zweiten Phase (Deviatorphase) gemäß Gl. 13 eingeführt.

$$\frac{\epsilon_a}{\sigma_a - \sigma_r} = a + b\epsilon_a \quad (13)$$

Aus der ersten Ableitung von Gleichung 13:

$$\frac{d(\sigma_a - \sigma_r)}{d\epsilon} = \frac{a}{(a + b\epsilon_a)^2}$$

läßt sich der Anfangsverformungsmodul

$$E_i = \frac{1}{a} \quad (14)$$

bei $\epsilon_a = 0$ ableiten. Die Bedeutung des Parameters b folgt nach Division von Gleichung 13 mit ϵ_a :

$$\frac{1}{\sigma_a - \sigma_r} = \frac{a}{\epsilon_a} + b$$

und der Annahme, daß die Hauptspannungsdifferenz sich bei unendlicher Verformung einem Grenzwert asymptotisch annähert.

$$b = \frac{1}{(\sigma_a - \sigma_r)_a} \quad (15)$$

Durch die Anwendung von Gleichung 13 als Regressionsansatz zur Auswertung von Triaxialversuchen läßt sich der Anfangsverformungsmodul E_i bestimmen, wobei das Ergebnis infolge der Genauigkeit der Versuchstechnik nur unter Vorbehalt auf kleine Verformungen bzw. Spannungen übertragbar ist. Andererseits kann mit dieser Gleichung nicht der Abfall der Deviatorspannung dicht gelagerter nichtbindiger oder stark vorbelasteter bindiger Böden erfaßt werden.

Die Parameter a und b sind keine Materialkennwerte sondern von Dichte und Spannungszustand abhängig. Von Duncan und Chang [5] wurde Gleichung 13 für die Einführung eines spannungsabhängigen Verformungsmoduls in FEM-Berechnungen genutzt. Die Spannungsabhängigkeit des Anfangsverformungsmoduls E_i wird dabei durch einen Potenzansatz, analog der Steifezahldefinition von Ohde bzw. Janbu, berücksichtigt.

$$E_i = K p_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_1} \right)^n$$

Da i.a. $(\sigma_a - \sigma_r)_a \geq (\sigma_a - \sigma_r)_f$ gilt, wobei $(\sigma_a - \sigma_r)_f$ die Hauptspannungsdifferenz bei Bruch bezeichnet, wird in dem Ansatz von Duncan/Chang der Faktor R_f gemäß Gl. 16 eingeführt, der eine Materialkonstante ist und Werte von 0.75–1.0 annehmen kann.

$$R_f = \frac{(\sigma_a - \sigma_r)_f}{(\sigma_a - \sigma_r)_r} \quad (16)$$

2.5 Verzahnungswiderstand–Barotropie

Während bei bindigen, wassergesättigten, vorbelasteten Böden die Kohäsion (oder Attraktion) berücksichtigt wird, setzt man bei nichtbindigen Böden $c' = 0$ voraus. Diese Annahme kann eine Ursache für die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Größe der Normalspannung sein. Wenn ein Verzahnungswiderstand vorhanden ist, der bei der Versuchsauswertung per Definition zu 0 angenommen wird, führt dies bei abnehmendem Spannungsniveau zu unendlich zunehmenden Reibungswinkeln. Abb. 4 zeigt die gleichen Ergebnisse von triaxialen Kompressionsversuchen an Karlsruher Sand [11] in der Auftragung φ^f gegen σ_3' sowie τ_f gegen σ_n' .

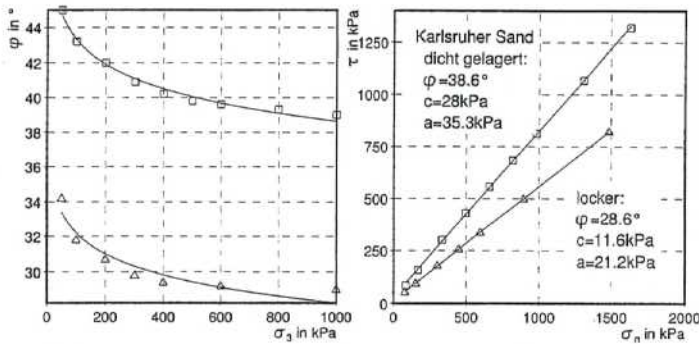


Abbildung 4: Ergebnisse von triaxialen Kompressionsversuchen an Karlsruher Mittelsand

Aus der Darstellung Schubspannung bei Bruch gegen Normalspannung wird deutlich, daß die Ergebnisse sehr gut erfaßt werden, wenn ein Verzahnungswiderstand angenommen wird. Janbu [10] geht davon aus, daß die Auswertung von Versuchen an nichtbindigen

Böden unter der Annahme $c' = a' = 0$ unpraktikabel ist. Für unterschiedliche Bodenarten gibt er mittlere Werte der Scherfestigkeit gemäß Tabelle 1 an.

Tabelle 1: Mittlere Scherparameter für unterschiedliche Böden nach Janbu

Bodenart	Attraktion in kPa			Reibungswinkel φ' in $^\circ$		
	5-10	15-25	30-60	21.5	26.5	31
Ton	5-10	15-25	30-60	21.5	26.5	31
Schluff	0	0-10	10-20	26.5	31	35
Sand	0	0-15	15-40	31	35	38.5
Zustand	weich locker	steif mitteldicht	halbfest dicht	weich locker	steif mitteldicht	halbfest dicht

3 Kompressionsverhalten

3.1 Eindimensionale Zusammendrückung

Die Zusammendrückbarkeit von Böden wird i.d.R. in Ödometerversuchen untersucht. Dabei werden Bodenproben vertikal zusammengedrückt während die horizontale Verformung durch einen starren Ring vollständig behindert ist.

Von Terzaghi [28] wurde zur Beschreibung des Druck-Setzungs-Verhaltens von Böden bei einaxialer Zusammendrückung der Kompressionsindex C_c und der Schwellindex C_s gemäß Gl. 17 und 18 eingeführt.

$$e = e_k - C_c \lg \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,k}} \quad (17)$$

$$e = e_v - C_s \lg \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,v}} \quad (18)$$

Der Index k kennzeichnet einen Punkt der Kurve. Durch v wird der Punkt gekennzeichnet, bei dem die Schwellkurve die Erstbelastungskurve schneidet.

Der lineare Zusammenhang zwischen Porenzahl e und Logarithmus der Vertikalspannung $\lg \sigma'_c$ ist bei bindigen Böden und kleinen Verformungen zutreffend. Nichtbindige Böden lassen sich mit diesem Ansatz nur näherungsweise beschreiben.

Der Steifezahlansatz von Ohde [19] ist geeignet, die Zusammendrückbarkeit der unterschiedlichsten Böden zutreffend wiederzugeben.

$$E_s = -\frac{d\sigma_c}{de}(1+e) = v\sigma_{1k} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_{1k}} \right)^w \quad (19)$$

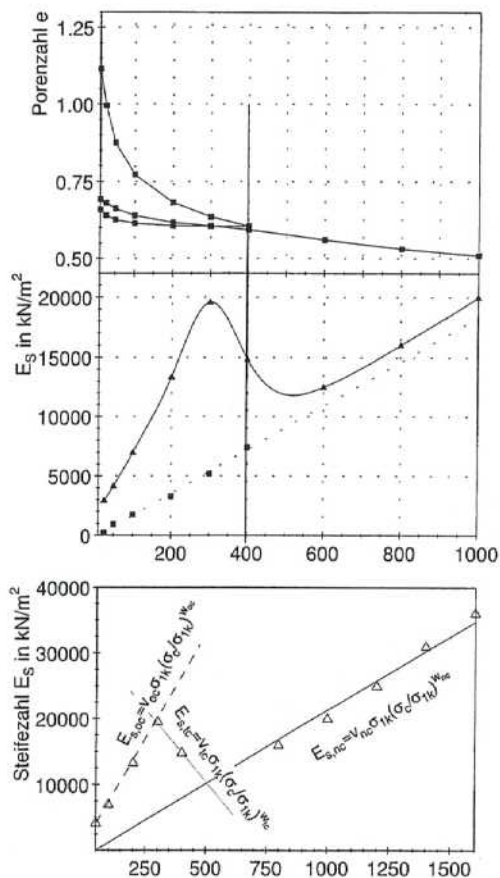


Abbildung 5: Definition der Steifzahl in Abhängigkeit der Vorbelastung

Der Widerstand des Bodens gegen vertikale Zusammendrückung hängt unter anderem von der Belastungsgeschichte ab. Mit den Gleichungen 20 bis 22 werden die Steifzahlbeiwerte v und w für die drei Spannungsbereiche gemäß Abb. 5 definiert.

$$\frac{E_{s,nc}}{\sigma'_{1k}} = v_{nc} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{1k}} \right)^{w_{nc}} \quad (20)$$

$$\frac{E_{s,tc}}{\sigma'_{1k}} = v_{tc} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{1k}} \right)^{w_{tc}} \quad (21)$$

$$\frac{E_{s,oc}}{\sigma'_{1k}} = v_{oc} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{1k}} \right)^{w_{oc}} \quad (22)$$

- $E_{s,nc}$ – Steifzahl für erstbelastete Böden
 v_{nc} – Verdichtungsbeiwert bei Erstbelastung
 w_{nc} – Verdichtungsexponent bei Erstbelastung
 $E_{s,tc}$ – Steifzahl im Übergangsbereich
 v_{tc} – Verdichtungsbeiwert
 w_{tc} – Verdichtungsexponent
 $E_{s,oc}$ – Steifzahl für vorbelastete Böden
 v_{oc} – Verdichtungsbeiwert bei Wiederbelastung
 w_{oc} – Verdichtungsexponent bei Wiederbelastung
 σ'_c – wirksame Konsolidationsspannung
 σ'_{1k} – eine Bezugsspannung

Die Vorkonsolidierungsspannung $\sigma'_{c,v}$ kann gemäß Abb. 5 am Wendepunkt der Steifzahl-Spannungskurve abgelesen werden.

In den Gleichungen 20 bis 22 repräsentieren die Größen v_{nc} bis v_{oc} die mit σ'_{1k} normierte Steifzahl bei der Spannung σ'_{1k} , sind also von der Wahl der Bezugsspannung σ'_{1k} abhängig. Intergration von 19 liefert

$$1 + e = (1 + e_k) \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_k} \right)^{\frac{1}{v}} \quad (23)$$

$$1 + e = (1 + e_k) \exp \left\{ \frac{\sigma'_k{}^{(1-w)} - \sigma'_c{}^{(1-w)}}{\sigma'_{1k}{}^{(1-w)}(1-w)v} \right\} \quad (24)$$

wobei die Spannung σ'_k und die Porenzahl e_k einen frei wählbaren Punkt der Kurve definieren und deshalb als Lageparameter bezeichnet werden. Diese Beziehungen lassen sich vereinfachen, wenn die Spannung des Lageparameters σ'_k und die Bezugsspannung σ'_{1k} identisch sind. Umstellung der Gleichungen 23 und 24 liefert die Gleichungen zur Berechnung der vertikalen Konsolidationsspannung, die erforderlich ist, um eine aufbereitete Probe bis zur vorgegebenen Porenzahl e bei Erstbelastung zu verdichten. Diese Spannung wird 'äquivalente Spannung' $\sigma'_{c,e}$ genannt.

$$\sigma'_{c,e} = \sigma'_k \left(\frac{1 + e_k}{1 + e} \right)^{v_{nc}} \quad (25)$$

$$\sigma'_{c,e} = \sigma'_k \left\{ (1 + (1 - w_{nc})v_{nc} \ln \frac{1 + e_k}{1 + e}) \right\}^{\frac{1}{1-w_{nc}}} \quad (26)$$

In Gl. 26 wurde bereits $\sigma'_k = \sigma'_{1k}$ berücksichtigt.

Für bindige, aufbereitete Böden ist der Exponent $w_{nc} = 1$. Bei Sanden liegt w im Bereich $0.3 \leq w \leq 0.8$.

3.2 Kompression bei konstantem Hauptspannungsverhältnis

Infolge der verhinderten Seitendehnung wirkt im Ödometer in horizontaler Richtung der Ruhedruck $\sigma'_{H,0}$. Aus Messungen ist bekannt, daß der Ruhedruckbeiwert $K_0 = \frac{\sigma'_{H,0}}{\sigma'_v}$ bei erstbelasteten Böden konstant ist.

Versuche mit anderen, jeweils konstanten Hauptspannungsverhältnissen haben ergeben, daß die Ergebniskurven parallel verlaufen. Die isotrope Kompression mit $\frac{\sigma'_H}{\sigma'_v} = 1$ und der Zustand perfekter Plastizität mit $\frac{\sigma'_H}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin \varphi_{pp}}{1 + \sin \varphi_{pp}}$ sind Referenzzustände, die sich ebenfalls durch konstante Hauptspannungsverhältnisse auszeichnen.

Eine wesentliche Annahme für viele Stoffgesetze ist die Parallelität der Kurven bei konstantem Hauptspannungsverhältnis K . Aus 23 und 24 folgt mit $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$:

$$1 + e_K = (1 + e_{K,k}) \left(\frac{p'}{p'_k} \right)^{\frac{1}{v}} \quad (27)$$

$$1 + e_K = (1 + e_{K,k}) \exp \left\{ \frac{p_k^{v(1-w)} - p'^{v(1-w)}}{p_{1k}^{v(1-w)} (1-w)v} \right\} \quad (28)$$

Bei axialsymmetrischen Spannungszuständen (Triaxialversuch, Ödometer) ist $p' = \sigma'_a \frac{1+2K}{3}$.

3.3 Ruhedruckbeiwert

Das Verhältnis von horizontaler und vertikaler Spannung bei behinderter Seitendehnung wird Ruhedruckbeiwert K_0 genannt. Wird der Ruhedruck nicht gemessen, ist man für die Vorhersage auf Stoffgesetze oder empirische Näherungen angewiesen. Mit Gleichung 29 von Jaky kann der Ruhedruckbeiwert erstbelasteter Böden angenähert werden:

$$K_{0,nc} \approx 1 - \sin \varphi'_{nc} = 1 - \sin \varphi'_{pp} \quad (29)$$

Von Lee/Jin [13] wurde aus den Ergebnissen von Feldmessungen eine Beziehung zwischen K_0 und der Plastizitätszahl I_p abgeleitet:

$$K_{0,nc} \approx 0.24 + 0.135 \ln I_p [\%] \quad (30)$$

Nach Laborversuchen an erstbelastetem Seeton kommt Scherzinger [23] zu dem Schluß, das der Ruhedruckbeiwert durch Gleichung 29 unterschätzt wird und damit auf der unsicheren Seite liegt, während die mit Gl. 30 errechneten Ruhedruckbeiwerte den Versuchsergebnissen nahe kommen.

Die Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwerts von der Belastungsgeschichte kann nach Schmidt [24] mit folgender Gleichung erfaßt werden:

$$K_0 = K_{0,nc} OCR^{\alpha} \quad (31)$$

$OCR = \frac{\sigma'_{c,v}}{\sigma'_c}$ - Überkonsolidierungsverhältnis

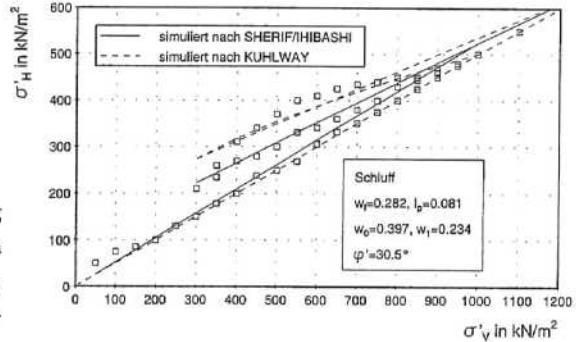


Abbildung 6: Entwicklung der Horizontalspannungen bei Ruhedruckverhältnissen, Ergebnisse eines Triaxialversuchs

Aus Versuchen an erst- und wiederbelasteten Böden entwickelten Mayne und Kuhlway [16] Gl. 32:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin \varphi')}} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (32)$$

Mit einem speziell zur Messung des Ruhedruckes entwickelten Gerät (stress-meter) untersuchten Sherif und Ihibashi [26] im Labor 18 ungestörte sowie weitere künstlich hergestellte Proben. Im Ergebnis werden Grafiken zur Abschätzung von K_0 angegeben. Die Auswertung dieser Ergebnisse führt auf folgende Gleichungen:

$$K_0 \approx \lambda + \alpha(OCR - 1) \quad (33)$$

OCR - Überkonsolidierungsverhältnis

$$\ln K_{0,nc} = \ln \lambda \approx 0.567 w_L - 0.806$$

$$\ln \alpha \approx 0.433 w_L - 2.49$$

Nach den in Abb. 6 dargestellten Ergebnissen eines Triaxialversuchs mit Seitendruckregelung (Hamid [7]) wird die Entwicklung der Horizontalspannungen bei vorbelasteten, bindigen Böden mit Gleichung 32 im Wiederbelastungsbereich überschätzt. Mit der aus den Ergebnissen von Sherif und Ihibashi [26] abgeleiteten Beziehung (Gleichung 33) werden die Ergebnisse, insbesondere im Wiederbelastungsbereich, gut erfaßt.

3.4 Isotrope Konsolidation-Triaxialversuch

Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten aufbereiteter Böden unter isotropen Spannungszuständen sind vor allem im Zusammenhang mit der Entwicklung von Stoffgesetzen vorgenommen worden. Die Ergebnisse von Triaxialversuchen an einem mittelplastischen

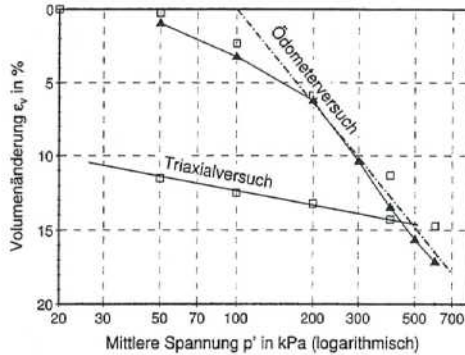


Abbildung 7: Konsolidation unter isotropem Druck im Triaxialgerät

Ton (Probe R93.3) sind in Abb. 7 dargestellt, wobei die Probe vor Einbau eindimensional bis ca. $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ konsolidiert wurde. Sowohl aus Ödometer- als auch im Ergebnis der Triaxialversuche wird der Steifzahlbeiwert $v_{nc} = 11$ nach Gleichung 20 erhalten.

Die mittlere isotrope Spannung p' im Ödometerversuch ergibt sich bei Erstbelastung mit der Annahme $K_{0,nc} \approx 1 - \sin \varphi'_{pp}$ zu

$$p' = \frac{\sigma'_c(1 + 2K_{0,nc})}{3} \approx \sigma'_c \frac{3 - 2 \sin \varphi'_{nc}}{3} \quad (34)$$

Damit läßt sich die Porenzahl $e_{1,p}^*$ bei einer mittleren Spannung $p' = 1 \text{ bar}$ im Ödometer mit Gl. 35 berechnen.

$$e_{1,p}^* = \left(\frac{3}{3 - 2 \sin \varphi'_{nc}} \right)^{-1/v_{nc}} (1 + e_1^*) - 1 \quad (35)$$

4 Referenzzustände

4.1 Grundlagen

Durch Zustandsparameter wird der aktuelle Zustand eines Bodens in Bezug zu einem Referenzzustand beschrieben. Dieser Referenzzustand soll so definiert sein, daß Spannungszustand und Bodenstruktur eindeutig festgelegt sind. Wesentliche Anregungen für

die Definition dieser Größen gehen auf das Critical-State-Konzept zurück. Grundlegend für dieses Modell ist die Annahme, daß die Druck-Porenzahl-Kurven bei Verdichtung mit konstantem Hauptspannungsverhältnis $\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = K$ durch parallele Geraden in halblogarithmischer Auftragung dargestellt werden können. Da der Reibungswinkel im kritischen Zustand (perfekte Plastizität) konstant ist, läßt sich die Druckabhängigkeit der kritischen Porenzahl als zur isotropen Verdichtungskurve (VCL) parallele Gerade darstellen. Diese Kurve heißt 'Critical State Line CSL' (Zustandslinie perfekter Plastizität). Nach ausreichend großen Scherverformungen nähert sich der Zustand des Bodens unabhängig von Spannungsniveau, Struktur und Dichte dieser CSL an. Durch eigene Ergebnisse

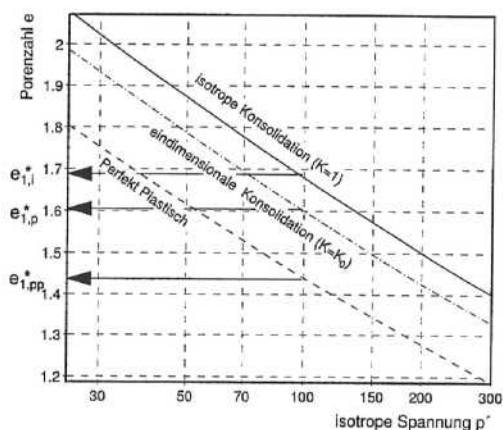


Abbildung 8: Druck-Porenzahl-Abhängigkeit, Referenzzustände

(Ödometer- und Triaxialversuche, Abb. 7) wird diese Annahme gestützt. Been und Jefferies [1] benutzen z.B. den Zustand perfekter Plastizität als Bezugsgröße. Es wird angenommen, daß die Anordnung der Partikel in diesem Zustand eindeutig und reproduzierbar ist. Diese Hypothese wird durch die Tatsache gestützt, das bei Schervorgängen außerhalb dieses Zustands Verdichtung oder Auflockerung durch Umordnung der Körner beobachtet wird.

Der Unterschied zwischen der Dichte (Porenzahl) bei einem bestimmten Spannungszu-

stand im Vergleich zur Dichte des Bodens bei festgelegter Referenzstruktur und gleicher Spannung ist ein Maß für den Zustand des Bodens.

4.2 Isotrope Konsolidation (äquivalente Spannung)

In vielen Stoffgesetzen wird die Funktion der Volumenänderung bei isotropen Spannungszuständen zur Quantifizierung der Zusammendrückbarkeit benutzt. Für bindige Böden existieren empirische Ansätze von Terzaghi oder Ohde, die in einigen Stoffgesetzen von zentraler Bedeutung sind. Durch das Konzept der äquivalenten Spannung (Hvorslev [9]) kann bei bindigen Böden die Phasenzusammensetzung durch die Spannung ausgedrückt werden, die zur gleichen Dichte bei Erstbelastung gehört. Das ursprüngliche Konzept von Hvorslev benutzt die eindimensionale Zusammendrückung im Ödometer als Referenzzustand. Da in unterschiedlichen Geräten unterschiedliche äquivalente Spannungen erhalten werden, wird durch Verwendung der mittleren Spannung bei isotroper Kompression als Bezugsgröße eine eindeutigere Definition erreicht.

Bei Sanden und Kiesen kann durch statische Belastung nur eine geringe Verdichtung erreicht werden. Unterschiedliche Lagerungsdichten lassen sich deshalb nicht ohne weiteres durch eine äquivalente Spannung beschreiben. Von Gudehus [6] wird im Zusammenhang mit der Entwicklung eines hypoplastischen Stoffgesetzes Gleichung 36 zur Berücksichtigung des Spannungsniveaus bei der Bestimmung der Grenzlagerungsdichten $\max e$ und $\min e$ vorgeschlagen. Da die Granulatsteifigkeit h_s eine Stoffgesetzkonstante ist, kann aus Gl. 36 die äquivalente Spannung nichtbindiger Böden berechnet werden, wobei e_0 die Ausgangslagerungsdichte bei $p = 0$ bezeichnet.

$$e_i = e_{i,0} \exp \left[- \left\{ \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{h_s} \right\}^n \right] \quad (36)$$

Die Stoffgesetzkennwerte h_s und n können aus den Parametern v_{nc} und w_{nc} des Steifzahlansatzes von Ohde berechnet werden, wenn als Ruhedruckbeiwert bei Erstbelastung $K_0 = 1 - \sin \varphi_{nc}$ angenommen wird.

$$n = (1 - w_{nc}) \frac{\ln \left(\frac{\ln 3}{\ln 2} \right)}{\ln \left\{ \frac{\ln \frac{1+0.5e_0}{1+e_0}}{\ln \frac{1+e_0/3}{1+e_0}} \right\}} \quad (37)$$

$$h_s = \frac{\sigma_1}{(\ln 2)^{\frac{1}{n}}} (1 + 2K_{0,nc}) [v_{nc}(1 - w_{nc})]^{1-w_{nc}} \left\{ \ln \frac{1 + 0.5e_0}{1 + e_0} \right\} \quad (38)$$

Es sind die Ergebnisse von Versuchen mit locker eingebauten Proben bei nichtbindigen Böden zu verwenden.

4.3 Experimenteller Referenzzustand bindiger Böden

Von Burland [4] wurde 1990 das Konzept der inneren Eigenschaften (intrinsic properties) eingeführt. Die Idee dieses Modells ist, daß für bindige Böden Ergebnisse von Versuchen an künstlich hergestellten Proben als Referenzzustand für die Interpretation von Feld- und Laborversuchen herangezogen werden. Dieser reproduzierbare Zustand wird durch Einbau des Bodens bei Wassergehalten $w > 1.5w_l$ erreicht, wobei nach Möglichkeit Bodenwasser aus dem Bereich der Probenentnahme für die Aufbereitung des Materials verwendet werden soll. Die Druck-Porenzahlkurve aufbereiteter, erstbelasteter Böden

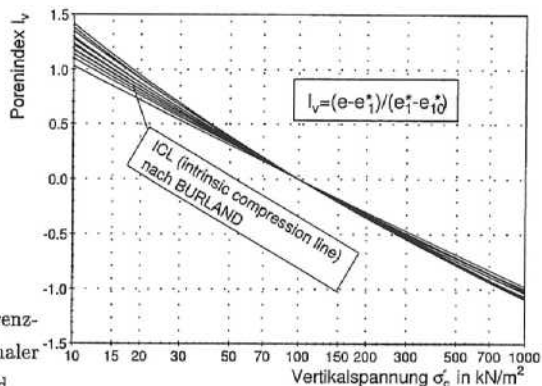


Abbildung 9: ICL, Referenzzustand bei eindimensionaler Kompression nach Burland

läßt sich mit dem Porenindex I_v gemäß Gleichung 39 beschreiben. Zur Unterscheidung von Versuchsergebnissen, die nicht an aufbereitetem Material erhalten wurden, wird ein hochgestelltes Sternchen * benutzt.

$$I_v = \frac{e - e_1^*}{e_1^* - e_{10}^*} = \frac{e - e_1^*}{C_e^*} \quad (39)$$

I_v - Porenindex (void index)

e - Porenzahl

e_1^* - Porenzahl der aufbereiteten Probe bei $\sigma'_c = 100kPa = 1bar$

e_{10}^* - Porenzahl der aufbereiteten Probe bei $\sigma'_c = 1000kPa = 10bar$

Die Druck-Porenindex Kurve (ICL - intrinsic compression line) kann für ein weites Spektrum bindiger Böden durch eine einzige Gleichung erfaßt werden:

$$I_v = 2.45 - 0.5581x + 0.001229x^3 \quad (40)$$

mit $x = \ln \sigma'_c$ in kPa .

Mit Normierungen analog Gl. 39 können in vielen Fällen Ergebnisse von Versuchen an unterschiedlichen Böden verglichen werden. Andererseits wird das Problem der Übertragung auf den konkreten Fall erheblich von der Genauigkeit der Ermittlung der Grenzwerte (hier e_1^* und e_{10}^*) beeinflusst.

Durch Versuchsergebnisse zeigt Burland, daß sich die Bodeneigenschaften mit wachsendem Spannungsniveau den Eigenschaften des aufbereiteten Materials annähern.

5 Verfahren zur Bestimmung von Stoffgesetzkennwerten

5.1 Verknüpfung der Modelle

Die bodenmechanischen Eigenschaften intakter Böden können in erster Näherung durch den Abstand zu einem Referenzzustand bestimmt werden. Durch Verknüpfung der ICL-Kurve mit dem Modell zur Idealisierung der Steifezahlen gemäß Abb. 5 läßt sich ein Verfahren für die näherungsweise Angabe von Berechnungskennwerten ableiten. Sind die Grenzporozahlen bekannt, kann durch schrittweise Verbesserung die wirklichkeitsnahe Angabe von Stoffgesetzkennwerten erreicht werden.

Wird ein Modell entsprechend Abb. 8 angenommen, muß zunächst die Neigung der Druck-Porenzahl-Kurve bekannt sein. Die Lage der Kurven kann durch einen 'Lageparameter' erfaßt werden. Für aufbereitete, erstbelastete Böden lassen sich Beziehungen zwischen Versuchsergebnissen zur Berechnung dieser Werte ableiten. Die Porenzahl bei einer mittleren Spannung $p' = 1 \text{ bar}$ wird im folgenden als Lageparameter benutzt. Bei eindimensionaler Zusammendrückung ergibt sich der Zusammenhang gemäß Gl. 35.

Für den Zustand perfekter Plastizität läßt sich die Schubspannung berechnen, die zur mittleren Spannung $p' = 1 \text{ bar}$ gehört:

$$\tau = p_1 \frac{3 \cos \varphi'_{nc} \sin \varphi'_{nc}}{3 - \sin \varphi'_{nc}} \quad (41)$$

Damit kann aus den Ergebnissen von einfachen Scherversuchen die Lage der Linie perfekter Plastizität ermittelt werden. Die Neigung wird aus den Steifezahlkennwerten nach Ohde erhalten.

5.2 Ausblick

Das grundsätzliche Vorgehen zur schrittweisen Annäherung von Berechnungskennwerten ist in Abb. 11 schematisch dargestellt. Für die Bereitstellung wirklichkeitsnaher Berech-

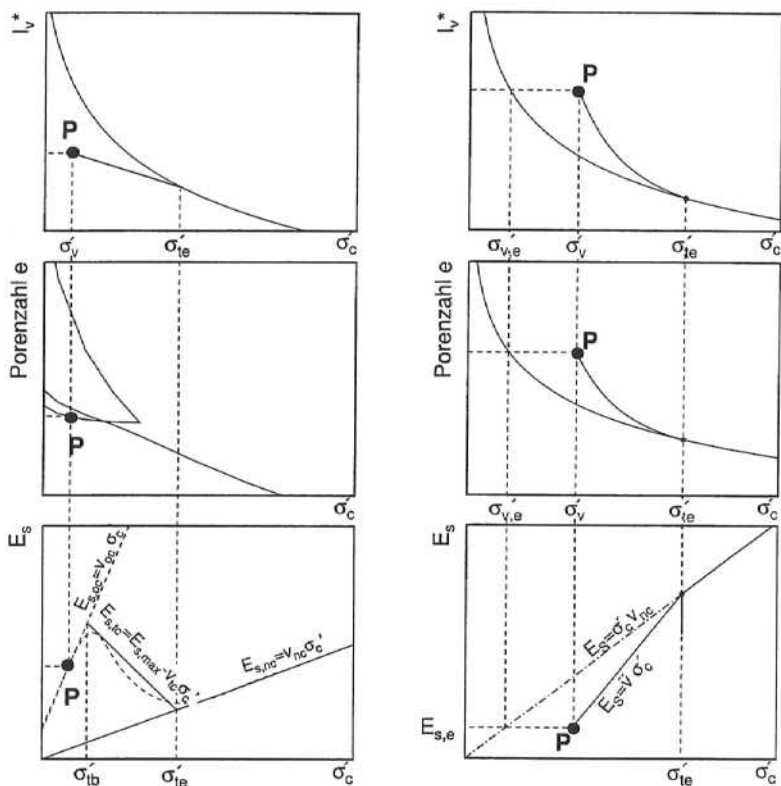
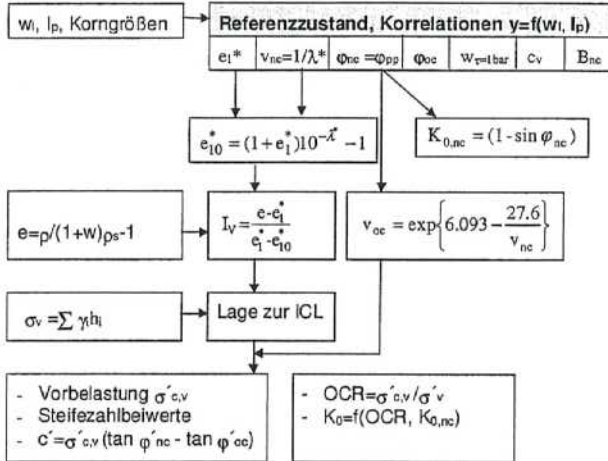


Abbildung 10: Bestimmung der Vorbelastung und der Zusammendrückbarkeit

nungskennwerte müssen Eigenschaften intakter Proben in die Modelle einbezogen werden. Dies kann z.B. mit Ergebnissen von Sondierungen u.ä. erreicht werden. Ausgehend von einfachen Kennwerten, wie z.B. Steifzahl, Reibungswinkel u.a., ist die Berechnung anderer Stoffgesetzparameter möglich.

Gegenwärtig werden umfangreiche Versuchsprogramme zur Bereitstellung von Korrelationen zwischen Klassifikationskennwerten und einfachen Stoffgesetzkennwerten für aufbereitete, bindige Proben durchgeführt. In Abb. 12 ist die Näherungsbeziehung zur Ermittlung der Porenzahl e_1^* dargestellt. Es wurden 988 Prüfergebnisse berücksichtigt. Der Korrelationskoeffizient beträgt $r = 0.928$.

Näherungsverfahren für feinkörnig-bindige Böden



Lageparameter:

- isotrope Konsolidation e_1
- eindimensionale Konsolidation e_1^*
- Perfekte Plastizität e_{pp}

Abbildung 11: Vorgehensweise zur näherungsweise Bestimmung von Kennwerten feinkörnig-bindiger Böden

Durch die ständig wachsende Anzahl an Prüfergebnissen können die Näherungsbeziehungen weiter verbessert werden und decken in zunehmendem Maße das Spektrum der am weitesten verbreiteten bindigen Böden ab.

Ein wesentliches Problem bei der Bereitstellung von korrelativen Zusammenhängen ist die oft schwer nachprüfbare Zuverlässigkeit des Datenmaterials. Dieser Nachteil wird durch das Versuchsprogramm am Institut für Geotechnik beseitigt, so daß im Ergebnis der Untersuchungen gesicherte Zusammenhänge bereitgestellt werden können. Die Berücksichtigung neuer Entwicklungen auf dem Gebiet der bodenmechanischen Stoffgesetze ist ohne weiteres möglich, da das Datenmaterial systematisch abgelegt und das Probenmaterial für ergänzende Versuche aufbewahrt wird.

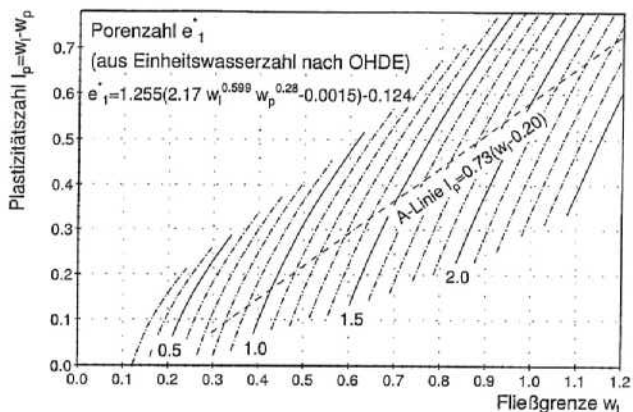


Abbildung 12: Näherungsbeziehung zur Bestimmung von e_1^*

Literatur

- [1] K. Been and M.G. Jefferies. A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35(2):99–112, 1985.
- [2] J. Biarez and P.-Y. Hicher. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1994.
- [3] M.D. Bolton. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1):65–87, 1986.
- [4] J.B. Burland. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40(2):327–378, 1990.
- [5] J.M. Duncan and C.-Y. Chang. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 96(5):16290–1653, 1970.
- [6] G. Gudehus. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Jap. Geot. Soc.*, (3), 1996.
- [7] S.H. Hamid. *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Spannungs-, Verformungs- und Bruchverhalten bindiger Böden in azialsymmetrischen Versuchen*. PhD thesis, TU Dresden, 1990.

- [8] Brinch Hansen and Lundgren. *Hauptprobleme der Bodenmechanik*. Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg, 1960.
- [9] J. Hvorslev. Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Technical Report 45, Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, 1937.
- [10] N. Janbu. Soil models in offshore engineering. *Geotechnique*, 35(3):241–281, 1985.
- [11] D. Kolymbas and W. Wu. Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, (60):99–119, 1990.
- [12] R.L. Kondner. Hyperbolic stress–strain response: Cohesive soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 89(1):115–143, 1963.
- [13] Y.N. Lee and B.I. Jin. Measurement and prediction of k_0 . *Journ. Korean Soc. Civil. Eng.*, 27:57–66, 1979.
- [14] S. Leroueil, F. Tavenas, and J. Locat. Discussion: Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. W.D. Carrier and J.F. Beckmann. *Geotechnique*, 35(2):223–226, 1985.
- [15] H. Matsuoka. Stress-strain relationships of sands based on mobilized plan. *Soils and Foundation*, 14:47–61, 1974.
- [16] P.W. Mayne and F.H. Kulhawy. k_0 -ocr relationship in soil. *ASCE Journal Geotechnical Engineering Division*, 108(6):851–871, 1982.
- [17] J. K. Mitchell. *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley and Sons, New York, London, Sydney, Toronto, 1976.
- [18] A. Moussa. Untersuchungen über die Scherfestigkeit und Durchlässigkeit von Sanden. Technical Report 39, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, 1967.
- [19] J. Ohde. Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. *Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau*, 6:7–48, 1955.
- [20] D.M. Potts, G.T. Dounias, and P.R. Vaughan. Finite element analysis of the direct shear box. *Geotechnique*, 37(1):11–23, 1987.
- [21] P.W. Rowe. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Geotechnique*, 19(1):75–86, 1969.

- [22] T. Schanz and P.A. Vermeer. Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 46(1):145–150, 1996.
- [23] T. Scherzinger. Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Technical Report 122, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1991.
- [24] B. Schmidt. Earth pressure at rest related to stress history. *Can. Geot. Jour.*, 3(4):239–242, 1966.
- [25] A.N. Schofield and C.P. Wroth. *Critical-State Soil mechanics*. McGraw-Hill, London, 1968.
- [26] M.A. Sherif and I. Ishibashi. Lateral earth pressure at rest in soft clay. *ASCE, discussion*, 103(5):498–499, 1977.
- [27] U. Smoltczyk. *Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen in Sand*. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- [28] K. Terzaghi and O.K. Fröhlich. *Theorie der Setzung von Tonschichten*. F. Deuticke, Leipzig-Wien, 1936.
- [29] C.P. Wroth. The interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34(4):449–489, 1984.

FE-Berechnungen zur Ermittlung der Erdwiderstandsverteilung bei Wahl unterschiedlicher Stoffgesetze

T. Vittinghoff

W. Rodatz

J. Schmitt

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

1 Einleitung

Für weiterführende Berechnungen von Fragestellungen aus dem Bereich der Geotechnik lassen sich in den meisten Fällen die klassischen elastostatischen Verfahren aufgrund vorhandener Nichtlinearitäten nur eingeschränkt verwenden. Um das häufig auftretende nichtlineare Verhalten des Materials Bodens zu beschreiben, besteht jedoch die Möglichkeit einer numerischen Näherungsberechnung z.B. mit der Finite-Element-Methode (FEM). Bei Verwendung von FE-Programmen läßt sich durch Wahl eines geeigneten Stoffgesetzes und der dazugehörenden Kenngrößen das Materialverhalten des Bodens in geeigneter Form modellieren.

Trotz der Möglichkeit dieses Berechnungsverfahrens, nichtlineares Materialverhalten zu berücksichtigen, gilt wie schon im Jahr 1950 von Ohde formuliert, daß *man bei jeder erdstatischen Untersuchung - ähnlich wie auch sonst im Bauwesen - zwei grundlegende Bedingungen erfüllen muß:*

- 1. Es muß von den örtlichen Gegebenheiten ausgegangen werden (Erdschichtung, Grundwasser), insbesondere müssen zuverlässige Mittelwerte für die Eigenschaften des Materials (Erdstoff-Grundwerte) bekannt sein.*
- 2. Das Berechnungsverfahren selbst muß den wirklichen Verhältnissen möglichst nahekommen.[14]*

Die Bedingungen, die Ohde für eine erdstatische Berechnung aufgestellt hat, gelten in gleicher

Weise für eine FE-Berechnung. Bei der Erstellung des dafür notwendigen Strukturmodells müssen folgende Punkte berücksichtigt werden [17]:

- Geometrische Modellierung,
- Stoffliche Modellierung mit der Wahl der geeigneten Materialparameter,
- Step-by-step Analysis zur Berücksichtigung der numerischen Simulation.

In diesem Zusammenhang wird nachfolgend aufgezeigt, inwieweit sich die Verwendung unterschiedlicher Stoffgesetze auf die Ergebnisse einer erdstatischen Berechnung auswirken. Im Rahmen des zu simulierenden Beispiels sollte die Interaktion von Boden und Bauwerk, die Entwicklung von Versagenszonen sowie die Ermittlung von verformungsabhängigen Spannungswerten untersucht werden können. All diesen Punkten genügt die Simulation des Erdwiderstandversuches zur Bestimmung der Erdwiderstandsverteilung in Abhängigkeit unterschiedlicher Wandbewegungen.

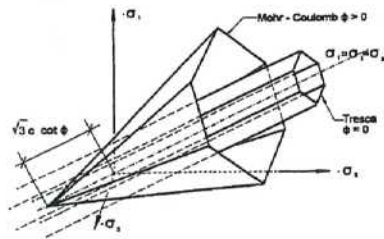
Zur Verifikation der programmierten Stoffgesetze werden die Ergebnisse der Erddruckberechnungen nach Schweiger [16] verwendet. Die Beurteilung der verwendeten Stoffgesetze und Materialparameter sowie deren Realitätsbezug erfolgt durch Vergleiche mit Ergebnissen von Erdwiderstandsversuchen nach Bartl [4] sowie Narain et al. [12].

2 Stoffgesetze

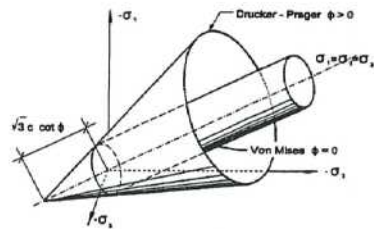
In der Geotechnik werden häufig zeitunabhängige Stoffgesetze aus der Gruppe der elastoplastischen Stoffgesetze verwendet, um das nichtlineare Verhalten des Bodens abzubilden. Diese werden durch folgende Punkte charakterisiert.

- Fließkriterium,
- Fließregel,
- Ver- und Entfestigungsregel.

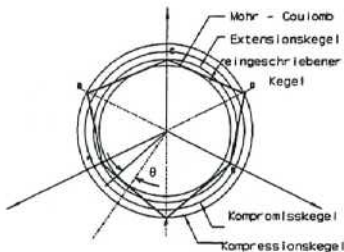
Mit Hilfe des Fließkriteriums wird dabei der Spannungszustand definiert, bei dem ein Fließen einsetzt. Zur Bestimmung der beim Fließen auftretenden plastischen Dehnungsanteile wird die Fließregel verwendet. Nachfolgend sind in Abb.1 Fließkriterien von Stoffgesetzen ohne eine Ver- oder Entfestigungsregel dargestellt. Diese Gesetze werden als linearelastisch-idealplastische Stoffgesetze bezeichnet, da sie ein entsprechendes Spannungs-Dehnungsverhalten beschreiben.



a) Mohr-Coulomb (MC), Tresca



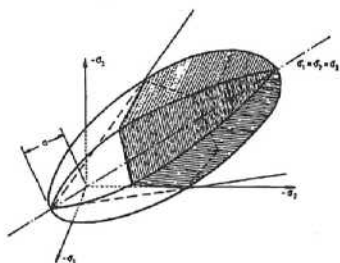
b) Drucker-Prager (DP), von Mises



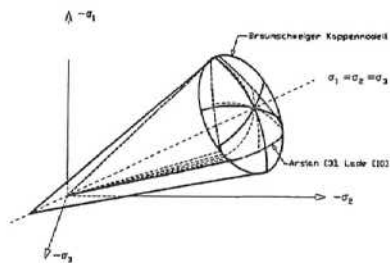
c) Schnitt in der Deviatorenebene

Abb.1 Fließkriterien [16]

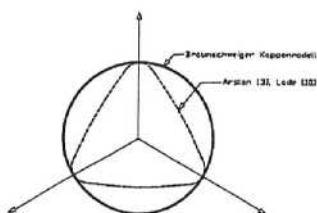
Um ein kontraktantes oder dilatantes Verhalten des Materials Boden in Verbindung mit einer Ver- oder Entfestigung zu berücksichtigen, können elastoplastische Stoffgesetze mit volumetrischer Verfestigung verwendet werden. Zu dieser Gruppe gehören die Stoffgesetze mit den nachfolgend in Abb.2 dargestellten Fließkriterien.



a) Modifiziertes Cam-Clay-Modell mit MC-Bruchbedingung [5]



b) Modell nach Arslan [3] und Braunschweiger Kappenmodell



c) Schnitt in der Deviatorebene

Abb.2 Fließkriterien mit volumetrischer Verfestigung

Über eine FORTRAN-Schnittstelle [2] wurden die aufgeführten Fließkriterien in das kommerzielle FE-Programm ANSYS 5.3 [1] implementiert. Das Konvergenzverhalten des verwendeten iterativen Lösungsverfahrens nach Newton-Raphson wurde mittels der Simulation eines Triaxialversuches [15] überprüft.

Die Verifizierung der programmierten StoffgesetZRoutinen erfolgte lokal durch analytische Nachrechnungen einzelner Funktionsterme und global durch den im folgenden Abschnitt dargestellten Vergleich von Ergebnissen einer Erddruckberechnung nach dem Modell von Schweiger [16].

3 Verifizierung der programmierten StoffgesetZRoutinen

Wie in Abschnitt 2 erläutert, werden nachfolgend die programmierten StoffgesetZRoutinen anhand des aktiven Erddruckmodells nach Schweiger verifiziert. Die geometrischen Randbedingungen sowie die Materialparameter können Abb.3 entnommen werden. Es wurden parallele Wandverschiebungen von maximal 7 mm beim Kriterium nach Mohr-Coulomb und 25 mm für das Kriterium nach Drucker-Prager vorgegeben. Durch Ansatz einer assoziierten Fließregel wurde der Dilatanzwinkel ψ gleich dem Reibungswinkel ϕ gesetzt.

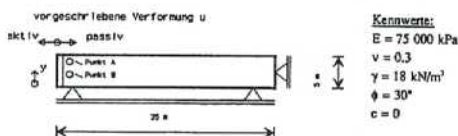


Abb.3 FE-Modell nach Schweiger [16]

Eine Angabe der Modellbreite konnte der Arbeit von Schweiger [16] nicht entnommen werden, so daß von einem ebenen Verzerrungszustand ausgegangen werden mußte. Durch Variation der Kastenbreite von 0,50 bis 5,00 m (s. Abb.4) konnte ein Einfluß der Modellbreite auf die Berechnungsergebnisse ausgeschlossen werden. Die nachfolgenden Berechnungen erfolgten für das Einschichtenmodell der Abb.4a. Es wurden Elemente mit 20 Knoten und quadratischem Verschiebungsansatz verwendet.

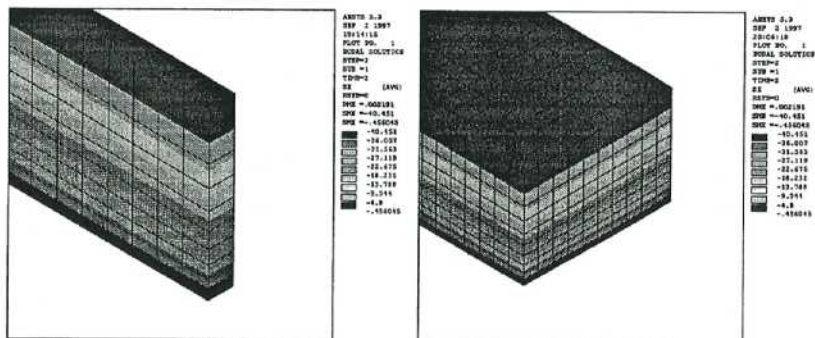


Abb.4 a) Einschichtenmodell

b) Mehrschichtenmodell

Um bei den Vergleichsberechnungen den Einfluß einer volumetrischen Verfestigung zu untersuchen, wurde zusätzlich eine Variante mit Braunschweiger Kappenmodell (Abb.3) berechnet. Das Braunschweiger Kappenmodell resultiert aus einer deviatorischen Fließbedingung nach Drucker-Prager [16] sowie einer volumetrischen Fließbedingung nach Lade [10]. Die für die FE-Berechnung benötigten zusätzlichen Materialkennwerte M und L der Abb.5 wurden den Arbeiten von Arslan [3] und Früchtenicht [8] entnommen.

Kennwert	Einheit	FE-Berechnung
E-Modul E	[kN/m ²]	75.000
Querdehnzahl μ	[-]	0,3
Wichte γ	[kN/m ³]	18
Reibungswinkel φ	[°]	30
Dilatanzwinkel ψ	[°]	30
Kohäsion c	[kN/m ²]	0,1
Achsenabschnitt M	[-]	27.320 \ 18.300
Neigung L	[-]	242,7 \ 13,6

Abb.5 Materialkennwerte

Exemplarisch ist in Abb.6 die Entwicklung der Erddruckkraft E_{ah} infolge paralleler Wandverschiebung u bei Wahl unterschiedlicher Stoffgesetze dargestellt.

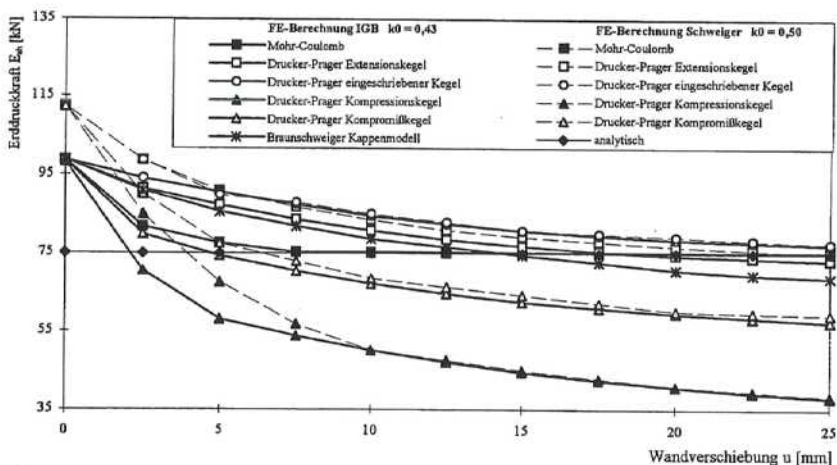


Abb.6 Entwicklung der aktiven Erddruckkraft E_{ah} bei paralleler Wandverschiebung

Die programmierten StoffgesetZRoutinen liefern qualitativ und quantitativ übereinstimmende Ergebnisse mit denen des FE-Modells nach Schweiger mit Abweichungen im Grenzbereich der Wandverschiebung von max. 3,9 %. Im Verschiebungsbereich bis 10 mm lassen sich Abweichungen feststellen, welche aus unterschiedlich ermittelten Horizontalbelastungen mit Verhältniswerten von $k_0 = 0,5$ und $k_0 = 0,43$ zum vertikalen Eigenspannungszustand resultieren. Weiterhin konnte die Aussage von Schweiger [16] bestätigt werden, daß Berechnungen mit dem Kompressions- und Kompromißkegel nach Drucker-Prager zu erheblichen Festigkeitsüberschätzungen führen. Dies läßt sich aus Abb.6 anhand der Kurven, welche unterhalb der analytisch ermittelten Lösung liegen, ableiten.

4 Ermittlung der Erdwiderstandsverteilung

Um zu überprüfen, wie nahe FE-Berechnungen bei Verwendung der programmierten StoffgesetZRoutinen den wirklichen Verhältnissen kommen, werden nachfolgend gemessene Ergebnisse von Erddruckversuchen mit denen einer Berechnung verglichen. Im Versuch wurde die Erdwiderstandsverteilung infolge einer Fußpunktverschiebung bestimmt.

4.1 Erdwiderstandsversuch nach Bartl

Die Versuchsanlage besitzt die Abmessungen von 1,80 m Länge x 1,00 m Breite x 0,86 m Höhe [4]. Zur Eliminierung des Einflusses der Seitenwandreibung befinden sich die Kraftaufnehmer für den Erdwiderstand nur im Mittelbereich der Kopfwand. Es konnten sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Anteile der Erdwiderstandsverteilung ermittelt werden. Trotz unterschiedlich rauher Beschichtung der Kopfwand ließ sich kein Einfluß auf die Erdwiderstandsverteilung sowie die Neigung der Resultierenden des Erdwiderstandes feststellen. Aus diesem Grund wird der gemessene Wandreibungswinkel von $\delta_{pR} = -0,7^\circ$ bei den weiteren Betrachtungen vernachlässigt, so daß die Wandverschiebung mit horizontal verschiebarmen einwertigen Auflagern simuliert werden kann. Bei dem in Abb.7 dargestellten FE-Modell des Erdwiderstandsversuches sind die Lagerbedingungen entsprechend gekennzeichnet. Die Versuche erfolgten mit dem Dresdener Hellersand, dessen Materialparameter Abb.8 entnommen werden können.

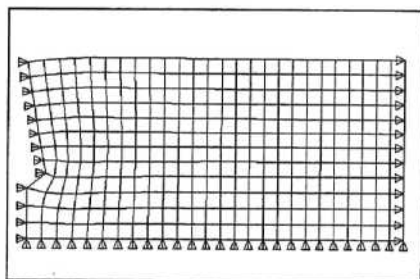


Abb.7 FE-Modell des Erddruckkastens nach Bartl [4]

Die Versuchsergebnisse der Erdwiderstandsverteilung wurden für eine Grenzverschiebung von $0,037 h = 21 \text{ mm}$ angegeben.

4.2 FE-Berechnungen zur Erdwiderstandsverteilung

Wie in Abschnitt 4.1 erläutert, wurde die Wandreibung vernachlässigt, so daß bei Ansatz einer Grenzverschiebung von 0,037 h horizontale Knotenverschiebungen von max. 21 mm vorgegeben wurden. Aus diesem Grund erfolgt keine Angabe der Erdwiderstandsentwicklung für den Versuch nach Bartl. Exemplarisch kann jedoch eine Darstellung dem Abschnitt 5.2 für die Versuche nach Narain et al. [13] entnommen werden.

Die für die FE-Berechnung notwendigen Materialparameter sind in Abb.8 zusammengestellt.

Kennwert	Einheit	Versuch	EAU bzw. Literatur	FE-Berechnung
Abszisse bei 50 Gew.-% d_{50}	[mm]	0,4	-	-
Ungleichförmigkeitszahl U	[-]	3,0	-	-
Bodengruppe nach DIN 18 196	[-]	SE	-	-
Korndichte ρ_s	[g/m ³]	2,65	-	-
Trockendichte min ρ_d	[g/m ³]	1,501	-	-
Trockendichte max ρ_d	[g/m ³]	1,813	-	-
Lagerungsdichte D	[-]	0,61	-	-
Bezeichnung der Lagerung	[-]	dicht	-	-
E-Modul E	[kN/m ²]	-	15.000-112.000	52.000
Querdehnzahl μ	[-]	-	0,3	0,3
Wichte γ	[kN/m ³]	17,0	18-19	17,0
Reibungswinkel φ	[°]	40,8	30-35	40,8
Dilatanzwinkel ψ	[°]	-	-	40,8
Wandreibungswinkel δ_{pR}	[°]	-0,7	-	0,0
Kohäsion c	[kN/m ²]	-	0	0,1
Achsenabschnitt M	[-]	-	27.320 \ 18.300	2.7320,0
Neigung L	[-]	-	242,7 \ 13,6	242,7

Abb.8 Materialparameter

Da keine Steifeziffer bei den dokumentierten Versuchsergebnissen [4] angegeben war, wurde

zur Wahl des E-Moduls eine Variationsrechnung mit der Steifeziffer E_s nach EAU [7] und einer Umrechnung über die Querkontraktion durchgeführt.

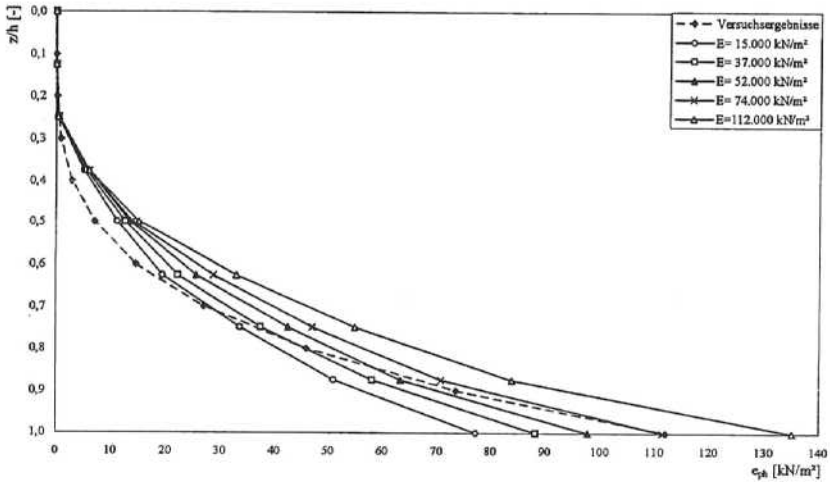


Abb.9 Einfluß des E-Moduls auf die Erdwiderstandsverteilung (DP, Extensionskegel)

Bei zahlenmäßig gleichem Ansatz der Erwiderrandskraft des Versuches und der FE-Berechnung ergab sich für die weiteren Berechnungen ein E-Modul von 52.000 kN/m² (Abb.9).

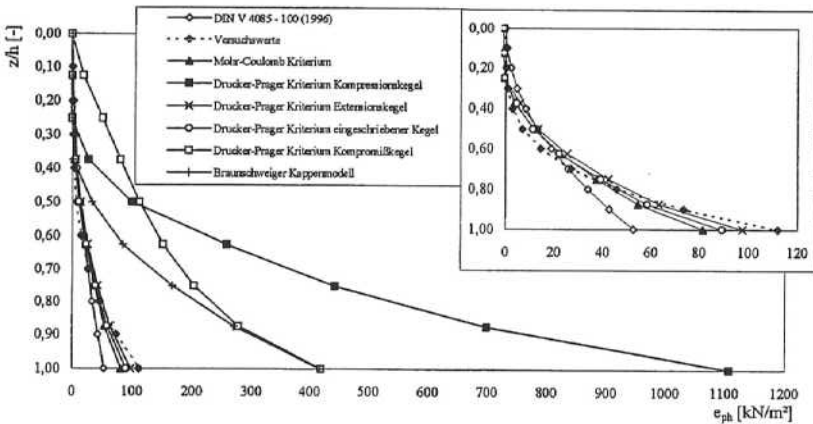


Abb.10 Erdwiderstandsverteilung e_{ph} bei Wahl unterschiedlicher Stoffgesetze

Der Vergleich der mittels der FEM berechneten Erdwiderstandsverteilungen bei Ansatz unterschiedlicher Stoffgesetze und den Versuchsergebnissen nach Bartl sowie der analytischen Lösung nach DIN V 4085-100 (1996) erfolgt in Abb.10 für eine normierte Tiefenangabe. Die sich ergebenden Erdwiderstandsbeiwerte k_{ph} sowie die normierte Angriffshöhe z_R des Erdwiderstandes E_{ph} können in Abhängigkeit des verwendeten Stoffgesetzes den folgenden Abbildungen entnommen werden.

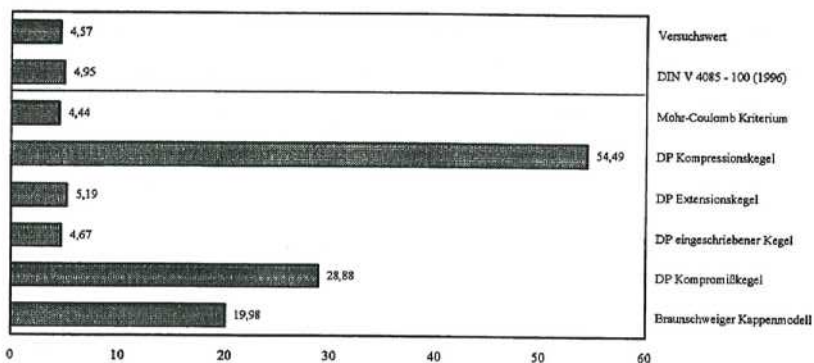


Abb.11 Erdwiderstandsbeiwert k_{ph}

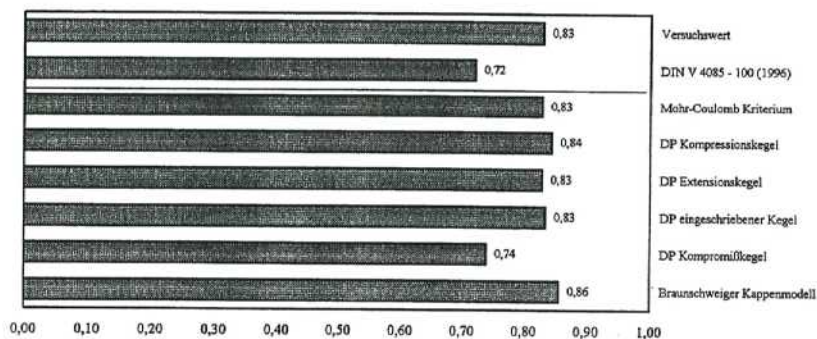


Abb.12 Normierte Angriffshöhe z_R des Erdwiderstandes E_{ph}

Für das Mohr-Coulomb Kriterium, den Extensionskegel und den eingeschriebenen Kegel erhält man Erddruckspannungen, die denen des Versuches entsprechen. Der Spannungsverlauf (s. Abb.10), der Beiwert des passiven Erddrucks (s. Abb.11) und die Lage des resultierenden Erdwiderstandes (s. Abb.12) weisen dabei vernachlässigbare Abweichungen auf.

Im Gegensatz dazu sind die Erddruckspannungen des Kompressionskegels, des Kompromißkegels und des Braunschweiger Kappenmodells zu groß (s Abb.10). Betrachtet man den Erdwiderstandsbeiwert in Abb.11, so beträgt dieser das 3-fache des im Versuch gewonnenen Wertes bei Anwendung des Braunschweiger Kappenmodells und das 10-fache beim Kompressionskegel nach Drucker-Prager. Die Lage des Erdwiderstandes E_{ph} (s. Abb.12) entspricht im wesentlichen der im Versuch bestimmten Angriffshöhe. Eine Ausnahme dazu bildet der Kompromißkegel.

Für die Berechnung des Erdwiderstandversuches nach Bartl [4] sind der Extensionskegel, der eingeschriebene Kegel und das Mohr-Coulomb Kriterium die geeigneten elastoplastischen Stoffgesetze. Die beiden Kegel geben die Versuchsergebnisse der Erdwiderstandsverteilung am besten wieder.

5 Diskussion weiterer Berechnungsergebnisse

Zur weiteren Beurteilung der verwendeten Stoffgesetze werden die bisher aufgeführten Ergebnisse der Erdwiderstandsverteilung infolge Fußverschiebung nach dem Versuch von Bartl [4] den Ergebnissen nach dem Versuch von Narain et al. [12] gegenübergestellt. Der Einfluß des Braunschweiger Kappenmodells auf die Entwicklung des Erdwiderstandes sowie die Ausbildung von Versagenszonen wird am Erdwiderstandsversuch mit Kopfpunktverschiebung von Narain et al. [12] aufgezeigt.

5.1 Ergebnisse infolge einer Fußpunktverschiebung

In Abb.13 werden die berechnete Angriffshöhe z_R sowie die Erdwiderstandsbeiwerte E_{ph} der Erdwiderstandsversuche von Bartl und Narain et al. mit den jeweiligen Meßergebnissen verglichen. Für die Ermittlung der Berechnungsergebnisse wurden die mit den Stoffgesetzen Mohr-Coulomb sowie eingeschriebener Kegel und Extensionskegel nach Drucker-Prager bestimmten Werte arithmetisch gemittelt.

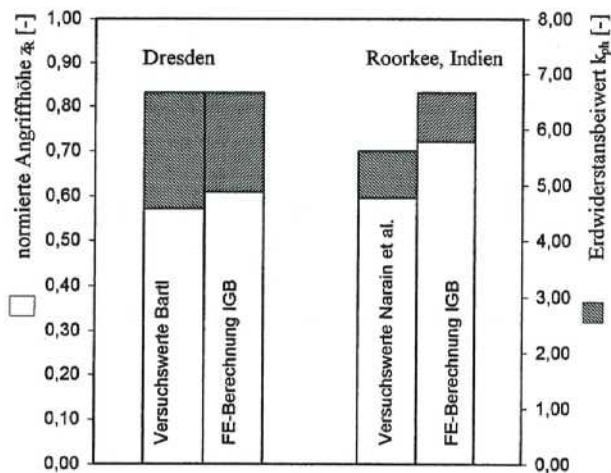


Abb.13 Normierte Angriffshöhe $z_{R(E_{ph})}/h$ und Erdwiderstandsbeiwert k_{ph}

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die elastoplastischen Stoffgesetze Mohr-Coulomb Kriterium und Drucker-Prager Kriterium mit den Koeffizienten des Extensionskegels und des eingeschriebenen Kegels geeignet sind, die untersuchten Erdwiderstandsversuche von Bartl [4]

6 Zusammenfassung

Die elastoplastischen Stoffgesetze Mohr-Coulomb Kriterium, Drucker-Prager Kriterium mit den Koeffizienten des Extensionskegels und des eingeschriebenen Kegels sind für die Simulation der untersuchten Erddruckversuche von Bartl [4] und Narain et al. [12] am besten geeignet, da die passive Erddruckordinate und die passive Erddruckverteilung annähernd mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen.

Bei Ansatz des Drucker-Prager Kriteriums mit dem Kompressions- und Kompromißkegel ergeben sich bei der Berechnung des passiven Erddruckes infolge Kopf- bzw. Fußpunktverschiebung zu große Werte. Gleiches wurde von Schweiger [16] bei der Ermittlung des aktiven Erddruckes infolge paralleler Wandbewegung festgestellt.

Das Braunschweiger Kappenmodell zeigt eine qualitative gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die quantitative Übereinstimmung bedarf jedoch noch einer weiteren Anpassung mittels entsprechender Laborversuche, mit deren Hilfe die hier anhand der Literatur angenommenen Materialkennwerte genauer bestimmt werden können. Diese Einschränkung ist im Sinne von Ohde zu verstehen, der 1950 schrieb, daß *die Genauigkeit der Berechnungsverfahren ihre natürliche Grenze in der Genauigkeit findet, mit der die Erdschichten und ihre physikalischen Stoffwerte ermittelt werden können* [14].

Da im Normalfall die anhand von Versuchen bestimmte Grenzverschiebung nicht vorliegt, sollten zur Berechnung des Erdwiderstandes komplexere Stoffgesetze verwendet werden, da nur mit diesen die Erdwiderstandsentwicklung in ausreichender Form abgebildet werden kann.

Weitere Untersuchungen für die Berechnung der Erddruckverteilung sollten folgende Punkte umfassen:

- Parallele Wandbewegung,
- Fuß- oder Kopfpunktdrehung,
- Berücksichtigung des Wandreibungswinkels,
- Be- und Entlastungsmoduli sowie eine Entfestigungsregel,
- Ansatz von zeitabhängigen Materialgesetzen.

7 Literatur

- [1] ANSYS User's Manual, Volume I-IV Procedure, ANSYS Rev. 5.1 Update 0 2nd Revision, Swanson Analysis, Inc. P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, Pennsylvania 15343-0065 (USA), 1994
- [2] ANSYS Programmer's Manual ANSYS Rev. 5.2, Swanson Analysis, Inc. P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, Pennsylvania 15343-0065 (USA), 1995
- [3] Arslan, M. U.: Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden, Zur Frage des elasto-plastischen Verformungsverhaltens von Sand, Heft 23, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, 1980
- [4] Bartl, U.: Untersuchungen zum Erdwiderstand auf ebene Wände am Beispiel von 1g-Modellversuchen mit Kopfpunktdrehungen, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3 (60. Geburtstag Prof. Dr. Franke), 1997
- [5] Desai, C.S., Christian, J.T.: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw Hill, London, 1977
- [6] DIN V 4085-100: Baugrund, Berechnung des Erddrucks - Teil 100, Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, 1996
- [7] EAU: Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ der Hafenaubotechnischen Gesellschaft und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990
- [8] Früchtenicht, H.: Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 15, 1984
- [9] Gudehus, G.: Stoffgesetze, Grundbau-Taschenbuch, 5. Auflage, Teil 1, Kapitel 1.6, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1996
- [10] Lade, P. V.: Three-Dimensional Stress-Strain Behavior and Modeling of Soils, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 4, Ruhr-Universität Bochum, 1979
- [11] Mao, P.: Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad, Schriftenreihe des Fachgebiets Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16, 1993
- [12] Narain, J., Saran, S., Nandakumaran, P.: Model Study of Passive Pressure in Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, SM 4, 1969, pp. 969 - 983
- [13] Ohde, J.: Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung, Die Bautechnik 16, 1938, Heft 10/11, S. 150-159, Heft 13, S. 176-180, Heft 19, S. 241-245, Heft 25, S. 331-335, Heft 37, S. 480-487, Heft 42, S. 570-571, Heft 53/54, S. 753-761

- [14] Ohde Johann 1950, Neue Erdstoff-Kennwerte, Die Bautechnik 27, 1950, Heft. 11, S. 345-351
- [15] Schmitt, J.: Simulation eines Triaxialversuches mittels der FEM bei Variation des Stoffgesetzes, Entwurf am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 1996, unveröffentlicht
- [16] Schweiger, H. F.: Zur Wahl des Stoffgesetzes für praktische FE-Berechnungen, aus Beiträge des Seminars: Theorie und Praxis numerischer Modelle in der Bodenmechanik, Mitteilungheft 10, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, 1993, S. 9 - 32
- [17] Vittinghoff, T., Rodatz, W., Kayser, J.: Entwicklung eines numerischen Tragwerkmodells aufgrund von in situ Messungen nach EC 7 (Beobachtungsmethode), Experimentelle Verfahren zur Lösung bautechnischer Aufgaben, VDI-Gesellschaft Mess- und Automatisierungstechnik, VDI Berichte 1196, VDI Verlag, Düsseldorf, 1995, S. 25 - 34

Wirklichkeitsnahe Berechnung von gestützten Baugrubenwänden

D. Besler

Lehrstuhl Baugrund-Grundbau, Universität Dortmund

1 Übersicht

Ziel der derzeit durchgeführten von der DFG unterstützten Forschungsarbeiten ist es, Möglichkeiten aufzuzeigen, mit denen das Tragverhalten und damit die Gebrauchstauglichkeit von Baugrubenwänden besser als bisher beurteilt werden kann. Insbesondere bei Baugruben neben bestehenden, setzungsempfindlichen Bauwerken, bei denen üblicherweise ein verformungsarmer Verbau vorgeschrieben wird, ist eine gute Abschätzung der zu erwartenden Verformungen und Verschiebungen der Verbaukonstruktion unerlässlich.

Die herkömmlichen Rechenannahmen für den Wandfuß sind:

- Die freie Auflagerung des Wandfußes,
- die bodenmechanische Einspannung des Wandfußes und
- die elastische Bettung des einbindenden Wandteiles.

Durch die Vorgabe einer dieser Randbedingungen kann die Biegelinie nicht als unabhängiges Ergebnis der Berechnung angesehen werden. Am Beispiel einer einfach gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand sei dies kurz dargestellt.

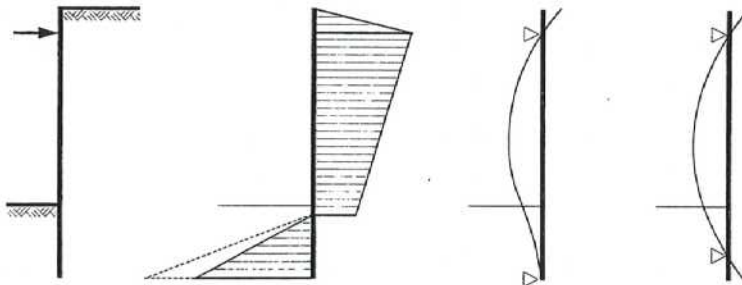


Bild 1: Berechnung einer gestützten Baugrubenwand bei freier Auflagerung im Boden mit Darstellung der Biegelinie für unterschiedlich gewählte Randbedingungen

Für die Bestimmung der Einbindetiefe werden, wie in Bild 1 dargestellt, in der Regel das Lastbild und die Erdwiderstandverteilung nach BLUM (1931) verwendet. Bei der Berechnung ist, wegen der Gewährleistung der statischen Bestimmtheit des Systems, am Wandfuß ein Auflager anzuordnen. Beide in Bild 1 dargestellten Auflagerdefinitionen werden in der Praxis verwendet. Es ergeben sich jeweils Biegelinien, die dem zugrundegelegten Erdwiderstand widersprechen. Eine Plausibilitätskontrolle der ermittelten Wandverformung und des angesetzten Erdwiderstandes wird in der Regel auch von professionellen Baugrubenprogrammen nicht durchgeführt. Daher gewährleisten die genannten Rechenannahmen im allgemeinen zwar die Standsicherheit der Baugruben, es lassen sich damit jedoch keine verlässlichen Aussagen zur Wandverformung gewinnen.

Während die Wandverformungen im Bereich der Stützungen bzw. Anker durch Vorspannung bis auf Null begrenzt werden können, ist im Einbindebereich eine Wandbewegung erforderlich, um den für das Kräftegleichgewicht erforderlichen Erdwiderstand zu mobilisieren. Ziel muß es sein, die Lagerungsbedingungen für den Wandfuß so zu formulieren, daß eine Übereinstimmung von Wandbewegung und mobilisiertem Erdwiderstand erreicht wird. Zum Thema Erdwiderstand und dessen Mobilisierung sind bereits zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden und werden auch derzeit noch durchgeführt. Einige Ergebnisse und die wesentlichen Einflußparameter werden in Abschnitt 2 kurz dargestellt.

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes bei der Berechnung des Wandsystems kann mit der Hilfe nichtlinearer Bettungsansätze berücksichtigt werden. Der Boden vor der Wand wird dabei durch Federn idealisiert, deren Steifigkeit solange variiert wird, bis die Bettungsreaktion dem durch die Wandbewegung mobilisierbaren Erdwiderstand in Größe und Verteilung entspricht. Bestimmte Vereinfachungen sind hierbei erforderlich. In Abschnitt 3 werden zwei nichtlineare Bettungsansätze vorgestellt.

Die Brauchbarkeit dieser Bettungsansätze wird unter anderem, mit den am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund durchgeführten, in Abschnitt 4 vorgestellten Modellversuchen überprüft.

Die Untersuchungen konzentrieren sich auf nichtbindige Böden, da für diese ausreichend viele Forschungsergebnisse vorliegen. Ein analoges Vorgehen ist für bindige Böden jedoch möglich. Betrachtet wird in der vorliegenden Arbeit der ebene Fall der unendlich langen Baugru-

benwand. Der Einfluß der Wandbewegung auf den belastenden Erddruck auf der Wandrückseite ist nicht Gegenstand dieser Untersuchung. Die Ansätze hierfür orientieren sich an den Vorgaben der EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES „BAUGRUBEN“ (1994).

2 Mobilisierung des Erdwiderstandes vor dem Wandfuß

Um die Mobilisierung des Erdwiderstandes vor Druckwänden ausreichend zu erfassen und damit Aufschluß über das nichtlineare Bettungsverhalten zu erhalten, müssen folgende Größen bekannt sein:

- Die Größe des Grenzerdwanerstandes,
- die erforderlichen Grenzverschiebungen,
- die Charakteristik der Mobilisierungsfunktion,
- die Verteilung der Erdwiderstandspannungen in allen Mobilisierungsphasen.

Die bekannten Rechenmodelle, wie beispielsweise die Verfahren von COULOMB (1776), STRECK (1926), OHDE (1938), CAQUOT-KÉRISEL (1948), SOKOLOWSKI (1965) oder GOLDSCHIEDER/GUDEHUS (1974) liefern nur Angaben zur Größe des Grenzerdwanerstandes. Mit Hilfe der verschiedenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen zu den Themen Erdwiderstandsmobilisierung und Tragverhalten von ebenen Wandsystemen lassen sich jedoch Aussagen zu den Verschiebungsgrößen, zur Mobilisierung und zur Erdwiderstandsverteilung gewinnen. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit sind in Tabelle 2-1 einige wichtige Veröffentlichungen aufgeführt.

Die dabei festgestellten und untersuchten, wesentlichen Einflußgrößen sind:

- Die Art der Wandbewegung,
- die Größe der Wandverschiebung,
- die Kenngrößen des Bodens,
- die Wandreibung,
- die Größe der geologischen Vorbelastung (Ausgangsspannungszustand) und
- der Maßstab

Tabelle 2-1: Untersuchungen anderer Autoren

Autor	Erscheinungsjahr
Versuche von FRANZIUS	1928
Versuche von JOHNSON	1953
Versuche von ROWE/PEAKER	1965
Versuche von SCHULZE/HORN	1966
Versuche von NARAIN/SARAN/NANDAMURKAN	1969
Versuche von JAMES/BRANSBY	1970
Publikation von ROSCOE	1970
Versuche von LAUMANS	1977
Versuche von VOGT	1984
Untersuchungen von ZIEGLER	1987
Versuche von RAUH	1991
Versuche von MAO	1993
Versuche von FANG/CHEN/WU	1994
Versuche von WITTLINGER	1994
Versuche von SCHÜRMANN	1996
Versuche von KREMER und BARTL	-

Wie bereits erwähnt, ist zur Mobilisierung des Grenzerdverbandes eine erhebliche Wandverschiebung erforderlich. Allerdings reicht bereits eine verhältnismäßig kleine Wandbewegung aus, um einen großen Anteil des Grenzerdverbandes zu wecken. Das gilt gleichermaßen für alle Wandbewegungsarten. Es sind verschiedene Mobilisierungsansätze bekannt:

Mobilisierungsansatz von LAUMANS (1977)

Aufgrund der Ergebnisse seiner Modellversuche mit Drehung um den Fußpunkt gibt Laumans folgende hyperbolische Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstandsbeiwert an:

$$K'_{ph} = K_{ph} \cdot \frac{s}{s_G + s} \quad (2-1)$$

Hierbei sind

K'_{ph} : der mobilisierte Seitendruckbeiwert

K_{ph} : der Erdwiderstandsbeiwert für den Grenzzustand

s : die Verschiebung am Wandkopf

s_G : die Verschiebung am Wandkopf bei halber Ausnutzung des Grenzerdwan-
des (sogenannte Halbwertverschiebung)

Der Anfangserddruck findet keine Berücksichtigung.

Mobilisierungsansatz von VOGT (1984)

Vogt schlägt vor, den in der Tiefe z mobilisierten Erddruck $e_{ph}(z)$ unabhängig von der Art der Wandbewegung nur von der auf die Tiefe z bezogenen Wandverschiebung $s(z)/z$ abhängig zu machen. Der Anfangserddruck wird als Erdruehdruk additiv behandelt. Die Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand lautet in dimensionsloser Darstellung:

$$K'_{ph} = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{s(z)}{z}}{a + \frac{s(z)}{z}} \quad (2-2)$$

Hierbei sind:

K_0 : der Erdruehdrukbeiwert

a : ein Parameter zur Beschreibung der Mobilisierungscharakteristik des Bodens

Mobilisierungsansätze von ZIEGLER (1987)

Für die drei Grundformen der Wandbewegung schlägt Ziegler folgenden Potenzansatz für die Gesamtgröße des Erdwiderstandes vor:

$$2 \cdot (E_{ph} - E_0) = b_i \cdot \left(\frac{s_0}{H} \right)^\alpha \quad (2-3)$$

Hierbei sind:

α : Exponent zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens des Versuchsbodens

b_i : Vorfaktoren zur Berücksichtigung der Wandverschiebungsart

s_0 : die kennzeichnende Verschiebung für die jeweilige Wandbewegungsart

Mobilisierungsansatz nach TGL 11464/03 (Entwurf 1989) / Bartl (1993)

In Anlehnung an die TGL 11464/03 formuliert Bartl die Mobilisierungsfunktion in dimensionsloser Schreibweise mit folgendem Ansatz:

$$K'_{ph} = \left[1 - \left(\frac{s}{s_B} - 1 \right)^2 \right]^{0,7} \cdot (K_{ph} - K_0) + K_0 \quad (2-4)$$

Der Exponent der eckigen Klammer beschreibt die Mobilisierungscharakteristik des Versuchsbodens. Aufgrund von Versuchen, die derzeit an der TU Dresden durchgeführt werden, kann dieser Exponent für verschiedene Randbedingungen gesondert angegeben werden.

Darstellung der DIN 4085 über die Halbwert- und die Grenzverschiebung

Häufig verwendete Größen zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens sind die Verschiebungen s_G und s_B . Die Verschiebung s_G ist die maximale Wandverschiebung bei Erreichen des halben Grenzerdverbandes. Die Verschiebung s_B ist die maximale Wandverschiebung bei Erreichen des vollen Grenzerdverbandes. Die DIN V 4085-100 gibt für nichtbindige Böden die in Tabelle 2-2 aufgeführten Anhaltswerte an:

Tabelle 2-2: Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdverbandes nach DIN V 4085-100

Wandbewegungsart	Fußpunktdrehung		Parallelverschiebung		Kopfpunktdrehung	
	locker	dicht	locker	dicht	locker	dicht
$s_G : H$ [%]	1,5 - 4,0	1,1 - 2,0	0,9 - 1,5	0,5 - 1,0	1,0 - 1,5	0,5 - 1,3
$s_B : H$ [%]	7,0 - 25	5,0 - 10	5,0 - 10	3,0 - 6,0	6,0 - 15	5,0 - 6,0

Für mitteldicht gelagerte Böden dürfen diese Werte näherungsweise interpoliert werden. Bei nichtbindigen Böden unter Wasser erhöhen sich diese Werte nach den Angaben der Norm um das 1,5 bis 2,0-fache. Bei steifen bis halbfesten bindigen Böden können näherungsweise die für dichtgelagerte Böden angegebenen Werte verwendet werden. Der Einfluß des Wandreibungswinkels ist nicht quantifiziert.

Ein genauerer Vorschlag zur Ermittlung der Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdverbandes von Sand ist auf der Grundlage der von Mao durchgeführten Versuche abgeleitet worden [BESLER (1995)]. Die Einflüsse der Parameter Wandbewegungsart, Lagerungsdichte, Wassergehalt und Wandreibungswinkel sind hierbei durch Faktorenerlegung herausgestellt worden. Die Abschätzung der Verschiebungsgrößen ist mit folgendem Ansatz möglich:

$$s_{G,B} = f_D \cdot f_\delta \cdot f_S \cdot s_0 \quad (2-5)$$

mit:

$s_{G,B}$ [mm]	:Größe der Wandverschiebung im Einzelfall
f_D [-]	:Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte
f_s [-]	:Faktor zur Berücksichtigung einer negativen Wandreibung
f_S [-]	:Faktor zur Berücksichtigung eines Sättigungsgrades $S_r \neq 0$
$s_0 = f_B \cdot H$ [mm]	:Größe der Wandverschiebung im Grundfall

mit:

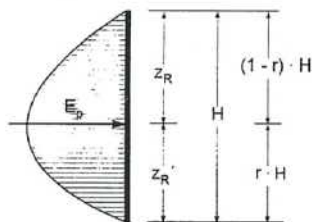
f_B [%]	:Relative Wandverschiebung im Grundfall
H [mm]	:Wandhöhe

Die Einzelfaktoren liegen in Tabellenform vor. Die Mobilisierungsfunktion läßt sich mit Hilfe der damit bekannten Stützstellen mit einer einfachen Hyperbelfunktion der Form

$$K'_{ph}(\xi) = A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \quad (2-6)$$

darstellen. Die Koeffizienten werden mit Hilfe der drei bekannten Stützstellen bestimmt.

Als charakteristisches Merkmal für die Verteilung der Bodenspannungen bietet sich die Lage der Erdwiderstandsresultierenden an. Diese wird mit dem Kleinbuchstaben r bezeichnet und gibt, wie in Bild 2 dargestellt, den auf die Druckwandhöhe bezogenen Abstand zwischen dem Wandfuß und dem Schwerpunkt der Erdwiderstandsspannungen an.



$$r = \frac{z_R}{H}$$

Bild 2: Darstellung der Resultierendenlage des Erdwiderstandes mit Hilfe der dimensionslosen Größe r

Bei der Parallelverschiebung wird für den Grenzzustand nahezu von allen Quellen ein mit der Tiefe linear zunehmender Erdwiderstand angenommen. Die auf die Druckwandhöhe bezogene Lage der Resultierenden beträgt also $r = 0,33$. Diese Angabe findet sich auch in der Norm für Erddruck DIN V 4085-100 wieder. Die Untersuchungen von JOHNSON (1953), ROWE/PEAKER (1965), MAO (1993) BARTL (1993) und FANG/CHEN/WU (1994) ergeben Resultierendenlagen zwischen $r = 0,33$ und $r = 0,37$.

Bei der Drehung um den Kopfpunkt geht die DIN V 4085-100 von einer mit der Tiefe quadratisch zunehmenden Erdwiderstandsverteilung aus. Damit beträgt $r = 0,25$. ROSCOE (1970), MAO (1993) und FANG/CHEN/WU (1994) geben Werte zwischen $r = 0,18$ und $r = 0,25$.

Bei der Drehung um den Kopfpunkt gibt die DIN V 4085 - 100 eine parabolische Erdwiderstandsverteilung an, womit sich die Resultierendenlage zu $r = 0,50$ ergibt. Die Versuche von LAUMANS (1977), RAUH (1991), Mao (1993) und FANG/CHEN/WU (1994) ergaben Werte zwischen $r = 0,56$ und $r = 0,65$.

Die Übereinstimmungen sind insgesamt relativ gut. Die Unterschiede lassen sich mit dem Einfluß der Wandreibung und bei Drehung um den Fußpunkt mit der Wahl des Bruchkriteriums erklären.

Die Einflüsse aus Vorbelastung und Spannungsniveau auf Größe, Entwicklung und Verteilung des Erdwiderstandes müssen berücksichtigt werden.

3 Berechnung mit nichtlinearer Bettung

Als statisches Grundsystem ist das Modell des elastisch gebetteten Balkens grundsätzlich geeignet. Es liegt der Gedanke zugrunde, daß eine bestimmte Größe und Verteilung des Bettungsmoduls gefunden werden muß, bei dem der vor dem Wandfuß mobilisierte Erdwiderstand in Einklang mit der vorhandenen Wandbewegung steht. Im Bereich des Wandfußes wird ein daher nichtlinearer verformungsabhängiger Bettungsmodul angesetzt. Hier ist

$$k_{sh} = f(z, w(z), g, p_v, \delta_p, ST) \quad (3-1)$$

eine Funktion der Tiefe z , der Biegelinie $w(z)$, des Ausnutzungsgrades des Erdwiderstandes $g = E'_{ph}/E_{ph}$, der Vorbelastung der Baugrubensohle p_v , des Wandreibungswinkels δ_p und der Stoffeigenschaften ST des Bodens. Bei der Formulierung der empirisch gestützten Bettungsansätze müssen bestimmte Annahmen getroffen werden. Im Folgenden werden zwei Ansätze

vorgestellt, mit denen das Auflagerungsverhalten von Baugrubenwänden für alle denkbaren Wandverformungen wirklichkeitsnah dargestellt werden soll.

3.1 Ansatz A: Nichtlineare Bettung mit vollständiger Entkopplung

Die Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen in Abhängigkeit von der Wandverschiebung sind in Bild 3 dimensionsgebunden dargestellt.

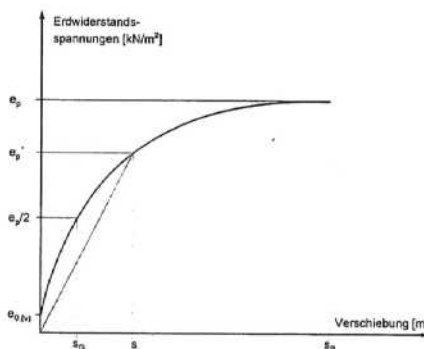


Bild 3: Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen

Der maßgebende Bettungsmodul k_{sh} bei einer Wandverschiebung s in einer bestimmten Position des einbindenden Wandteiles ergibt sich aus der Sekantensteigung zu

$$k_{sh}(s) = \frac{e'_{ph}(s)}{s} \quad [\text{kN/m}^2], \quad (3-2)$$

Die Initialspannungen $e_{0,(v)}$ werden für das Rechenverfahren als Teil der Bettungsreaktion interpretiert. Bei statischen Systemen, bei denen diese Reaktionen geringer sind, sind keine Verschiebungen der Wand im Einbindebereich zu erwarten. Der Bettungsmodul, der durch die Steigung der Sekante zwischen Koordinatenursprung und aktuellem Gleichgewichtszustand dargestellt werden kann, wird unendlich groß. Bei gegebener Mobilisierungsfunktion $e'_{ph}(s)$ läßt sich auch die Bettungsfunktion darstellen.

Die dimensionslose Darstellung erhält man bei Verwendung des Seitendruckbeiwertes

$$K'_{ph}(s) = \frac{e'_{ph}(s)}{\gamma \cdot z} \quad (3-3)$$

und des Bettungskoeffizienten

$$C^*(s) = \frac{K'_{ph}(s)}{\frac{s}{z}} \quad (3-4)$$

Beide dimensionslosen Größen sind in Bild 4 dargestellt.

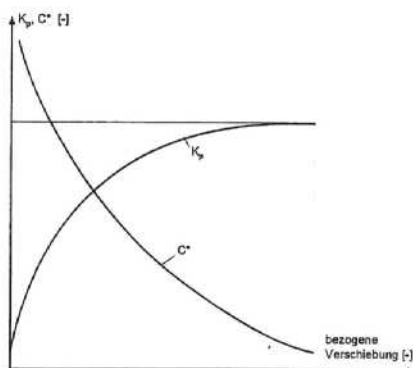


Bild 4: Erdwiderstandsbeiwert und Bettungskoeffizient

Der Bettungsmodul bei einer Wandverschiebung s errechnet sich damit zu

$$k_{sh} \left(\frac{s}{z} \right) = C^* \cdot \gamma \quad [\text{kN/m}^3] \quad (3-5)$$

Man erhält damit für jede Tiefe z in Abhängigkeit von der dort vorhandenen Wandverschiebung s den Bettungsmodul k_{sh} . Im Rechenprogramm wird dieses durch eine genügend große Anzahl von diskreten Bettungsfedern realisiert. Nach SHERIF (1974) wird die Anzahl der Bettungsfedern mit 20 festgelegt, womit eine ausreichende Genauigkeit gesichert sein sollte. Mit diesem Vorgehen sind die einzelnen nichtlinearen Bettungsfedern, wie bei Bettungsansätzen üblich, entkoppelt. Für jede Einzelfeder muß der Ausgangsspannungszustand definiert werden, um Vorbelastungen berücksichtigen zu können.

Bei bekannter Mobilisierungsfunktion K'_{ph} kann mit Hilfe der Gleichung 3-4 auch die Funktion des Bettungskoeffizienten C^* analytisch angegeben werden. Die Mobilisierungskurve für die Erdwiderstandsspannungen wurde an den von MAO (1993) durchgeführten Versuchen mit Parallelverschiebung unter Verwendung der Verschiebungsgrößen s_G und s_B geeicht.

Das iterative nichtlineare Berechnungsverfahren wird folgendermaßen durchgeführt:

1. Mit Hilfe einer ersten Bettungsannahme wird die Biegelinie der Baugrubenwand mit dem Weggrößenverfahren ermittelt. Aus der Biegelinie des einbindenden Wandfußes lassen sich die diskreten Verschiebungen s_i der Einzelfedern ermitteln.
2. Mit Hilfe dieser auf die jeweiligen Tiefen z_i bezogenen Verschiebungen s_i können mit den Angaben des Abschnittes 2 unter Berücksichtigung des Ausgangsspannungszustandes die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen e'_{ph} für reine Parallelverschiebung ermittelt werden.
3. Die Steifigkeiten der Einzelfedern lassen sich mit Gleichung 3-2 bzw. mit Gleichung 3-4 errechnen.
4. Hiermit kann die Verformungslinie der Wand neu bestimmt werden.

Die Berechnungsschritte werden wiederholt, bis die relativen Unterschiede zwischen den Biegelinien zweier aufeinanderfolgenden Iterationsschritte das gewählte Abbruchkriterium unterschreiten.

3.2 Ansatz B: Nichtlineare Bettung mit einfacher Kopplungsbedingung

Ist die Mobilisierungsfunktion des Erdwiderstandes bestimmt, so läßt sich die Gesamtsteifigkeit des Bodenkörpers ermitteln. Die Gesamtbettungssteifigkeit für einen Wandstreifen mit der Breite b errechnet sich zu

$$K_{ges} = b \cdot \int_0^H k_{sh} dz \quad [\text{kN} / \text{m}] \quad (3-6)$$

Der vor dem Wandfuß befindliche Bodenkörper wird bezeichnenderweise in der Praxis häufig als „Bodensteife“ bezeichnet. Denkt man sich diesen Bodenkörper als starke Einzelfeder, so stellt die Größe K_{ges} die verformungsabhängige Steifigkeit dieser Feder dar.

Unter der Annahme eines bestimmten Bettungsmodulverlaufes, welcher von der Wandverformung w , dem Ausnutzungsgrad g und der Vorbelastung p_v des Erdwiderstandes abhängig sein kann, ist dessen Funktion exakt bestimmbar. Allgemein läßt sich der Bettungsmodulverlauf mit dem Ansatz

$$k_{sh}(z) = f_1 \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^\alpha \quad (3-7)$$

darstellen. Der Exponent α beschreibt die Form des Bettungsverlaufes. Der Koeffizient f_1 ist durch Einsetzen der Gleichung 3-7 in Gleichung 3-6 zu

$$f_1 = \frac{(\alpha + 1) \cdot K_{ges}}{H \cdot b} \quad (3-8)$$

bestimmbar. Wird beispielsweise in Anlehnung an die Untersuchungen von TERZHAGI (1955) unabhängig von den genannten Eingangsgrößen w , g und p_v ein mit der Tiefe linear zunehmender Verlauf angenommen, also $\alpha = 1,0$ gewählt, so ergibt sich die Ordinate am Wandfuß zu

$$k_{sh}(z=H) = \frac{2 \cdot K_{ges}}{H \cdot b} \cdot \frac{H}{H} = \frac{2 \cdot K_{ges}}{H \cdot b} \quad (3-9)$$

Problematisch ist die Bestimmung der Gesamtsteifigkeit K_{ges} des Bodenaufagers. Es wird erforderlich sein, eine für alle Wandbewegungen äquivalente Ersatzverschiebungsgröße $s_{äqu}$ einzuführen. Allgemein läßt sich feststellen, daß die Verschiebungen in größerer Tiefe einen höheren Erdwiderstand wecken als Verschiebungen in der Nähe der Geländeoberfläche. Bei Ermittlung einer Ersatzverschiebungsgröße muß der größere Einfluß der Wandverschiebungen in zunehmender Tiefe entsprechend höher gewichtet werden. Führt man beispielsweise die mit der Tiefe lineare Wichtefunktion

$$f(z) = \frac{z}{H} \quad (3-10)$$

ein, so läßt sich die äquivalente Verschiebungsgröße durch Überlagerung mit dieser Wichtefunktion zu

$$s_{äqu} = \frac{2}{H} \cdot \int_0^H s(z) \cdot \frac{z}{H} dz \quad (3-11)$$

bestimmen. Es handelt sich hierbei um einen rein empirischen Ansatz.

Ergeben sich die Wandverschiebungen ausschließlich aus Starrkörperverschiebungen, so entspricht der Wert von $s_{äqu}$ der Wandverschiebung im unteren Drittelpunkt der Wand. Dann läßt sich bei einer Wand mit der Kopfverformung s_0 und der Fußverformung s_U die äquivalente Parallelverschiebung vereinfacht zu

$$s_{\text{aqu}} = \frac{s_{\text{O}} + 2 \cdot s_{\text{U}}}{3} \quad (3-12)$$

bestimmen. Diese entspricht der Verschiebung im unteren Drittpunkt der Wand. Mit dieser Ersatzverschiebungsgröße läßt sich die Größe des mobilisierten Gesamterdverbandes mit den Ansätzen für Parallelverschiebung ermitteln. Diese Näherung ist umso genauer, je mehr die Wandbewegung einer Parallelverschiebung ähnelt.

Mit den in diesem Abschnitt beschriebenen Ansätzen läßt sich die nichtlineare Bettungsrechnung folgendermaßen iterativ durchführen:

1. Aufgrund der mit dem Weggrößenverfahren ermittelten Biegelinie des einbindenden Wandfußes läßt sich mit der Gleichung 3-11 oder vereinfacht mit der Gleichung 3-12 die äquivalente Parallelverschiebung s_{aqu} ermitteln.
2. Mit Hilfe dieser auf die Gesamteinbindetiefe bezogenen Verschiebung kann der mobilisierte Gesamterdverband E'_{ph} für reine Parallelverschiebung ermittelt werden.
3. Die Gesamtsteifigkeit des Bodenaufagers errechnet sich zu $K_{\text{ges}} = E'_{\text{ph}} / s_{\text{aqu}}$
4. Durch Vorgabe des Koeffizienten α ergibt sich mit Hilfe der Gleichungen 3-7 und 3-8 die verformungsabhängige Bettungsmodulverteilung. Der Koeffizient α muß empirisch in Abhängigkeit von den Stoffeigenschaften des Bodens, der Vorbelastung und dem Ausnutzungsgrad des Erdverbandes bestimmt werden.
5. Hiermit kann die Verformungslinie der Wand neu bestimmt werden.

3.3 Kontrolle der Bettungsansätze A und B durch die Simulation von Erdverbandversuchen

Mit den in den Abschnitten A und B vorgestellten nichtlinearen Bettungsansätzen werden Erdverbandversuche mit allen drei Grundformen der Wandbewegung nachgestellt.

Berechnung mit Ansatz A:

Die Berechnung mit entkoppelten Einzelfedern ergab die in Bild 5 dargestellte Entwicklung der Erdverbandsspannungen.

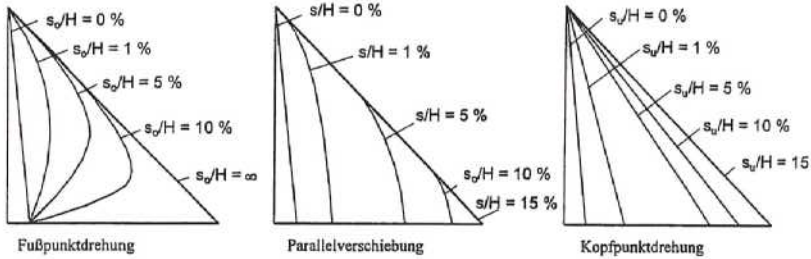


Bild 5: Entwicklung der Erdwiderstandsspannungen bei Verwendung von Ansatz A

Die dargestellte Entwicklung des Erdwiderstandes stimmt mit den Ergebnissen des Bettungsansatzes nach VOGT (1984) überein. Es zeigt sich, daß die Verwendung von entkoppelten nichtlinearen Federn insbesondere für den Fall der Drehung um den Kopfpunkt unrealistische Spannungsverteilungen ergibt. Dieser Ansatz scheint daher nur bedingt tauglich.

Berechnung mit Ansatz B:

Die nichtlineare Berechnung mit vorgegebenem, mit der Tiefe linear zunehmendem Bettungsmodul ($\alpha = 1,0$) ergibt die in Bild 6 dargestellte Entwicklung des Erdwiderstandes.

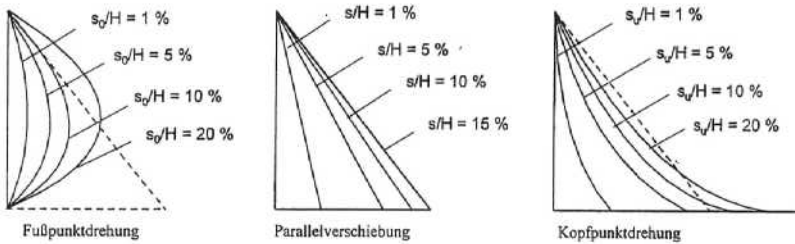


Bild 6: Entwicklung der Erdwiderstandsspannungen bei Verwendung von Ansatz B

Die dabei errechnete Verteilung der Erdwiderstandsspannungen stimmt mit dem Rechenvorschlag von ZIEGLER (1987) und den Angaben der DIN V 4085-100 (1996) überein. Bei den Wanddrehungen um den Fußpunkt bzw. um den Kopfpunkt, ergibt sich bei großen Verformungen allerdings im oberem Wandbereich eine Überschreitung der Erdwiderstandsspannungen nach Rankine.

Insgesamt läßt sich feststellen, daß mit dem Ansatz B die Erdwiderstandsversuche besser nachgestellt werden können. Bei der Berechnung von Baugrubenwänden könnten aber auch

mit Ansatz A noch brauchbare Ergebnisse erzielt werden, zumal sich der einbindende Wandteil niemals in Form einer Kopfpunktdrehung verschiebt. Bei üblichen Steifigkeitsverhältnissen ergeben sich Kombinationen von Parallelverschiebung und Drehung um den Fußpunkt. Ansatz A ist auch deswegen interessant, da durch die Verwendung von entkoppelten Bettungsfedern unterschiedliche Wandreibungswinkel und geschichtete Böden erfaßt werden könnten.

4 Durchführung von Modellversuchen

4.1 Zielsetzung der Versuche und Versuchsprogramm

Zur Kontrolle der Übertragbarkeit der Gesetzmäßigkeiten für die Mobilisierung von Erdwiderstand auf das Tragverhalten von Baugrubenwänden und zur Untersuchung der Genauigkeit sowie der vorgestellten Bettungsansätze wurden 1-g-Modellversuche durchgeführt. Die Wahl der Randbedingungen des Versuchsaufbaus orientierte sich dabei an den Randbedingungen von gestützten Baugrubenwänden. Das Tragverhalten unterschiedlicher Modellwände, die am Kopf gestützt und im Fußbereich in den Versuchsboden eingebunden sind, wurde untersucht. Folgende Parameter wurden dabei variiert:

- Die Biegesteifigkeit der Modellwände,
- der Wandreibungswinkel δ_p ,
- die Lagerungsdichte D und damit die Scherfestigkeit des Sandes.

Die Versuche wurden daher mit den Wandstärken 6, 10 und 15 mm, mit drei unterschiedlich rauhen Wandoberflächen und mit den zwei Lagerungsdichten $D = 42\%$ und $D = 85\%$ durchgeführt. Zur Sicherstellung der Reproduzierbarkeit, wurde jeder Versuch so oft wiederholt bis mindestens drei auswertbare Ergebnisse vorlagen. Die Einzelversuche wurden durch arithmetische Mittelung zu repräsentativen Versuchstypen zusammengefaßt. Einschließlich der Vorversuche wurden insgesamt 78 Einzelversuche durchgeführt. Zusätzlich wurden Versuche mit vorbelasteter Sandoberfläche durchgeführt.

mm in den Versuchsboden ein. Der freie Teil der Wand oberhalb der Einbindung beträgt damit 400 mm. Die Wand wird durch zwei Einzellasten, die 250 mm und 350 mm unterhalb des Kopfauflegers angreifen, verschoben. Der Schub erfolgt weggesteuert. Der auf der Wandrückseite einwirkende Erddruck wird bis zur Oberkante der Einbindung durch eine Rückhaltewand abgeschirmt. Die Modellwand ist 300, 450 und 550 mm unterhalb des Kopfauflegers auf der Wandrückseite mit Dehnungsmessstreifen bestückt.

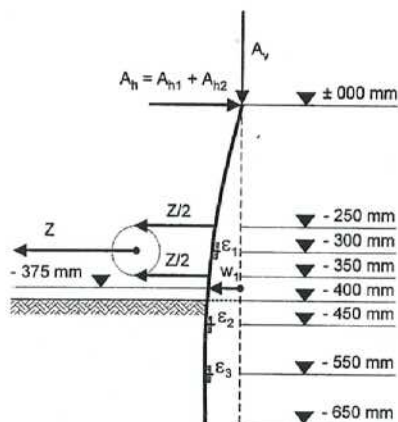


Bild 9: Verformte Modellwand mit Darstellung der Meßgrößen

Mit Hilfe der Kräfte Z und A_H kann die Größe und Lage des Erdwiderstandes ermittelt werden. Hierbei ist der auf die Rückseite des einbindenden Wandteils einwirkende aktive Erddruck zu berücksichtigen. Die Kraft A_v entspricht der nach oben gerichteten Vertikalkomponente des Erdwiderstandes. Mit den Meßgrößen w_1 , ε_1 , ε_2 und ε_3 läßt sich durch Integration die Biegelinie der Wand ermitteln.

4.3 Versuchsboden

Als Versuchsboden wurde Karlsruher Sand verwendet. Dabei handelt es sich um einen engestufigen Mittelsand mit großer Kornstabilität, der bereits in vielen Versuchen als Modellsand eingesetzt worden ist. Der Versuchssand wurde mit dem bei Mao beschriebenen Einrieselverfahren eingebracht. Es ergaben sich für die gewählten Rieselhöhen die in Tabelle 4-1 dargestellten Dichten, Lagerungsdichten und Scherfestigkeiten.

Tabelle 4-1: Rieselhöhen, Dichten, Lagerungsdichten und Reibungswinkel

Rieselhöhe h_R	Dichte ρ	Lagerungsdichte D	Reibungswinkel φ
30 cm	1,540 kg/l	42,5 %	38,1°
100 cm	1,638 kg/l	84,5 %	44,2°

Bestätigt werden die nach Mao angesetzten Scherfestigkeiten auch durch die Angaben anderer Autoren, die ebenfalls ebene kleinmaßstäbliche Versuche mit enggestuftem Mittelsand durchgeführt haben. Die Regressionsgerade nach Mao und die Rechenwerte nach diesen Quellen sind in Bild 10 dargestellt.

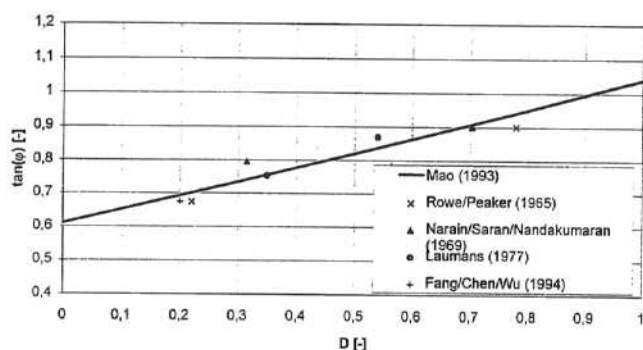


Bild 10: Zusammenstellung unterschiedlicher Rechenwerte für den Reibungswinkel bei ebenen Erdwiderstandsversuchen

4.4 Versuchswände

Wie in Abschnitt 4.1 erwähnt, sollten die Versuche mit unterschiedlichen Biegesteifigkeiten durchgeführt werden. Zu diesem Zweck wurden drei Versuchswände mit den Wandstärken $t = 6, 10$ und 15 mm hergestellt. Während die beiden stärkeren Platten aus kaltgezogenem Flachstahl gefertigt wurden, stand für die 6 mm starke Modellwand nur warmgewalzter Flachstahl zur Verfügung. Hieraus ergaben sich Unterschiede hinsichtlich der Materialsteifigkeit und der Oberflächenbeschaffenheit.

Die Querdehnzahl wurde für den verwendeten Stahl St 37 zu $\nu = 0,30$ angenommen. Aus Zugversuchen wurden die Elastizitätsmodule bestimmt. Zur Eichung der Dehnungsmeßstrei-

fen wurden, wie in Bild 11 dargestellt, Probelastungen der Modellwände vorgenommen. Die aus den Zugversuchen ermittelten Elastizitätsmodule und die angenommene Querdehnzahl konnten aufgrund der gemessenen Durchbiegung exakt bestätigt werden.

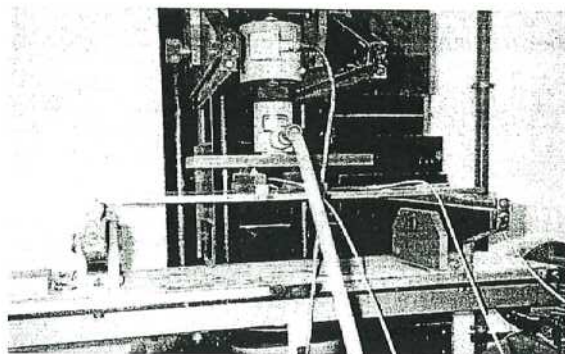


Bild 11: Durchgeführte Probelastung einer Versuchswand

Die Wandstärken wurden im Hinblick auf die in der Praxis vorkommenden Durchbiegungen von Verbauwänden gewählt. Die 6 mm starke Wand kann als biegeweich, die 10 mm starke Wand als biegsam und die 15 mm starke Wand als nahezu starr angesehen werden. In Tabelle 4-2 sind die in den Versuchen gemessenen Verformungen dargestellt

Tabelle 4-2: Durchschnittliche relative Durchbiegungen $u : l$ der Modellwände bei voller und halber Grenzlast

Wandstärke	50 % Grenzlast	100 % Grenzlast
6 mm	1 : 205	1 : 100
10 mm	1 : 780	1 : 390
15 mm	1 : 2490	1 : 1190

Zur Realisierung unterschiedlicher Wandreibungswinkel mußte die Vorderseite des einbindenden Wandfußes unterschiedlich beschichtet werden. Folgende Wandoberflächen wurden verwendet und in Direktscherversuchen untersucht:

1. Ohne Beschichtung,
2. Gleitschicht aus zwei Folienlagen mit innenliegendem Silikonfettfilm,
3. Beschichtung mit Sandpapier der Körnung P60

Die Scherversuche ergaben einen physikalisch möglichen Wandreibungswinkel von $\delta \approx 39^\circ$. Bei diesen Versuchstypen wurde durch zusätzliche Vertikalverschiebung ein Wandreibungswinkel von $\delta_p = -34^\circ$ mobilisiert.

4.5 Erste Ergebnisse

Die Versuchsreihe ist nunmehr abgeschlossen. Derzeit findet die Auswertung der Ergebnisse statt. Insbesondere bei den Versuchen mit der Lagerungsdichte von 84,5 % war die Übereinstimmung von Erwartungswerten und Meßwerten sehr gut. Desweiteren wurde bisher festgestellt:

- Die Entwicklung der Resultierendenlage war stetig und relativ unabhängig vom Mobilisierungsgrad des Erdwiderstandes.
- Der Einfluß des Mobilisierungsgrades auf die Steifigkeit des Fußauflagers ist erheblich und kann bei der Verwendung linearer Bettungsansätze nicht vernachlässigt werden.
- Mit den Bettungsansätzen und den nach Gleichung 2-5 angesetzten Verschiebungsgrößen konnte die Entwicklung der Biegelinie in den meisten Fällen gut prognostiziert werden. Bei halber Grenzlast beträgt die durchschnittliche Abweichung bezogen auf die Verformung in Höhe der Baugrubensohle bei Ansatz A und bei Ansatz B etwa 15 %.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die herkömmlichen Annahmen für die Berechnung von Baugrubenwänden ermöglichen in der Regel keinen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Mit Kenntnis der Einflüsse und Mechanismen bei der Mobilisierung des Erdwiderstandes vor dem einbindenden Wandfuß wurden zwei nichtlineare Bettungsansätze entwickelt, mit denen die Verformungen bei kleinmaßstäblichen Modellversuchen gut nachgestellt werden konnten.

Insbesondere zur Überprüfung von Maßstabeffekten werden vorliegende Messungen an ausgeführten Baugruben und Ufereinfassungen mit den Bettungsansätzen gegengerechnet.

Neben den nichtlinearen Rechenverfahren sollen Hinweise für die Ingenieurpraxis ausgearbeitet werden, in denen die Anwendungsgrenzen der herkömmlichen Verfahren dargestellt werden. Auch sollen realistische Bettungsmodule in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen angegeben werden.

6 Literatur

- BARTL, U. (1993):
Zum Stand der Erddruckversuche am Institut für Geotechnik der TU Dresden, anlässlich des Ohde-Kolloquiums, Mitteilungen Heft 2, Dresden
- BESLER, D. (1995):
Verschiebungsgrößen bei der Mobilisierung des Erdwiderstandes von Sand, Bautechnik 72, Heft 11/95, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- BLUM, H. (1931):
Einspannverhältnisse bei Bohlwerken, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- CAQUOT, A., KÉRISEL, J. (1948):
Tables de Butée, de Poussée et de Force portante des Fondations, Gauthier-Villars, Paris
- COULOMB, C. A. (1776):
Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mem. Acad. R. Sci. 7 343-370.
- EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES „BAUGRUBEN“ (1994):
EAB, 3. Auflage. Berlin: Ernst Sohn, Anhang 2, S.145
- FANG, Y., CHEN, T., WU, B. (1994):
Passive Earth Pressures with Various Wall Movements, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 8
- FRANZIUS, O. (1928):
Erddruckversuche im natürlichen Maßstabe, Der Bauingenieur 9, Heft 44, S. 813-815
- GOLDSCHIEDER, M., GUDEHUS, G. (1974):
Verbesserte Standsicherheitsnachweise, Universität Karlsruhe
- JAMES, R. G., BRANSBY, P. L. (1970):
Experimental and Theoretical Investigations of a Passive Earth Pressure Problem. Geotechnique 20, Nr. 1, S. 17-37
- JOHNSON, E. G. (1953):
The Effects of Restraining Boundaries on the Passive Resistance of Sand. Department of Civil Engineering. Princeton, New Jersey
- KREMER, A., WALZ, B. (1996):
Modelleffekte bei bodenmechanischen 1-g-Modellversuchen mit biegsamen Stützwänden; Christian Vedder Kolloquium, Mitteilungsheft 13 des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, TU GRAZ
- LAUMANS, Q. (1977):
Verhalten einer ebenen, im Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens. Baugrundinstitut Stuttgart, Mitt. 7.
- MAO, P. (1993):
Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16.
- NARAIN, J., SARAN, S. U. NANDAKUMARAN, D. (1969):
Model Study of Passive Pressure in Sand. Proc. ASCE, Journal of the Soil Mech. Found. Di-

vision, Jahrgang 95, Heft SM 4, S. 969-983

OHDE, J. (1938):

Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bau-
technik 16, 150-159, 176-180, 241-245, 331-335, 480-487, 570-571, 753-761.

RAUH, R. (1991):

Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nichtbindigen Boden eingespannter
Wandsysteme unter besonderer Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie. Bergische Uni-
versität GH Wuppertal, Fachbereich Bautechnik, Bericht-Nr. 11.

ROSCOE, K. H. (1970):

The Influence of Strains in Soil Mechanics. Geotechnique 20, S.129-170

ROWE, P. W., PEAKER, K. (1965):

Passive Earth Pressure Measurements. Geotechnique 15, Heft 1, S. 57-78

SCHULZE, E., HORN, A. (1966):

Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern. Vorträge der Baugrundtagung in Mün-
chen, S. 125-186. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen

SHERIF, G. (1974):

Elastisch eingespannte Bauwerke, Verlag Ernst & Sohn

SOKOLOWSKI, V. (1965):

Statics of Granular Media. London, New York: Pergamon Press.

STRECK, A. (1926):

Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. Der Bauingenieur, Jg. 7, Heft 1

TERZAGHI, K. (1955):

Evaluation of Coefficient of Subgrade Reactions. Geotechnique 4, 297-326

VOGT, N. (1984):

Erdwiderstandsermittlung bei monotoner und wiederholter Wandreibung im Sand. Bau-
grundinstitut Stuttgart, Mitt. 22

WITTLINGER, M. (1994):

Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden.
Institut für Geotechnik, Mitteilung 35, Stuttgart

ZIEGLER, M. (1987):

Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand, Veröffentlichung des Instituts
für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 101

**Berechnungsverfahren für Baugrubenwände im
Gebrauchszustand**

-

**unter Berücksichtigung
einer nichtlinear elastischen, plastischen Erddruck-
Verformungsabhängigkeit**

A. Winkler
D. Franke
Institut für Geotechnik
TU Dresden

1. Einleitung

Mit den erstmals im Jahre 1986/87 zur Verfügung stehenden Kleincomputern an der TU Dresden wurde am Institut für Geotechnik ein Berechnungsverfahren für durchgehende Baugrubenwände auf Grundlage des Bettungszahlverfahrens entwickelt.

Der 1. Berechnungsalgorithmus wurde im Rahmen einer Diplomarbeit 1987/88 in BASIC programmiert. Der Algorithmus berücksichtigte bereits ein nichtlinear elastisch-plastisches Erddruck-Verformungsverhalten des Bodens auf beiden Wandseiten, wobei jedoch zunächst nur unverankerte Wände berechnet werden konnten.

Der damalige Entwicklungsstand wurde durch den Vortrag von Herrn Prof. Franke auf dem Ohde Kolloquium 1989 in Dresden dargestellt.

Die weitere kontinuierliche Entwicklung erfolgte mit zwei Schwerpunkten

1) Durchführung von Modellversuchen am Institut für Geotechnik der TU Dresden, die u.a. wesentliche Aussagen zur Erddruck-Verformungsabhängigkeit bei Stützwänden liefern

2) parallel dazu wurde ein Berechnungsverfahren für durchgehende Baugrubenwände im Gebrauchszustand entwickelt, das aufgrund flexibel handhabbarer Berechnungsansätze eine einfache Implementierung des ständigen Wissenszuwachses aus den Modellversuchen erlaubt.

2. Berechnungsverfahren

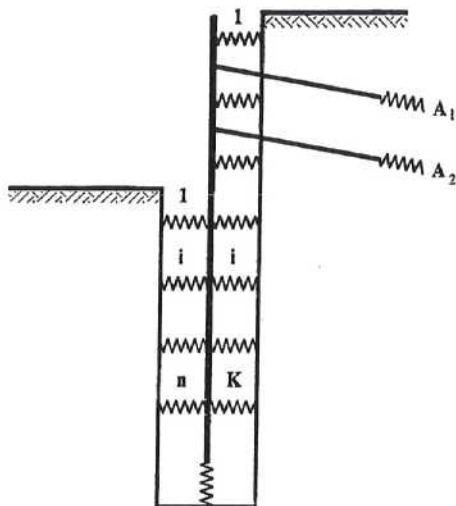
2.1 Randbedingungen

Der erarbeitete Berechnungsalgorithmus ist für durchgehende Baugrubenwände geeignet, die beliebig oft durch Anker oder Steifen gestützt sein können.

Wesentliche Randbedingungen sind zur Zeit:

- die Betrachtung als ebenes Problem
- die implementierten Mobilisierungsfunktionen erfassen nur nichtbindigen Boden i.d.R. Sand, da nur dafür ausreichend auswertbare Versuche/ Messungen vorliegen, die eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Erddruck-Verformungsabhängigkeit bei Stützwänden erlauben
- beim Mobilisierungsverhalten des Erddrucks wird nicht zwischen Erst- und Wiederbelastung unterschieden, da auch dazu zu wenige Untersuchungen vorliegen.

2.2 Bodenmechanisches Modell



Das bodenmechanische Modell ist mit einem auf Federn elastisch gebetteten Balken vergleichbar, wobei die Federn das Kraft-Verformungsverhalten des Bodens modellieren

2.2 Statische Berechnung

Es wurde ein statisches Modell entwickelt, daß der kontinuierlichen Belastung bzw. Lastabtragung entlang der Wand besser Rechnung trägt als die punktförmige Stützung beim Bettungsmodulverfahren. Die Eigenentwicklung des statischen Berechnungsalgorithmusses erforderte einen hohen Aufwand, erlaubt jedoch eine äußerst flexible Handhabung des Berechnungsverfahrens.

2.3 Ansatz des Erddrucks im Bruch- und Ausgangszustand

Im gegenwärtigen Entwicklungsstadium des Programms wird davon ausgegangen, daß die Erddruckverteilung im Bruchzustand und im Ausgangszustand bekannt ist. Das heißt für beide Wandseiten muß zunächst die Verteilung des aktiven und passiven Erddrucks als auch des Erddrucks für den Ausgangszustand vorgegeben werden.

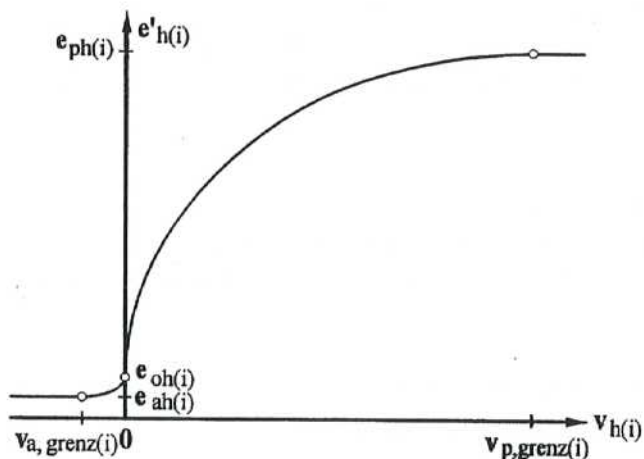
Dies ist erforderlich, da die Relativverschiebung der Wand aus der Ausgangslage zunächst unbekannt ist und sich z.B. im Bereich von Abstützungen oder unterhalb des Drehpunktes ändern kann.

Es ist geplant auf Grundlage der Modellversuche eine automatische Generierung der Erddruckverteilung für den Bruchzustand unter Beachtung der Wandbewegungsart durchzuführen.

2.4. Annahmen zum Mobilierungsverhalten des Erddrucks

Für die Erddruck-Verformungsabhängigkeit in horizontaler Richtung wird von einem nichtlinear-elastischen, plastischen Verhalten ausgegangen.

Mobilisierungsfunktion für den Erddruck an einem Wandpunkt (i)



- e' ... wirksamer Erddruck im Gebrauchszustand
- v_h ... Horizontalverschiebung der Wand aus der Ausgangslage
- $v_{a,p}$... Grenverschiebung für den aktiven/ passiven Erddruck

Die Mobilisierungsfunktion wird durch eine Grundfunktion beschrieben, die an dem jeweiligen Wandpunkt von:

- der Größe des Erddrucks im Bruchzustand
- des Erddrucks im Ausgangszustand
- und der notwendigen Grenverschiebung zur Mobilisierung des Erddrucks im Bruchzustand abhängig ist.

Die Mobilisierungsgrundfunktion, der Erddruck im Bruchzustand und die Größe der Grenverschiebung sind wiederum abhängig von der Wandbewegungsart, wobei drei verschiedene Grundwandbewegungsarten unterschieden werden:

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

2.5 Grenzverschiebung

Die Größe der Grenzverschiebung ist von weiteren Faktoren abhängig.

Zunächst wurde bei den Berechnungen als Einfluß nur die Lagerungsdichte des Bodens berücksichtigt, die z.B. nach DIN 4085 durch einen Korrekturfaktor berücksichtigt werden kann.

2.6 Berechnungsalgorithmus

Eine direkte statische Lösung ist aufgrund der nichtlinearen Erddruckmobilisierungsfunktion und der unbekanntem Wandbewegungsart nicht möglich. Es muß deshalb ein iterativer Berechnungsalgorithmus durchlaufen werden.

Als Berechnungsziel sind zwei Varianten möglich:

- a) Ermittlung der Wandverformung bei vorgegebener Einbindetiefe
- b) Ermittlung der notwendigen Einbindetiefe bei Vorgabe einer zulässigen maximalen Horizontalverformung, wobei hier ein zusätzlicher Iterationsprozeß erforderlich wird.

2.6.1 Berechnungsalgorithmus bei Vorgabe der Einbindetiefe

Eingabeparameter sind u.a.:

- Geometrie und Steifigkeit der Wand
- Lage und Vorspannung der Abstützungen
- abschnittsweise Definition der Erddruckverteilung für den Bruch- und Ausgangszustand (auch mit Sprüngen möglich) mit zugehörigen Wandrichtungswinkeln $\delta_{a/p (Bruch)}$, δ_0
- Festlegung der Mobilisierungsfunktionen für alle drei Wandbewegungsarten

Zu Berechnungsbeginn, sind die hinsichtlich dem Erddruck-Verformungsverhalten zu überprüfenden Wandpunkte festzulegen und eine erste Annahme zur Wandverformung im Gebrauchszustand zu treffen.

Am Beginn des Iterationsprozesses wird die zugehörige Wandbewegungsart ermittelt, die in der Regel eine Kombination aus zwei Wandbewegungsarten darstellt. Für eine gekrümmte Biegelinie wird eine entsprechende Ausgleichsgerade ermittelt, und danach durch lineare

Interpolation der Anteil der zugehörigen Wandbewegungsarten an der Gesamtverformung festgelegt.

Für die entsprechenden Wandbewegungsarten werden die zugehörigen Grenzverschiebungen und wirksamen horizontalen Erddrücke über die implementierten Grundfunktionen für den belastenden und stützenden Erddruck ermittelt.

Im nächsten Schritt wird unter Ansatz des berechneten belastenden Erddrucks auf die Wand sowie unter Beachtung des Gleichgewichts der Horizontalkräfte und der Momente die stützende Last und die zugehörige horizontale Wandverformung ermittelt.

Als Ergebnis eines Iterationszyklusses können nun zwei Fälle eintreten:

1. Die unter Beachtung der statischen Gleichgewichtsbedingungen ermittelte Wandverformung stimmt mit der angenommenen Wandverschiebung überein. Der Iterationsprozeß kann in diesem Fall beendet werden.

2. Die angenommene Verformung stimmt mit der berechneten Verformung der Wand nicht überein.

Das heißt, es muß eine verbesserte Annahme der Wandverformung erfolgen. Durch Auswertung umfangreicher Testrechnungen wurden bestimmte Strategien zur Wahl der verbesserten Wandverformung erarbeitet, die den Iterationsprozeß beschleunigen.

Nach Abschluß des Iterationsprozesses erfolgt die Kontrolle des vertikalen Gleichgewichts für den Gebrauchszustand.

2.7 Ausgabeparameter des Berechnungsverfahrens

Ausgabeparameter des Berechnungsverfahrens sind u.a. :

- die Wandverformung einschließlich der Lage eines oder eventuell mehrerer Drehpunkte im Einbindebereich
- die Schnittkraftverteilung N, Q, M
- die Verteilung des wirksamen belastenden, stützenden und

resultierenden Erddrucks

- die prozentuale Ausnutzung des passiven Erddrucks
- die Stützkräfte an Ankern oder Steifen
- die resultierende Vertikalbelastung im Gebrauchszustand

Das Berechnungsverfahren berücksichtigt u. a. weiterhin:

- das unterschiedliche Verhalten von Ankern und Steifen bei Zug- und Druckkräften
- eine Vorspannung bei Ankern
- Möglichkeit zur Simulation des Bauablaufes.

2.8 Zusammenfassung

Ein wesentlicher Aspekt des vorgestellten Berechnungsverfahrens ist, daß hinsichtlich Größe und Verteilung des Bettungsmoduls keine Annahme getroffen werden muß. Das ist wichtig, weil der Bettungsmodul nicht nur von den Bodeneigenschaften, sondern auch anderen Einflüssen abhängig ist.

Eine ausführliche Darstellung des Berechnungsverfahrens bleibt einer geplanten Veröffentlichung vorbehalten.

Einfluß der Ausgangsspannungen im Boden auf die Berechnung von Wandverschiebungen tiefer Baugruben in Berlin

Konrad Nübel* P.-M. Mayer* Roberto Cudmani *

15. September 1997

Zusammenfassung

Die möglichst genaue Abschätzung des Ausgangsspannungszustandes ist eine wesentliche Grundlage für die Prognose von Wand- und Bodenverschiebungen, die durch die Herstellung und den Aushub tiefer Baugruben verursacht werden. Mit Hilfe von Pressiometerversuchen und einer Theorie der zylindrischen Hohlraumverformung können aufgrund granulometrischer Eigenschaften Horizontalspannungen im Berliner Baugrund abgeschätzt werden. Das 3-D Verformungsproblem der Schlitzherstellung kann mit der Kombination aus horizontalen und vertikalen ebenen Deformationsmodellen beschrieben werden. Die Anwendung eines hypoplastischen Stoffgesetzes zur Beschreibung des Sandes und eines empirischen Stoffmodells für die Suspension führen zur realistischen Abschätzung der horizontalen Bodenverschiebungen. Die Berücksichtigung der durch die Schlitzherstellung verursachten horizontalen Bodenverschiebungen bei der Modellierung der aushubbedingten Verformungen zeigt eine deutliche Spannungsreduzierung, deren Einfluß im Verlauf des Aushubs durch die einsetzenden Verschiebungen der Verbauwand verwischt wird. Bei der Betrachtung der Verformungen sind die Verschiebungen des Bodens, die infolge der Schlitzherstellung entstehen, ein wesentlicher Anteil der Gesamtverformung und sollten berücksichtigt werden.

1 Einleitung

In bisherigen Verformungsberechnungen wird von einem Ausgangsspannungszustand ausgegangen, in dem die Horizontalspannung vereinfacht durch den Erdruchdruckbeiwert ermittelt wird. Dies geschieht in der Regel empirisch nach JAKY. In nichtbindigen Böden ist der Reibungswinkel druck- und dichteabhängig, so daß der ermittelte K_0 -Beiwert eine Näherung darstellt.

Ein alternatives Verfahren zur Untersuchung des Anfangszustands nichtbindiger Böden wird vorgestellt. Die Bestimmung der Horizontalspannung erfolgt durch die Interpretation von Pressiometerversuchsergebnissen mit einer zylindrischen Hohlraumverformungstheorie, die ein hypoplastisches Stoffgesetz zur Beschreibung des Bodenverhaltens anwendet.

Eine weitere Vereinfachung besteht in der Annahme, daß die Verbauwand bereits eingebaut ist, und daß bei ihrer Herstellung keine bleibenden Verformungen des Bodens stattfinden. Messungen belegen jedoch die Notwendigkeit, den Herstellungsprozeß zu berücksichtigen, da größere Gebäudesetzungen

*Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Postfach 6980, D-76128 Karlsruhe

im Zusammenhang mit Schlitzwänden beobachtet wurden. Da es sich bei der Schlitzherstellung um ein dreidimensionales Verformungsproblem handelt, sind für praktische Aufgabenstellungen Vereinfachungen erforderlich.

Dieser Beitrag beschreibt ein Berechnungsmodell, das auf der Grundlage berechneter Ausgangsspannungen die Wandherstellung einer ausgeführten Baugrube in vier horizontalen Schnittebenen simuliert. Die Auswirkungen der Verschiebungen auf den nachfolgenden Baugrubenaushub werden durch Vorgabe von Knotenverschiebungen in einem vertikalen Schnitt berücksichtigt.

Grundlage der Berechnungen ist die Ausführung der ca. 20 m tiefen GSW-Baugrube in Berlin. Da der Lamellenaushub dokumentiert wurde, ist es möglich, die Schlitzherstellung der Baugrube nachzurechnen. Auf diese Weise kann man die Auswirkung der hergestellten Lamellenlängen auf die Gesamtverformung untersuchen. Es kann damit beurteilt werden, ob eine Beeinflussung der gegenüberliegenden Wandseiten durch die Herstellung vorhanden ist.

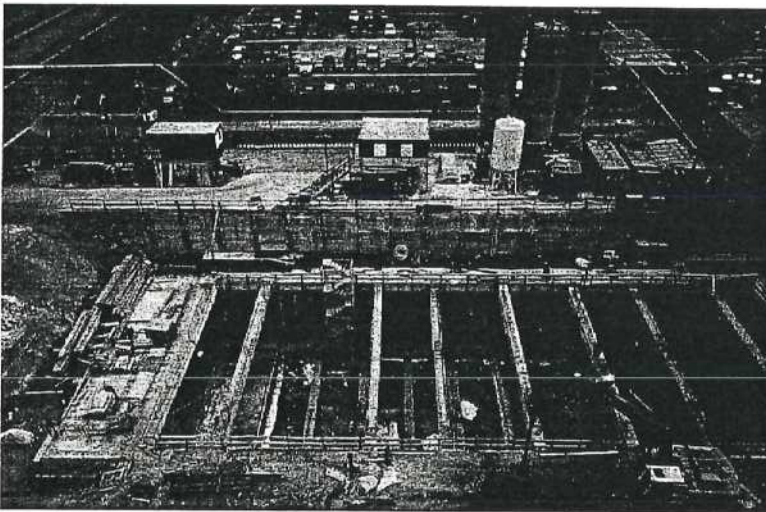


Abb. 1: Draufsicht auf die Baugrube - Aushub 2. Steifenlage

2 Geologie

Der Baugrund besteht überwiegend aus mitteldicht gelagerten, eng gestuften quartären Sanden, die bereichsweise mit Kies und Schluffanteilen durchsetzt sind. Unterhalb der oberen Sandschicht befindet sich eine unterschiedlich dicke Mergelschicht, die im Bereich der Baugrube eine Mächtigkeit von 6 m aufweist. Der Mergel ist überwiegend von halbfester bis fester Konsistenz. Unterhalb des Mergels stehen pleistozäne Sande an, die stark durchlässig sind und eine dichte Lagerung aufweisen. Die angetroffenen Sande sind sehr gleichkörnig mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $U < 3$.

4 Bauablauf

Die flache Baugrube wurde durch einen Trägerbohlverbau gesichert und zunächst bis auf eine Tiefe von 32,50 m üNN ausgehoben. Die in den Randbereichen verstärkte Bodenplatte des vorhandenen Hochhauses wurde von diesem Niveau aus mit einer umlaufenden HDI-Schürze unterfangen, da die Aushubtiefe der flachen Baugrube unter der jetzigen Gründungssohle liegt.

Zeitgleich mit dieser Unterfangung wurden die Arbeiten zur Installation eines fächerförmigen Injektionsschirms zur späteren Abfederung evtl. auftretender Setzungen sowie die Herstellung der 45 m tiefen Dichtwand begonnen.

Nach Fertigstellung der Dichtwand erfolgte der Aushub in der Flachbaugrube bis kurz über OK Grundwasser. Im Anschluß daran wurde mit dem Baugrubenaushub begonnen.

Aushubphasen:

- Aushubphase 1 bis -4,40 m und Einbau der 1. Steifenlage,
- Aushubphase 2 bis -11,50 m und Einbau der 2. Steifenlage,
- Aushubphase 3 bis -16,20 m und Einbau der 3. Steifenlage,
- Endaushub bis -19,20 m, im mittleren Bereich bis max. -20,20 m.

Das Absenkeziel des Grundwassers lag in den jeweiligen Aushubphasen ca. 50 cm unter der Aushubkote.

5 Grundlagen der numerischen Simulation

Grundlage der Berechnung ist die Methode der Finiten Elemente. Verwendet wird das kommerzielle FE-Programm ABAQUS*. Bei der Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion werden geometrische und materielle Nichtlinearitäten berücksichtigt. Des weiteren kommt eine zusätzliche Nichtlinearität in der Kontaktfläche Verbauwand-Boden hinzu.

5.1 Hypoplastisches Stoffgesetz

Es wird ein hypoplastisches Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung verwendet, das das Verhalten granularer Materialien bei Umlagerungen des Korngerüsts beschreibt. Anders als bei elastisch-idealplastischen Ansätzen können Dilatanz, Kontraktanz sowie statische Grenzzustände druck- und dichteabhängig realistisch modelliert werden, siehe z.B. GÜDEHUS [10] sowie NIEMUNIS und Herle [26]. Die generelle Form der hypoplastischen Stoffgleichung vereinfacht sich hier zu:

$$\dot{\mathbf{T}} = f_s [L(\dot{\mathbf{T}}, \mathbf{D}) + f_d \mathbf{N}(\dot{\mathbf{T}}) \|\mathbf{D}\|] \quad (1)$$

Die Gleichung stellt eine Verknüpfung zwischen Spannungs- und Deformationsraten $\dot{\mathbf{T}}$ und \mathbf{D} in Abhängigkeit von den Zustandsgrößen \mathbf{T} und e dar. \mathbf{T} ist ein Spannungstensor, der die Spannung des

*HIBBITT, KARLSON & SORESENSEN, INC.

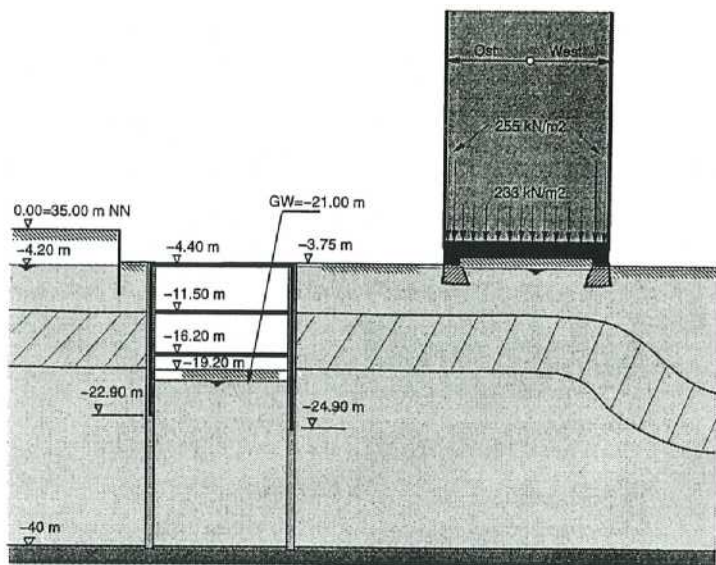


Abb. 3: Schnitt durch die Baugrube im Endaushubzustand

Korngerüsts beschreibt, und e die Porenzahl. L ist eine lineare Funktion von D . $\|D\| = \sqrt{\text{tr} D^2}$ ist die skalare euklidische Norm von D . L und N sind Funktionen des auf das Druckniveau bezogenen Spannungstensors $\bar{T} = T/\text{tr}T$. Der Verzerrungsgeschwindigkeitstensor ist $D = [\text{grad } v + (\text{grad } v)^T]/2$. \dot{T} ist die materielle Zeitableitung von T .

Die Dichte- und die Druckabhängigkeit werden von den Faktoren f_d und f_s , die skalare Funktionen der Porenzahl e und des mittleren Drucks $p_s = -\frac{1}{3} \text{tr} T$ sind, beschrieben.

Die Porenzahl kann einen vom mittleren Druck abhängigen Bereich nicht verlassen. Die charakteristischen Porenzahlen e_i und e_d sind die oberen und unteren Grenzporzahlen des Bereichs aller möglichen Porenzahlen, siehe GÜDEHUS [11]. Die Abnahme der Porenzahl bei einer isotropen Kompression von einem druckfreien Schwebzustand der Körner aus wird mit folgendem Ansatz beschrieben:

$$e_i = e_{i0} \cdot \exp \left[- \left(\frac{3 p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (2)$$

Es wird angenommen, daß die Porenzahl im kritischen Zustand e_c und die minimale Porenzahl e_d ebenso mit dem Druck abnehmen wie e_i , d.h.

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{3 p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (3)$$

p_s bezeichnet den mittleren Druck des Korngerüsts, h_s die Granulathärte und n einen Exponent im Bereich $0,1 \leq n \leq 0,6$. Eine ausführliche Darstellung der hier verwendeten Stoffgleichung ist bei GUDEHÜS [10], BAUER [1] und v. WOLFFERSDORFF [38] zu finden.

Das Stoffgesetz benötigt vier fundamentale Stoffkonstanten ($h_s, \varphi_c, e_{c0}, e_{d0}$) und vier zusätzliche Konstanten (n, α, β, e_{i0}). Die Granulathärte h_s und der Exponent n lassen sich aus Ödometerversuchen genau bestimmen. Beide sind mit dem Druck und dem Kompressionsbeiwert bei ödometrischer Zusammendrückung einer lockeren Probe verbunden. Der kritische Reibungswinkel φ_c entspricht dem Böschungswinkel eines trockenen lockeren Schüttkegels, der aus dem betrachteten Material zweckmäßig mit Hilfe eines Trichters hergestellt wird. Die kritische Porenzahl e_{c0} und die Porenzahl bei maximaler Verdichtung e_{d0} (beide bei $p_s = 0$) können näherungsweise wie die Porenzahlen bei lockerster und dichtester Lagerung e_{max} und e_{min} nach DIN18126 bestimmt werden. Die Porenzahl bei idealer isotroper Kompression und $p_s = 0$ ergibt sich zu $e_{i0} = \lambda_c \cdot e_{c0}$, wobei λ_c zwischen 1,05 und 1,5 liegt. Die Konstanten α und β können aus triaxialen oder ödometrischen Kompressionsversuchen bestimmt werden. Der Wertebereich liegt für α bei etwa 0,1 bis 0,3 und für β bei 1,0 bis 2,0. Für praktische Zwecke ist i.allg. eine Abschätzung aller Stoffparameter aus granulometrischen Kenngrößen ausreichend, siehe HERLE [13].

Die hypoplastischen Parameter des Berliner Sandes wurden an Proben, die aus drei verschiedenen Tiefen entnommen wurden (Schicht A -29,6 m, Schicht B -25,9 m, Schicht C -19,5 m [mNN]), von HERLE [14] bestimmt (s. Tabelle 1).

Tab. 1: Hypoplastische Stoffparameter des Berliner Sandes

Schicht	e_0	φ_c [°]	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
A	0,67	32	3730	0,20	0,46	0,75	0,90	0,14	2,3
B	0,66	31	6650	0,26	0,48	0,81	0,97	0,12	1,2
C	0,57	32	10700	0,24	0,53	0,84	1,00	0,12	1,2

5.2 Druckbereinigte bezogene Lagerungsdichte

Zur Beschreibung nichtbindiger Böden wird meist die bezogene Lagerungsdichte

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (4)$$

verwendet, wobei die maximale und minimale Porenzahl e_{max} und e_{min} als konstant betrachtet werden. In Wirklichkeit aber nehmen e_{max} und e_{min} mit steigendem Druck ab, so daß bei höheren Drücken, vor allem bei weicheren Körnern, ein erheblicher Fehler bei der Anwendung von Gleichung (4) gemacht wird. Demnach besteht Bedarf an einer besseren Definition der bezogenen Lagerungsdichte zur Interpretation von Drucksondierungen in nichtbindigen Böden. In der Literatur ist ein Ansatz von BEEN et al. [2] zu finden. Dort wird anstelle der bezogenen Lagerungsdichte als Zustandsvariable ein sogenannter „State Parameter“ eingeführt. Dieser ist als die Differenz zwischen vorhandener Porenzahl e und kritischer Porenzahl e_c bei gleichem Druckniveau p_s definiert:

$$\psi = e - e_c \quad (5)$$

Zur Beschreibung der Porenzahl im kritischen Zustand wird eine logarithmische Funktion des mittleren Drucks p_s angesetzt. Es ist dann:

$$e_c = e_{cc} - \lambda_c \log p_s. \quad (6)$$

In Gleichung (6) ist λ_c die Steigung der isotropen Kompressionsgeraden in logarithmischem Maßstab und e_{cc} die kritische Porenzahl bei $p_s = 1$ kPa. Demnach hängt der Zustand eines Materialpunkts für einen bestimmten mittleren Druck nur von seiner auf den kritischen Zustand bezogenen Position ab.

Das im hypoplastischen Stoffgesetz enthaltene Kompressionsgesetz wird hier verwendet, um eine druckabhängige bezogene Lagerungsdichte zu definieren. Es wurde in Abschnitt 5.1 darauf hingewiesen, daß die kritische Porenzahl bei $p_s = 0$ näherungsweise der maximalen Porenzahl e_{max} in Gleichung (4) entspricht. Für die praktische Anwendung kann angenommen werden, daß die Abhängigkeit der Porenzahl e_{max} vom mittleren Druck mit dem im Stoffgesetz enthaltenen Kompressionsgesetz für e_c beschrieben werden kann. Die bezogene Lagerungsdichte läßt sich nun mit Hilfe von Gleichung (3) für e_c und e_d druckabhängig definieren:

$$I_D^* = \frac{e_c - e}{e_c - e_d} \quad (7)$$

Wie bei der üblichen Definition (Gl. 4) wird die Porenzahl nach Gleichung (7) auf eine maximale und eine minimale Porenzahl bezogen, beide nehmen aber nach Gleichung (3) mit dem Druck ab. Die eingeführte Definition wird zur Darstellung der numerischen Ergebnisse und zur Interpretation von Pressiometerergebnissen angewandt.

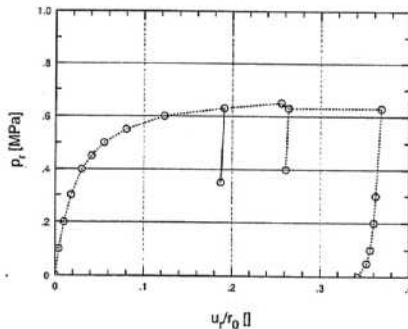


Abb. 4: Pressiometerversuchergebnis: gemessener Radialdruck vs. Radialverschiebung nach SCHNAID (1990)

Die bezogene Lagerungsdichte I_D^* kann direkt aus dem Faktor f_d , der im Stoffgesetz die Dichtabhängigkeit berücksichtigt, hergeleitet werden. Dieser Faktor wird von GUDEHUS [10] und BAUER [1] definiert als

vorgestellten hypoplastischen Stoffgesetz verwendet. Der Grenzdruck wird als Funktion der Anfangsporenzahl, des vertikalen Anfangsdrucks und des Erdruhedruckbeiwertes berechnet. Da kein Pressiometerversuch in den Sandschichten durchgeführt wurde, wird der Grenzdruck mit Hilfe empirischer Korrelationen aus Rammsondierungsergebnissen abgeschätzt. Der Erdruhedruckbeiwert wird dann aus der analytischen Beziehung für den Grenzdruck unter Anwendung der Anfangsporenzahl, die in situ in unterschiedlichen Tiefen gemessen wurde, ermittelt. Da die Sandschichten A, B und C keine wesentliche Unterschiede aufweisen, wird bei der Berechnung angenommen, daß der Untergrund nur aus der Sandschicht A besteht.

6.1 Zylindrische Hohlräumeaufweitung

Die Aufweitung eines sphärischen oder zylindrischen Hohlraums wurde in der Literatur von verschiedenen Autoren behandelt (s. z.B. [35], [4], [5]). Meist wurde dabei von linear elastischem oder elastisch-idealplastischem Materialverhalten ausgegangen. Die Lösung hängt von Modellparametern ab, wie Elastizitätsmodul, Poissonzahl, Kohäsion, Reibungs- und Dilatanzwinkel, die wiederum von den Zustandsvariablen abhängig sind. Daher sind diese Ansätze für die Anwendung auf granulare Materialien kaum geeignet.

Es wird, wie in Abbildung 5 dargestellt, ein Zylinder mit einem Anfangsradius R_0 aufgeweitet. Dazu werden am Hohlraumrand radiale Verschiebungen aufgebracht. Das Problem läßt sich analytisch mittels eines Differentialgleichungssystems beschreiben und numerisch lösen (OSSINOV und CUDMANI [28]). Für die Berechnung wird neben dem inneren Rand noch ein äußerer Rand benötigt, dessen Radius R_a sich aus der Bedingung ergibt, daß außerhalb des betrachteten Bereichs keine signifikante Änderung des Anfangszustands infolge der Aufweitung auftreten darf.

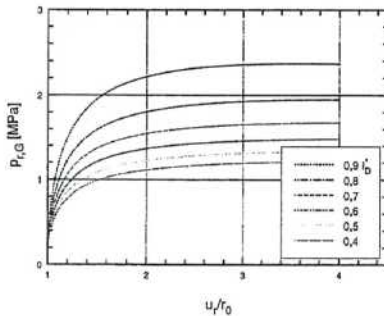


Abb. 6: Radialdruck vs. Radialverschiebung; $p_0 = 0,2$ MPa, $K_0 = 0,4$

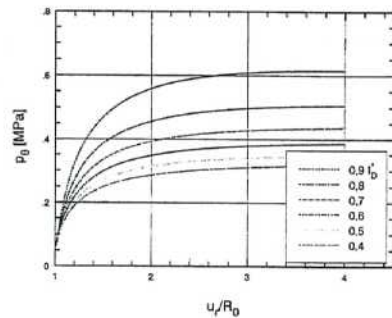


Abb. 7: Tangentialdruck vs. Radialverschiebung; $p_0 = 0,2$ MPa, $K_0 = 0,4$

Als Anfangsbedingungen werden im ganzen Gebiet die Anfangsporenzahl e_0 , der mittlere Anfangsdruck $p_0 = (p_r^0 + p_\theta^0 + p_z^0)/3$ und die Anfangsdruckbeziehung $K = p_r^0/p_z^0$ angesetzt.

Typische numerische Ergebnisse sind in den Abbildungen 6, 7, 8 und 9 für die Sandschicht A dargestellt. Die Diagramme zeigen den Verlauf der Zustandsgrößen p_r , p_θ , p_z und e für unterschiedliche

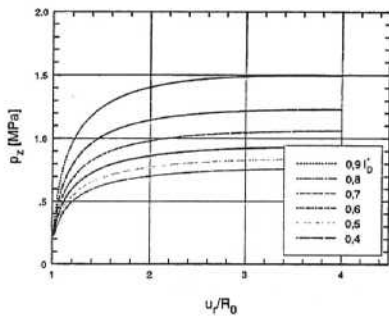


Abb. 8: Vertikaldruck vs. Radialverschiebung; $p_0 = 0,2$ MPa, $K_0 = 0,4$

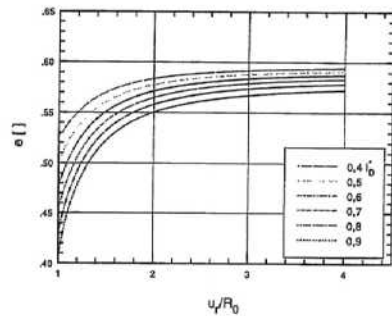


Abb. 9: Porenzahl vs. Radialverschiebung; $p_0 = 0,2$ MPa, $K_0 = 0,4$

Anfangsporenzahlen und konstanten Anfangsdruck sowie konstantes Anfangsdruckverhältnis. Mit zunehmender Verschiebung ändern sich Radial-, Tangential- und Vertikaldruck bis zum Erreichen eines asymptotischen Grenzzustands, wo das Material sich im kritischen Zustand befindet (CUDMANI [7]). In Abbildung 10 wird der berechnete radiale Grenzdruck $p_{r,G}$ als Funktion der bezogenen Lagerungsdichte I_D^* und des Anfangsdrucks p_0 für zwei K_0 -Werte dargestellt. Der Grenzdruck wird bei $p_0=0$ ebenfalls Null. Mit zunehmendem Anfangsdruck nimmt $p_{r,G}$ zunächst schnell zu und wächst dann, wie Ergebnisse von Pressiometerversuchen im Kalibrierungsbehälter zeigen, unterlinear mit dem Anfangsdruck an.

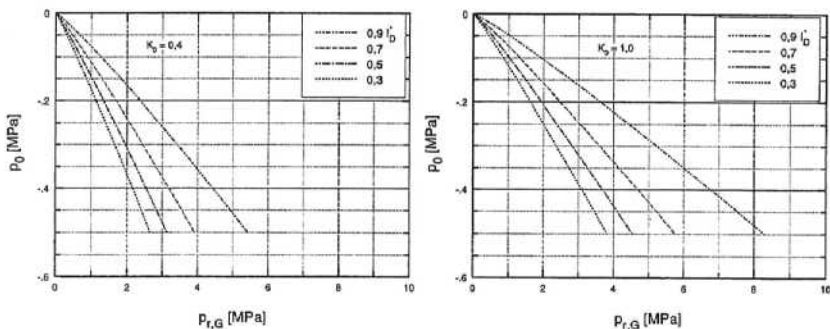


Abb. 10: Grenzradialdruck vs. Anfangsdruck für verschiedene I_D^* , Berliner Sand A. Erdruehdruck $K_0 = 0,4$ (links), $K_0 = 1,0$ (rechts)

Zur Verifikation des vorgestellten Modells wurden berechnete und in Kalibrierungsbehältern gemessene Grenzdrücke für den Ticino-, Hoksund- und Leighton Buzzard-Sand verglichen. Für unterschiedliche Anfangsdrücke, bezogene Lagerungsdichten und Druckverhältnisse liegen die Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Werten unter 20 % (CUDMANI und OSSINOV [8]).

Für die Anwendung ist es zweckmäßig, die numerische Lösung mit folgender Funktion zu approximieren:

$$p_{r,G} = a \cdot (p_0)^b \quad (10)$$

Darin sind a und b Funktionen der Lagerungsdichte und des Erdruchdruckbeiwertes K_0 . Die Konstanten lassen sich durch die Anpassung der numerischen Lösung für jeden Sand eindeutig bestimmen. Für Sandschicht A lauten die Funktionen a und b :

$$a = -(-K_0 + 1,056) + \frac{2,3 \cdot K_0 + 2,8}{I_D^* + 0,0817 \cdot K_0 - 1,36} \quad (11)$$

$$b = 0,9625 + \frac{0,03786}{I_D^* - 1,555} \quad (12)$$

Tab. 2: Bestimmung des Erdruchdruckbeiwertes K_0 nach den Gleichung [10], [11] und [12]

Tiefe [m]	N_{30} [-]	q_d [MPa]	$p_{r,G}$ [MPa]	e [-]	I_D^* [-]	σ_v [MPa]	p_0 [MPa]	K_0 [-]	$\varphi = \sin^{-1}(1 - K_0)$ [°]
5	10	5,36	0,38	0,63	0,41	0,65	0,05	0,60	23,58
10	15	8,04	0,56	0,60	0,52	0,115	0,08	0,48	31,33
15	19	10,18	0,71	0,66	0,45	0,165	0,10	0,45	33,37
20	24	12,86	0,90	0,66	0,45	0,215	0,13	0,43	34,75
25	30	16,08	1,13	0,67	0,55	0,265	0,16	0,40	36,87
40	35	18,76	1,31	0,65	0,61	0,415	0,21	0,25	48,59

6.2 Abschätzung des radialen Grenzdrucks $p_{r,G}$ in-situ und Bestimmung des Erdruchdruckbeiwertes K_0

Da im betrachteten Baugrund kein Pressiometerversuch durchgeführt wurde, wird in diesem Fall der Grenzdruck aus Rammsondierungsergebnissen abgeschätzt. Empirische Korrelationen zwischen $p_{r,G}$ und dem dynamischen Spitzenwiderstand q_d einer DP-Rammsonde für mitteldicht bis dicht gelagerten Sand wurden von WASCHKOWSKI [37] und VAN WAMBEKE & D'HEMRICOURT [36] entwickelt. Der Pressiometergrenzdruck kann mit der Beziehung

$$p_{r,G} \approx 0,08 \cdot q_d \quad (13)$$

abgeschätzt werden. Der dynamische Widerstand ergibt sich näherungsweise aus:

$$q_d = \frac{W \cdot H}{A \cdot u} \cdot N_u \cdot \frac{M}{M + M'} \quad (14)$$

Darin sind W : Gewicht der Fallmasse, H : Fallhöhe, u : Referenzeindringung, N_u : benötigte Schlagzahl A : Querschnittsfläche, M : Fallmasse, M' : in Bewegung gesetzte Masse ohne Fallmasse. Für den SPT ($u = 0,30$ m, N_{30}) nach DIN4094 lautet die Korrelation:

$$p_{r,G} \approx 0,04 \cdot N_{30} \quad (15)$$

Die aus den Gleichungen 10, 11, und 12 ermittelten Erdruehdruckbeiwerte sind in Tabelle 2 dargestellt. Alle Angaben, die für die Berechnung benötigt werden, sind in der Tabelle ebenfalls enthalten. In der letzten Spalte wird zum Vergleich der Reibungswinkel ermittelt, der nach JAKY zu den berechneten Erdruehdruckbeiwerten führen würde. Der Vorteil der vorgestellten Methode liegt darin, daß der Erdruehdruck unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte und des Lagerungsdrucks eindeutig bestimmt werden kann.

7 Verformung des Bodens während der Wandherstellung

7.1 Problemstellung und numerisches Modell

Die Spannungsumlagerung um den Schlitz wird im allgemeinen mit dem Begriff der Gewölbebildung beschrieben. KARSTED [18] verweist darauf, daß in der Literatur unter der Gewölbebildung oftmals Verschiedenes verstanden wird, man aber vor allem die folgende Begriffsdefinition findet: "Entweder als eine reine Umlagerung des Erddrucks auf steife, abgestützte Bauwerksteile, wobei sich die Gesamtgröße des Erddrucks dabei nicht verändert, oder eine Abschirmung der Bauwerke von Erddruckkräften, wobei das räumlich begrenzte Bauwerk von Erddruckkräften entlastet, der benachbarte Bodenbereich aber zusätzlich belastet wird."

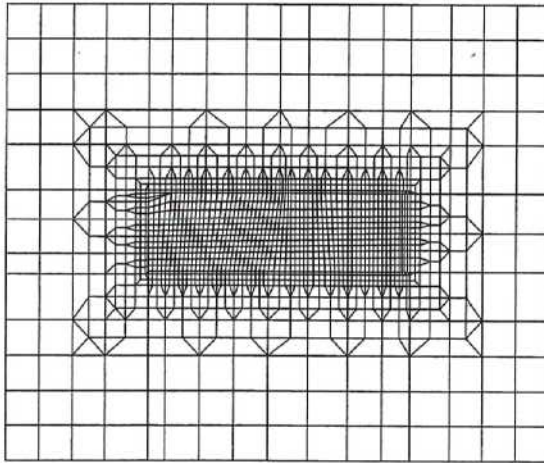


Abb. 11: FE-Modell des horizontalen Schnittes

Letztere Begriffserklärung beschreibt die Situation im Schlitzwandbau. Verdeutlicht wird dies in der FE-Berechnung eines horizontalen Schnittes, wenn sich bei der Simulation des Bodenaushubs im Schlitzwandverfahren in der Umgebung des Schlitzes ein Spannungszustand so ausbildet, daß die Hauptspannungstrajektorien den Eindruck eines Gewölbes vermitteln. Dies ist jedoch nur der Fall, wenn man den Boden als kontinuumsmechanisches Modell idealisiert, wie es in der FE-Berechnung

der Fall ist. Bei dieser phänomenologischen Betrachtungsweise wird die reale Haufwerksstruktur des granularen Materials außer acht gelassen. In Wirklichkeit aber ist das granulare Material ein Mehrkomponentenkörper, dessen makroskopisches Stoffverhalten durch die mikroskopische Komponentenstruktur bestimmt wird. Im Grunde genommen handelt es sich bei der Gewölbekonstruktion um eine Spannungsumverteilung, die gekoppelt ist an Deformationen der Körner und an eine Umlagerung der Korn-zu-Korn Kontakte, auf die Weise, daß sich in Richtung der kleinsten Hauptspannung Kontakte vorwiegend auflösen, und in Richtung der größten Hauptspannung vorwiegend neue Kontakte bilden [29][27]. In der FE-Simulation werden die Kornumlagerungen durch die Anwendung eines hypoplastischen Stoffgesetzes implizit beschrieben. Somit kann der Einfluß der Gewölbekonstruktion während der Schlitzwandherstellung auf die Verformung des Schlitzwandrandes gut wiedergegeben werden.

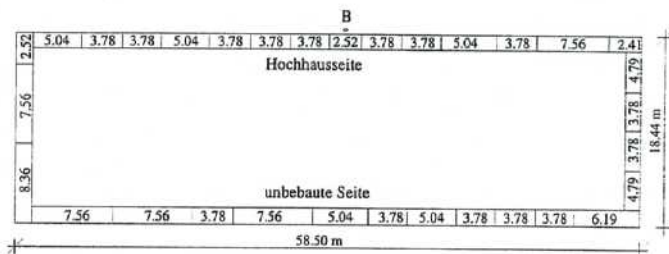


Abb. 12: Schlitzlängen; Lage des Punktes B

Messungen während der Herstellung von Schlitzwänden zeigen, daß die horizontalen Wandverschiebungen relativ gleichmäßig über die Tiefe verteilt sind [30]. Der Gradient der horizontalen Verformung in vertikaler Richtung ist somit vernachlässigbar klein, und es kann ein ebener Verformungszustand angenommen werden. Lediglich im Bereich des Wandfußes kommt es vorwiegend zur dreidimensionalen Spannungsumlagerung um den Schlitz. Der auftretende Fehler kann aber als klein angesehen werden, da die Verformungen des Schlitzes mit der Tiefe abnehmen.

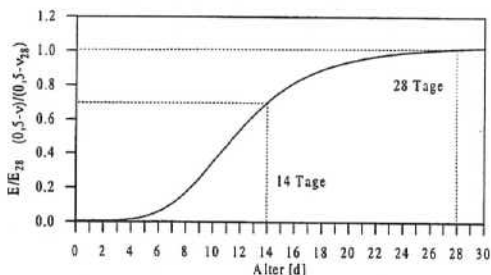


Abb. 13: Steifigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse über die Zeit

Die horizontale Schnitt wird durch dreieckige und viereckige Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion diskretisiert (Abbildung 11). Die Anzahl der Elemente im Modell beträgt 1931, die Anzahl der Knoten 5234. Die vier Ränder werden sowohl in y -Richtung, als auch in x -Richtung unverschieblich

gelagert. Ein Einfluß des künstlichen Modellrandes ist bei solchen FE-Modellen unvermeidbar. Nach dem Prinzip von St. VENANT (1855) sind jedoch die Änderungen der Deformationen in genügend großer Entfernung vom Belastungsbereich vernachlässigbar klein und somit auch der Fehler, der auftritt, wenn die Deformationen am Rande zu Null gesetzt werden. Als Elemente werden viereckige und dreieckige Kontinuumelemente mit quadratischer Ansatzfunktion verwendet. Der Schlitzzaushub wird auf Grundlage eines vorhandenen Schlitzplanes simuliert (Abbildung 12).

7.2 Materialverhalten der Dichtwandmasse

Das besondere Interesse für die Berechnung liegt in der Kenntnis der Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse (i.d.R. Wasser, Zement, Bentonit) innerhalb der ersten Tage nach Herstellung einer Lamelle. Ein inkrementell lineares Hooksches Werkstoffgesetz wird für das Dichtwandmaterial angewendet. Ein nichtlinearer funktionaler Zusammenhang zwischen der Steifigkeit und der Zeit wird eingeführt. Die frische Suspension verhält sich nahezu wie eine Flüssigkeit. Es wird davon ausgegangen, daß der Suspensionsdruck an der Berührungsfläche zwischen Erdwand und Stützflüssigkeit voll, d.h. über eine undurchlässige Membran übertragen wird. Die Vorgehensweise nach der sogenannten "Membrantheorie" entspricht nicht den wirklichen physikalischen Verhältnissen, da der Suspensionsdruck über Schubspannungen längs der Eindringstrecke der Suspension in den Boden eingetragen wird. Ist die Eindringstrecke klein, so ist der bei Verwendung der Membrantheorie begangene Fehler vernachlässigbar klein [24]. Die Poisson-Zahl der frischen Suspension ist $\nu = 0,5$, der E -Modul annähernd $E \approx 0$ (der Kompressionsmodul somit $K = \infty$). Bei der Auswertung von Versuchen ergab sich eine Elastizitätsmodul von $E_{28} = 245 \text{ MN/m}^2$ und eine Poisson-Zahl von $\nu_{28} = 0,3$ nach 28 Tagen [15]. Versuche von MESECK [22] ergaben nach 7 Tagen einen E -Modul von $E_{07} \approx 0,7 - 0,8 E_{28}$. Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls für Beton und Zementstein wurde von verschiedenen Autoren untersucht (z.B. [3][19]). Die Ergebnisse zeigen eine relativ starke Steifigkeitszunahme innerhalb der ersten 3 Tage, was bei einer Dichtwandmasse nicht der Fall ist. Scherflügelsondierungen an Dichtwänden, die vom IBF durchgeführt wurden, zeigen, daß erst nach 2 bis 3 Tagen überhaupt ein nennenswerter Widerstand gemessen werden kann. Jedoch kann der Kurvenverlauf als qualitativ ähnlich betrachtet werden. Abbildung 13 zeigt den funktionalen Zusammenhang, der über ein Potenzgesetz beschrieben wird, zwischen der Zeit und dem E -Modul bzw. der Poisson-Zahl, wie sie für die Berechnung angenommen wurden.

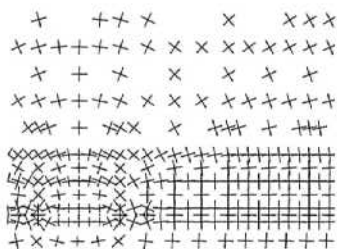


Abb. 14: Spannungstrajektorien nach Erstellung einer Lamelle

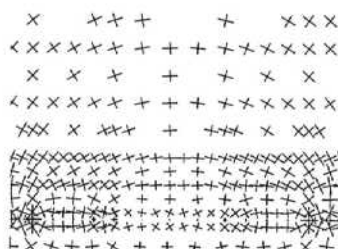


Abb. 15: Spannungstrajektorien nach Erstellung von drei Lamellen

Eine weitere Einflußgröße ist der Suspensionsdruck, der von der Suspensionswichte abhängig ist. Durch die Anreicherung der Suspension mit Bodenmaterial nimmt mit zunehmender Tiefe auch die Suspensionswichte zu. Dies wurde durch Messungen mehrfach bestätigt [30]. Bei der Verformungsberechnung wird angenommen, daß die Suspensionswichte linear über die Tiefe von $\gamma = 11,50 \text{ kN/m}^3$ auf $\gamma = 14,00 \text{ kN/m}^3$ ansteigt.

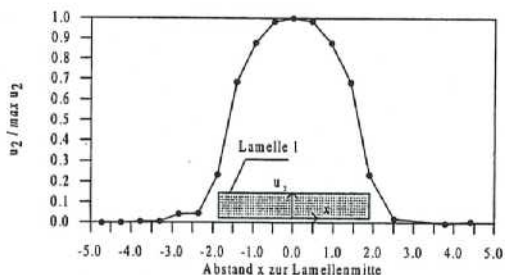


Abb. 16: Verschiebung u_2 entlang einer Geraden durch den Lamellenrand

7.3 Ergebnisse der numerischen Berechnung

Wesentliche Ergebnisse werden an einem Modell erläutert, das die sukzessiven Herstellung von drei Lamellen an drei Tagen simuliert. Über die Darstellung der Hauptspannungstrajektorien (Abbildung 14 und 15) kann man einen Eindruck gewinnen, wie sich ein Gewölbe zunächst um einen Schlitz bildet. Schon bei drei Lamellen entwickelt sich ein recht komplexes Muster, in dem man ein Hauptgewölbe, das sich um die Schlitzwandreih bildet, und Nebengewölbe, die sich auf die anstehende Suspensionsmasse abstützen, erkennen kann.

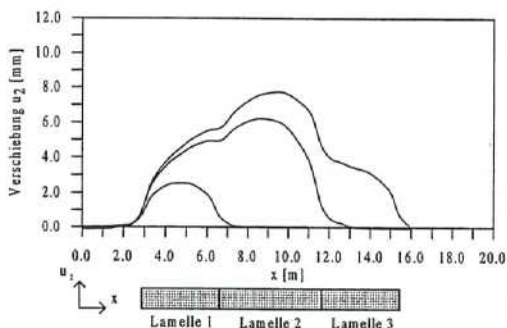


Abb. 17: Verschiebung u_2 entlang einer Parallelen zum Lamellenrand, Bauzustand 1-3

Die Verschiebungen normal zur Schlitzwandung sind in Abbildung 16 dargestellt. In den weiteren Bauphasen nehmen die Verformungen stark zu (Abbildung 17). Der Maximalwert nach Herstellung

der drei Lamellen tritt in der mittleren Lamelle auf. Dieser ist stark abhängig vom Erdruchdruck des anstehenden Bodens (Abbildung 17). Bei einer Reduktion des Erdruchdrucks von $K_0 = 0,5$ auf $K_0 = 0,4$ nimmt der maximale Wert der Verformung um 32% ab, während er bei einer Vergrößerung auf $K_0 = 0,6$ um 36% zunimmt. Ein vollständigeres Bild der Situation gewinnt man beim Betrachten der Deformationspfade (Abbildung 19). Die Bewegung der materiellen Punkte ist gekennzeichnet durch eine abrupte Richtungsänderung zu Beginn einer neuen Bauphase und somit auch verbunden mit einer abrupten Steifigkeitsänderung des körnigen Materials. Betrachtet man nun die Simulation der vollständigen Herstellung der Schlitzwand, so weicht der Spannungszustand nach dem letzten Bauzustand in einem weiten Bereich von der Schlitzwand stark vom Anfangszustand ab. In Abbildung 22 sieht man an der Verschiebung in y -Richtung eines Punktes (B) am Schlitzwandrand, daß selbst die Herstellung gegenüberliegender Lamellen einen recht großen Einfluß hat. Dies ist begründet in der Wirkung von Spannungsumlagerungsprozessen, die zusätzlich einen Einfluß auf die Porenzahl und damit auf die Steifigkeit des Materials haben. Die größten Spannungsänderungen treten im Bereich der Ecken der Schlitzwand auf. Dort sinkt die mittlere Spannung auf bis zu 50% des ursprünglichen Spannungsniveaus ab.

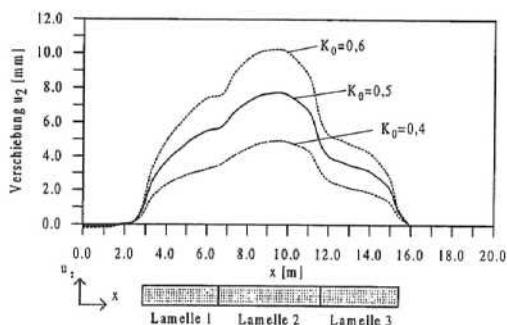


Abb. 18: Auswirkung des Erdruchdruckes auf die Verschiebung des Lamellenrandes

Die Simulation der vollständigen Schlitzwanderstellung wurde in vier verschiedenen Horizonten (-4 m, -9 m, -18 m, -25 m von GOK) durchgeführt. Für den dem Hochhaus abgewandten Schlitz ergaben sich die größten Deformationen, da dort auch mehrere Lamellen mit einer Länge bis zu $7,56$ m hergestellt wurden. Für den Horizont in -18 m Tiefe ergab sich eine über die gesamte Wandlänge gemittelte Randverschiebung von 8 mm, während die Schlitzwand am Hochhaus im Mittel eine Verschiebung um 7 mm ergab.

Die Frage, inwieweit diese Spannungsänderungen einen Einfluß auf eine anschließende Berechnung haben, ist nicht einfach zu beantworten. Dies hängt unter anderem von den Beträgen der Deformationen ab, die beim Baugrubenaushub auftreten. Im allgemeinen kann aber gesagt werden, je größer die anschließende Deformation des Bodens ist, desto geringer wird der Einfluß der Spannungsumlagerungen während der Schlitzherstellung. Diese nichttriviale Aussage liegt an einer wesentlichen Eigenschaft granularer Materialien, die nach GÜDERUS [12] SOM-Verhalten (swept out of memory) genannt wird. Ein Vergleich zwischen einer Rechnung, in der die Spannungsgeschichte mit einbezogen wird und einer ohne Vorgeschichte, wird im nächsten Abschnitt vorgestellt. Die Verschiebungen, die in das vertikale Modell eingepreßt werden, sind in Abbildung 21 dargestellt.

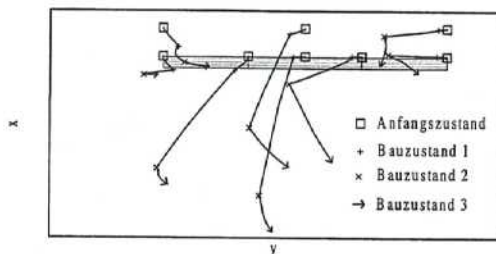


Abb. 19: Verschiebungspfade materieller Punkte direkt am Schlitzrand und in 3,50 m Entfernung vom Schlitz

8 Simulation des Baugrubenaushubs

8.1 Numerisches Modell, Geometrie und Randbedingungen

Die Berechnungen erfolgten mit einem FE-Modell, in dem sowohl die Veränderung der Spannungen durch den bereits erfolgten Hochhausbau sowie die Herstellung der Schlitzwände und der anschließende Baugrubenaushub simuliert werden.

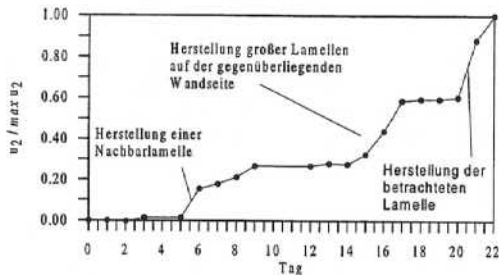


Abb. 20: Verschiebung u_2 eines Punktes am Schlitzrand

Das Kernmodell besteht aus Kontinuums-elementen zur Diskretisierung des Bodens und der Verbaukonstruktion bei Abmessungen in der Tiefe von 69 m und 158 m in der Breite. An den Modellrändern wurden infinite Elemente angebracht, um den Randeinfluss des endlichen Modells zu minimieren. Dies führte zu einer Erweiterung des Modells auf 280 m in der Breite und 115 m in der Tiefe. Die Hochhausbelastung wurde durch den Ansatz von Elementlasten berücksichtigt, wobei die Geometrie des Hochhauses durch sehr steife Kontinuums-elemente abgebildet wurde, um entstehende Verkip-pungen direkt im Modell zu erfassen.

Für die Diskretisierung des Bodens wurden 8-knotige Kontinuums-elemente mit quadratischer Ansatzfunktion für die Verschiebungen und reduzierter Integration (4 Gaußpunkte pro Element) eingesetzt.

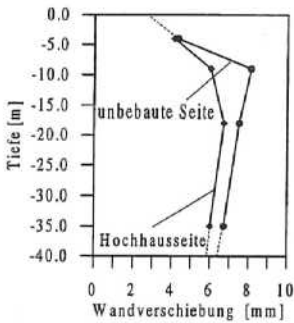


Abb. 21: Ermittelte mittlere Schlitzwandverschiebungen

Die Steifen wurden durch Stabelemente idealisiert. In den Grenzflächen zwischen Boden und Verbauwand wurden Kontaktelemente angeordnet, die ein mögliches Schubversagen in der Kontaktzone Boden-Verbauwand simulieren. Die Seitenränder und der untere Rand der Scheibe sind verschieblich gelagert. Das Modell hat insgesamt 1715 Elemente und 4138 Knoten.

Die Idealisierung des Sandes erfolgte durch die Anwendung eines nichtlinearen hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularer Dehnung. Ein nichtlineares elastoplastisches Drucker-Prager Modell wurde zur Modellierung des Mergels und der Braunkohle-Schluff-Schicht verwendet. Typische Werte wurden für Kohäsion, Reibungswinkel, Dilatanzwinkel, Elastizitätsmodul und Querkontraktionszahl angesetzt. Die Verbaukonstruktion und die infiniten Elemente verhalten sich linear elastisch.

8.2 Simulation der Schlitzherstellung und des Baugrubenaushubs

Der Anfangszustand basiert auf in-situ gemessenen Porenzahlen und mit der hier vorgestellten Methode berechneten K_0 -Werten zur Berechnung der Horizontalspannung.

Um die aus der Schlitzwandherstellung resultierenden Verschiebungen möglichst genau in das vertikale Modell einzuprägen, wurden in vier horizontalen Schnitten die maximal auftretenden Verschiebungen berechnet und die Durchschnittswerte an das vertikale Modell übergeben. Dies ermöglichte eine verbesserte Aussage zur Verteilung der Verschiebungen mit der Tiefe. Die berechneten Horizontalverschiebungen zeigen eine linear zunehmende Verschiebung bis in 10 m Tiefe und dann eine annähernd gleichmäßige horizontale Bewegung bis in die Nähe des Dichtwandfußes. Dies deckt sich mit Messungen auf Baustellen [21].

Die Simulation des Aushubs erfolgt durch schichtweises Entfernen der im baugrubenbereich befindlichen Elemente. Nach Erreichen der maßgebenden Aushubkote erfolgt der Einbau der Steife. Das Wasser innerhalb der Baugrube wird in den einzelnen Aushubphasen abgesenkt und durch eine entsprechende Reduktion des Horizontaldruckes innerhalb der Baugrube berücksichtigt.

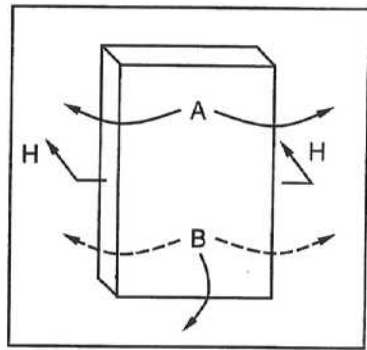


Abb. 22: Gewölbbildung im Boden nach Ng

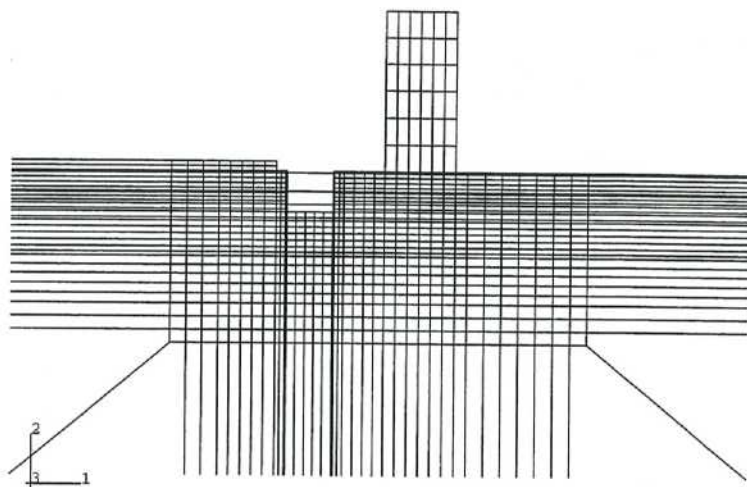


Abb. 23: Numerisches Modell zur Ermittlung der aushubbedingten Verformungen

8.3 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Messungen

Die Baugrubenherstellung wurde begleitet durch ein umfangreiches Meßprogramm [30]. Dies ermöglicht eine Bewertung der Berechnungsergebnisse hinsichtlich der ermittelten Horizontalverschiebungen der Verbauwand. Die in der Auswertung dargestellten Messungen enthalten nur die Horizontalverschiebungen der Verbauwand, die sich nach dem Einbau der 1. Steifenlage und dem anschließenden Aushub der Baugrube ergeben. Damit gehen in die Auswertung ausschließlich die vorher aktivierten Spannungsänderungen ein.

Zum Vergleich werden die Bauzustände "Aushub 2. Steifenlage" und "Aushub 3. Steifenlage" betrachtet. Hier ergibt sich für die 2. Steifenlage eine gemessene Maximalverschiebung von 35 mm. Die berechneten Verschiebungen erreichen 32 mm (s. Abb. 24). Im unmittelbaren Bereich des aktivierten Erdwiderstandes werden zu große Verschiebungen ermittelt. Da das Verhalten des Mergels durch ein elastoplastisches Drucker-Prager-Modell abgebildet wird, kann ein zu gering abgeschätzter Elastizitätsmodul die Ursache sein. Der weitere Verlauf zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung. Im Fußbereich ergibt sich eine gemessene Verschiebung von 5 mm. Hier erreichen die berechneten Werte 10 mm. Die Ursache dieser Abweichung besteht in der unsicheren Annahme der Eingangsparameter der Braunkohle-Schluff-Schicht, wo ebenfalls ein zu weicher E-Modul eingesetzt wurde.

Der Vergleich von Meß- und Berechnungsergebnissen für den Aushubzustand "Aushub 3. Steifenlage" zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Verschiebungen bis zur Aushubkote. Danach weichen die Ergebnisse im Bereich des Fußauflagers signifikant voneinander ab. Die Meßergebnisse dieses Zustands stellen die Horizontalverschiebung der Verbauwand vor Eintritt der Leckstelle am Spundwandfuß dar. Die Herleitung des Schadens wird in [30] beschrieben. Die Baugrube war zu diesem Zeitpunkt nur

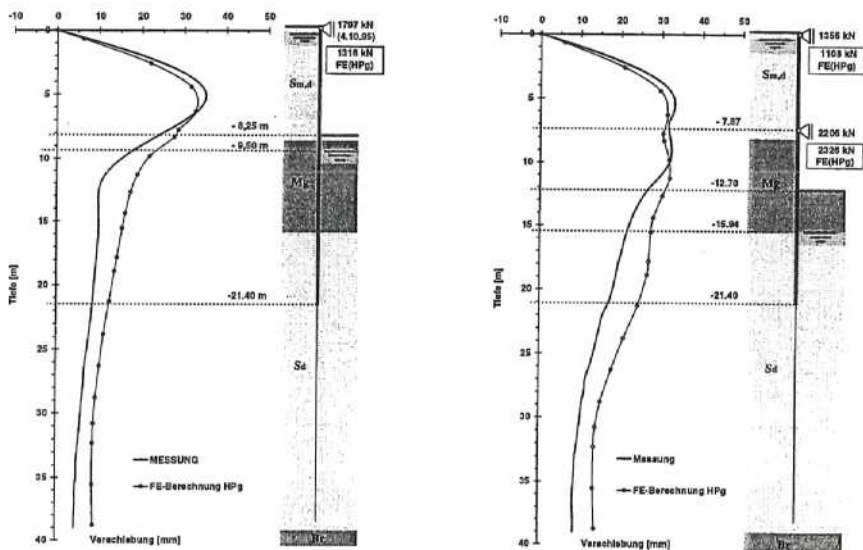


Abb. 24: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Horizontalverschiebung

zur Hälfte ausgehoben, so daß räumliche Stützeffekte zu einer Versteifung des Fußauflagers führen. Der zweidimensionale FE-Schnitt berücksichtigt diesen Zustand nicht und zeigt die Ergebnisse für den Vollaushub des Bauzustandes. Aus der Berechnung ergeben sich Verschiebungen am Spundwandfuß von 25 mm, die durchaus zu erhöhten Schubspannungen an dieser Übergangsstelle führen können.

Abschließend kann festgestellt werden, daß die Berechnungsergebnisse, die die Spannungsänderung durch die Schlitzherstellung enthalten, die vorhandenen Messungen sehr gut wiedergeben, ohne daß eine Anpassung der Eingangsparameter vorgenommen wurde. Dies erst ermöglicht einen Vergleich der Horizontalspannungen an der Verbauwand, da keine Spannungsmessungen durchgeführt wurden und so ein Vergleich mit in-situ Ergebnissen nicht möglich ist.

8.4 Spannungsänderung durch die Schlitzherstellung

Es wird u.a. in [25] vermutet, daß die Schlitzherstellung zu einer signifikanten Änderung der Ausgangsspannung führt. Dies konnte bisher nicht gemessen werden. Berechnungen des dreidimensionalen Spannungs- und Verformungszustands während der Schlitzherstellung sind sehr aufwendig und momentan am IBF in Vorbereitung. Die Berechnungen von ebenen horizontalen und vertikalen FE-Modellen ermöglicht jedoch eine erste Abschätzung der Spannungsänderung und der Folgen für die nachfolgend durchgeführten Verformungsberechnungen.

Ausgehend vom Erdrubedruckzustand wurde in zwei getrennt durchgeführten Berechnungen nur in einer Berechnung die Schlitzverformung eingepreßt. Dadurch wurde die Auswirkung auf die Spannung

und die Verformung sichtbar.

Die Auswertung erfolgt in den Kontaktelementen, da in diesen die direkte Horizontalspannung auf die Verbauwand ermittelt wird.

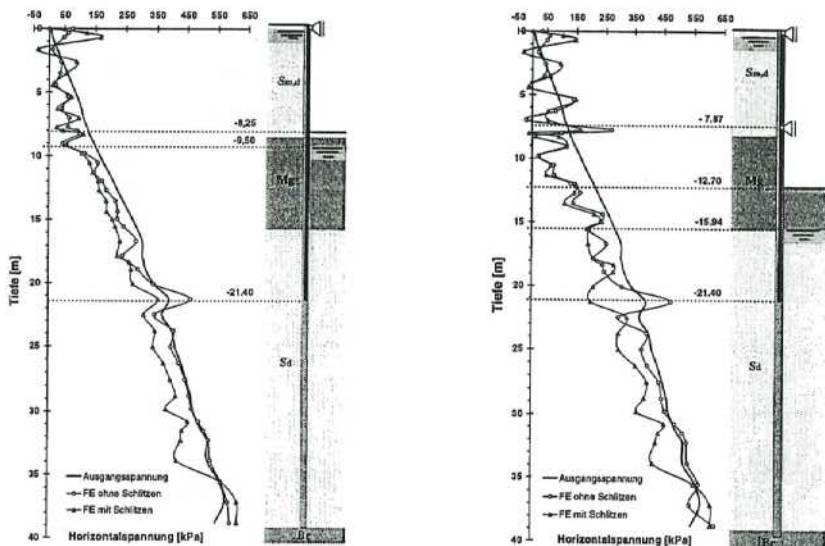


Abb. 25: Unterschiedliche Horizontalspannung durch Berücksichtigung der Schlitzherstellung

Im Bauzustand "Aushub 2. Steifenlage" ist der Abbau der Horizontalspannung vom Erdruchdruck, 115 kN/m^2 in einer Tiefe von $8,25 \text{ m}$, auf 95 kN/m^2 zu erkennen. Dies entspricht einem Abbau auf 85% der Ausgangsspannung. Daraus lässt sich leicht rückrechnen, daß in dieser Aushubphase bereits der Abbau auf den aktiven Erdruchdruck stattgefunden hat. Die Horizontalspannungen sind bis zur momentanen Aushubkote nahezu identisch, da die Größenordnung der Verschiebung zu einer Auslöschung der Spannungsdifferenzen geführt hat. Unterhalb der Aushubkote bis Unterkante Verbauwand ist bereits ein deutlicher Unterschied der berechneten Spannungen sichtbar. Die Horizontalspannung in der Berechnung mit Schlitzherstellung ist in diesem Bauzustand deutlich geringer. Diese Tendenz bleibt bis in eine Tiefe von 30 m bestehen und steigert sich bis in eine Tiefe von 35 m . Ab dieser Tiefe nimmt die Horizontalspannung wieder zu und überschreitet den Erdruchdruck um ca. 10% . Dieses Berechnungsergebnis deckt sich mit der Hypothese [21], daß in größerer Tiefe kein horizontales Gewölbe um den Schlitz mehr entsteht, sondern das sich ein dreidimensionaler Spannungszustand unterhalb des Schlitzfußes ausbildet, der zwangsläufig zu einer Zunahme der Horizontalspannung im unteren Bereich der Dichtwand führt.

Die Spannungsänderungen im Bauzustand "Aushub 3. Steifenlage" werden dominiert durch extreme Spannungsspitzen im Bereich der 2. Steifenlage. Unterhalb der Steife kommt es zu einem deutlichen Spannungsabbau im Mergel, wobei die Schlitzherstellung bis zur Unterkante des Mergels keine Rolle

spielt. Danach wird auch hier die Differenz zwischen den unterschiedlichen FE-Modellen sichtbar. Im Bereich des Spundwandfußes ist der Spannungszuwachs auch in diesem Bauzustand zu erkennen.

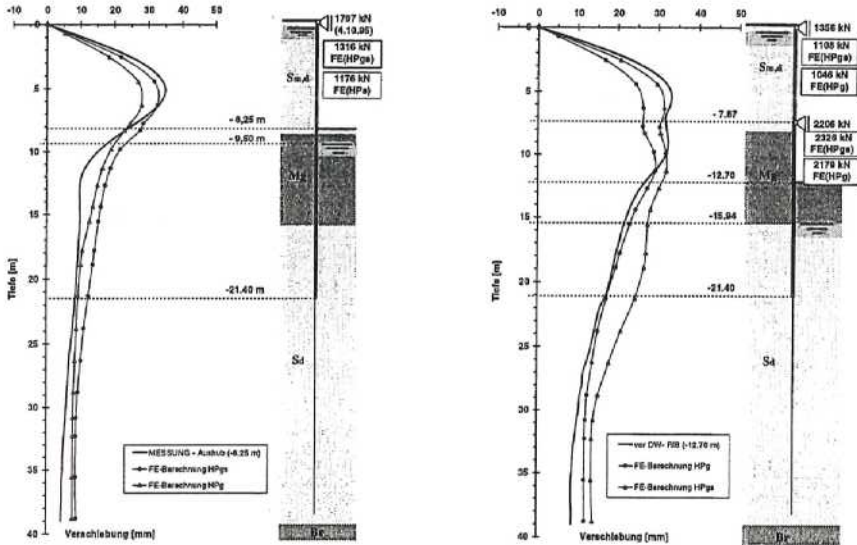


Abb. 26: Auswirkung der Schlitzherstellung auf die berechneten Horizontalverschiebungen der Verbauwand

Welche Konsequenzen ergeben sich aus den unterschiedlichen Spannungsverläufen der untersuchten Berechnungsmodelle? Der Bauzustand "Aushub 2. Steifenlage" in Abbildung 26 zeigt die Verschiebungsverläufe und die Differenzen der beiden Berechnungsmodelle. Differenzen ergeben sich ausschließlich aus der unterschiedlichen Ausgangsspannung. Die Approximation der Meßergebnisse erfolgt unter Berücksichtigung der Schlitzherstellung (Berechnung HPgs) wesentlich besser. Die Maximaldifferenz der beiden Verschiebungswerte beträgt 5 mm. Dies entspricht bei einer gemessenen Gesamtverschiebung von 35 mm etwa 15 %. Die gleichen Unterschiede ergeben sich auch im Bauzustand "Aushub 3. Steifenlage".

9 Schlußfolgerungen und Schlußbemerkungen

Pressiometerversuche können zur Untersuchung des Lagerungszustands nichtbindiger Böden mit dem vorgestellten Verfahren interpretiert werden. Wenn die granulometrischen Eigenschaften sowie die Lagerungsdichte des betrachteten Baugrunds bekannt sind, können Horizontalspannungen realistisch abgeschätzt werden.

Es konnte gezeigt werden, daß die Schlitzherstellung zu einer Reduzierung der mittleren Spannung auf bis zu 50 % des ursprünglichen Spannungsniveaus führt. Des weiteren wurde deutlich, daß die

Ausführung kürzerer Schlitzlamellen auf der dem Hochhaus zugewandten Baugrubenseite nicht den erhofften Effekt der Verformungsminimierung gebracht hat. Auf der gegenüberliegenden Baugrubenseite wurden deutlich größere Lamellen geöffnet. Dies hat sich auf die 18 m entfernte Seite ausgewirkt.

Aufgrund der relativ großen Wandverschiebungen wird der Einfluß der herstellungsbedingten Spannungsumlagerung oberhalb der Aushubkote "verwischt", da sich sogenannte SOM-Zustände ausbilden. Das verwendete hypoplastische Stoffgesetz gibt dieses Verhalten wieder. Unterhalb der Aushubkote sind Spannungsdifferenzen ablesbar. Ein signifikanter Spannungsanstieg am Schlitzwandfuß zeigt die Ausbildung vertikaler Gewölbe im Boden.

Anders sieht es bei der Betrachtung der Deformation aus. Setzungen in der Umgebung von Schlitzwandbaugruben erreichen bereits nach der Wandherstellung 50 % der Gesamtverschiebung, so daß die herstellungsbedingten Verformungen nicht vernachlässigt werden dürfen.

Literatur

- [1] Bauer, E. (1986): Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations*, 36, 1, S. 1-12.
- [2] Been, K., Jefferies, M. (1985): A state parameter for sands. *Géotechnique* 35, 2, S. 99-112.
- [3] Brameshuber, W. (1988): Bruchmechanische Eigenschaften von jungen Betonen. *Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie*, Heft 5.
- [4] Carter, J.P., Booker, J.R., Yeung, S.K. (1986): Cavity expansion in cohesive frictional soils; *Géotechnique* 36, 3, S. 349-358.
- [5] Collins, I.F., Pender, M.J., Wang Yan. (1992): Cavity expansion in sands under drained loading conditions; *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16, 1, S.3-23.
- [6] Cowland, J.W. & Thorley, C.C.B. (1984): Ground and building settlement associated with adjacent slurry trench excavation. *Proceeding of the 3rd Conference about Ground Movements and Structures*, Cardiff.
- [7] Cudmani, R. (1996): Anwendung der Hypoplastizität zur Interpretation von Drucksondierwiderständen in nichtbindigen Böden. *Geotechnik* 19, 4, S. 266-273.
- [8] Cudmani, R., Ossinov, W. (1997): Application of hypoplasticity to the interpretation of CPT and pressuremeter tests. In Vorbereitung.
- [9] Finno, J. & Harahap, S. (1990): Finite Element Analyses of HDR-4 Excavation. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 117, No. 10, 1590-1609.
- [10] Gudehus, G. (1996a): A comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations* 36, 1, S. 1-12.

- [11] Gudehus, G. (1996b): Alte und neue Bodenmechanik. *Geotechnik* 19, 4, S. 252-259.
- [12] Gudehus, G. (1995): Attractors for Granular Storage and Flow. 3rd. European Symposium-Storage and Flow of Particulate Solids, paper of the conference in Nürnberg 'Partec 95', 333-345.
- [13] Herle, I. (1997): *Hypoplastizität und Granulometrie von Korngerüsten*. Veröff.Inst.f. Boden-mech.u.Felsmech.Univ.Karlsruhe, Heft 142
- [14] Herle, I. (1997): Bestimmung der hypoplastischen Stoffparameter des Berliner Sands. Interne Mitteilung
- [15] IGH Ingenieurgesellschaft Grundbauinstitut Hannover. (1996): SMDK Sondermülldeponie Kölligen Versuchs dichtwand - Prüfbericht der spezialgrundbaulich/dichtwandtechnischen Fremdüberwachung, nicht veröffentlicht.
- [16] Jaeger, J. & Cook, N.G.W. (1969): *Fundamentals of rock mechanics*. London: Methuen
- [17] Kantartzi, C. (1994): Ground movements during diaphragm wall installation in clays. Ph.D. thesis, Queen Mary and Westfield College, London University.
- [18] Karstedt, J.P. (1982): Untersuchung zum räumlichen Erddruck im rolligen Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der technischen Universität Berlin, Heft10.
- [19] Komlos, K. (1964): Tensile Strength Investigation of Fresh and Hardening Concrete. RILEM Symposium, Trondheim.
- [20] Mayer, P.-M. (1997): Numerische Simulation einer Schlitzwandherstellung. Workshop Numerik in der Geotechnik, Stuttgart, S.147-160
- [21] Mayer, P.-M. & Kudella, P. (1996): Prognose von Bodenverformungen als Bestandteil der Beobachtungsmethode. 4. FEM/CAD-Tagung des Institutes für numerische Methoden und Informatik im Bauwesen, TH Darmstadt, S.45-57.
- [22] Meseck, H. (1987): Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwandmassen. Mitteilungen des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 25
- [23] de Moor, E.K. (1994): An analysis of bored pile/diaphragm wall installation effects. *Geotechnique* 44, 2, 341-347.
- [24] Müller-Kirchenbauer, H. (1972): Einflüsse der Filtratbildung auf die Stabilität von Schlitzwänden. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Essen.
- [25] Ng, C.W.W., Lings, M.L., Simpson, B. & Nash, D.F.T. (1995): An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnik* 45, 3, 497-507
- [26] Niemunis, A. und Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Erscheint demnächst in: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*.
- [27] Nübel, K. und Rothenburg, L. (1996): Particle Shape Effect in Stress-Force-Fabric Relationship for Granular Media *Journal of the Mechanical Behavior of Materials* 7, 3, 219-233.

- [28] Ossinov, W., Cudmani, R. (1997): Theoretical investigation of the cavity expansion problem based on a hypoplastic model. In Vorbereitung.
- [29] Rothenburg, L. und Bathurst, R.J. (1989): Analytical Study of Induced Anisotropy in Idealized Granular Materials. *Géotechnique* 39, 4, 601-614.
- [30] Sanger, Ch., Steinhagen, P., Mayer, P.-M.. (1994): Friedrichstadt-Passagen Berlin, Planung und Ausfuhrung der Baugrube. *Bauingenieur* 69, 267-277.
- [31] Schnaid, F. (1990): A study of the cone-pressuremeter test in sand. PhD Tesis. Oxford University.
- [32] Schweiger, H.F. & Freiseder, M. (1994): Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Siriwardane & Zaman (eds), Balkema, Rotterdam.
- [33] Symons, I.F. & Carder, D.R. (1993): Stress changes in stiff clay caused by the installation of embedded retaining walls. *Retaining structures*. 227-236 London: Thomas Telford.
- [34] Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967): *Soil mechanics in engineering practice*. 2nd edn. New York: Wiley
- [35] Vesic, A. S. (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass; *JSMFE*, 98, SM3, S. 265-290.
- [36] . Van Wambeke, A., D'Hemricourt, J. (1982): Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests. 2nd ESOPT. Amsterdam. S. 941-944.
- [37] Waschkowski, A. (1982): *Dynamic probing and practice*. 2nd ESOPT. Amsterdam. S. 357-362.
- [38] Wolffersdorf, P. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1, S. 251-257.

Belastender Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllung

L. Vogt, Institut für Geotechnik, TU Dresden

1. Einleitung

Der Erddruck bei begrenzter Hinterfüllung ist ein spezieller Lastansatz für Stützmauern, bei denen die freie Ausbildung von Gleitflächen bei der Mobilisierung des aktiven Erddrucks behindert ist. Besonders in bergigem Gelände, wenn die Stützmauer dicht vor einer Felswand errichtet wurde, wird dieser Lastansatz benötigt. Dabei geht es vor allem um die Beurteilung bestehender Stützmauern, da einerseits Sanierungsarbeiten teuer sind und andererseits oft vom Denkmalschutz so wenig wie möglich Eingriffe erwünscht sind.

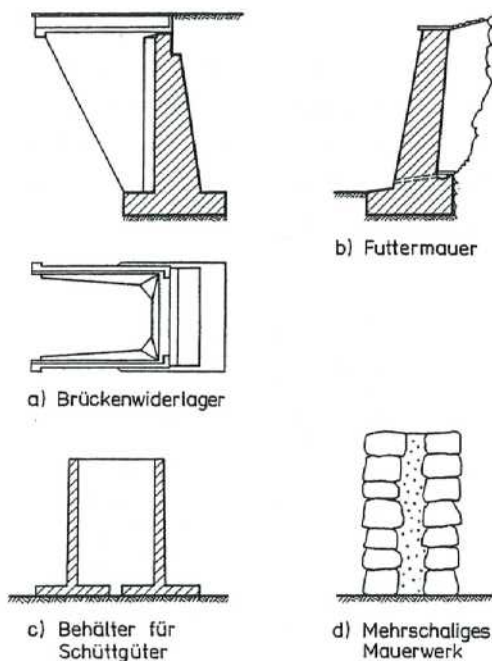


Abbildung 1

Der Ansatz des Erddrucks bei begrenzter Hinterfüllung auf eine Stützmauer führt zu einer geringeren rechnerischen Belastung als bei Ansatz des Erddrucks bei unbegrenzter Hinterfüllung. Deshalb muß der ungünstigste Fall, also die größte Hinterfüllungsbreite entlang der gesamten

Aber auch in anderen Fällen kann der belastende Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllung Anwendung finden (Abbildung 1). Behälter für Schüttgüter an Mischanlagen und Parallelfügelwände von hohen Brückenwiderlagern sind ebenso Fälle, bei denen die Ausbildung von Gleitflächen behindert wird, wie Kaianlagen mit mehr als einer Stützwand. Im Mauerwerksbau tritt ein ähnliches Problem bei mehrschaligem Mauerwerk mit kohäsionsloser Innenfüllung auf.

Der Ansatz des Erddrucks bei begrenzter Hinterfüllung auf eine Stützmauer führt zu einer geringeren rechnerischen Belastung als bei Ansatz des Erddrucks bei unbegrenzter Hinterfüllung.

Stützmauer der Berechnung zugrunde gelegt werden. Dafür ist die genaue Erkundung der rückwärtigen Begrenzung des Hinterfüllungsraumes notwendig.

Ziel der Bearbeitung des Themas „Ansatz des Erddrucks bei begrenzter Hinterfüllung“ war es, einen ausreichend genauen und einfach zu handhabenden Lastansatz zu finden.

2. Stand des Wissens

Die ersten Ansätze zu diesem Problem sind durch die Idee gekennzeichnet, daß durch die Wahl geeigneter Gleitflächen der eingeschränkten Möglichkeit ihrer Ausbildung Rechnung getragen werden kann. Dabei wurden nur ebene Gleitflächen behandelt und ein Flächenbruch vorausgesetzt.

Bis zur Tiefe $t = b \cdot \tan(\vartheta_a)$ wird davon ausgegangen, daß sich die maßgebende Gleitfläche für eine unbegrenzte Hinterfüllung voll ausbilden kann. Bis zu dieser Tiefe entspricht der Erddruck dem für eine unbegrenzte Hinterfüllung. Nach WINKLER [9] und KEPPNER [4] (Abbildung 2a) kann sich ab der Tiefe t die Erddruckspannung nicht mehr erhöhen, da sie die Gleitflächenneigung ϑ_a über die gesamte Wandhöhe als konstant annehmen.

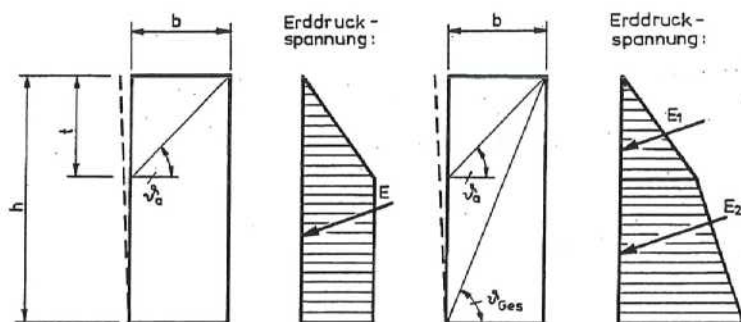


Abbildung 2

a

b

Nach BUCHWALD [1] (Abbildung 2b) wird im ersten Schritt die Erddruckkraft E_1 bis zur Tiefe $t = b \cdot \tan \vartheta_a$ bei dreieckförmiger Verteilung berechnet. Dann wird eine Zwangsgleitfläche

vom Fußpunkt der nachgebenden Wand bis Oberkante der Rückwand angenommen und dafür die Gesamterddruckkraft berechnet, von der die Erddruckkraft E_1 abgezogen wird. Mit der Differenz ergibt sich bei geradliniger Verteilung der Erddruckspannung die Erddruckordinate am Wandfuß. Dadurch wird eine plausible Erddruckverteilung erreicht.

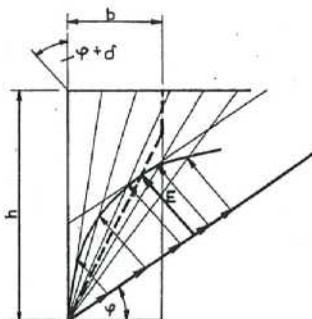


Abbildung 3

Eine bessere Möglichkeit ist die Berechnung des Erddruckes nach CULMANN für verschiedene Tiefen. Zieht man dann von der Erddruckkraft für $t + \Delta t$ die Erddruckkraft für t ab und teilt sie durch Δt , dann erhält man die mittlere Spannungsordinate für den Tiefenabschnitt von t bis $t + \Delta t$.

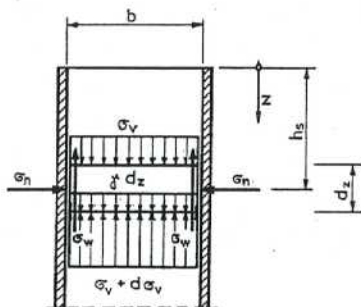


Abbildung 4

Der Druck σ_h in der Tiefe z erhalten (Abbildung 4). Das

Beim Verfahren nach CULMANN [2] (Abbildung 3) werden für verschiedene Gleitflächen die Erddrücke berechnet, das Maximum ermittelt und dann dreieckförmig über die Wandhöhe verteilt. Für die Gleitflächen, die die Rückwand schneiden, wird die Berührungsfläche zwischen abrutschendem Erdkeil und Rückwand als reibungslos angenommen. Der Vorteil liegt in dem Erhalt des Maximums für die Erddruckkraft. Die dreieckförmige Verteilung der Erddruckspannungen entspricht aber nicht den Versuchsergebnissen und liefert

Für die Anwendung auf das Problem des belastenden Erddrucks bei begrenzter Hinterfüllung eignet sich auch die Silotheorie. Der bereits Ende des 19. Jahrhunderts von JANSSEN [3] entwickelte Vorschlag zur Berechnung des Drucks in Silozellen geht von einer gleichmäßigen Verteilung der Vertikalspannungen über die Silobreite aus. Nach Aufstellung der Gleichgewichtsbedingung für die Summe der Vertikalkräfte an einem differentialen Element der Dicke dz und dem Lö-

Verhältnis der Vertikalspannungen zu den Horizontalspannungen sowie der Wandreibungsbeiwert werden als konstant angenommen. Während JANSSEN den Reibungsbeiwert aus Scherversuchen ermittelte, führte KOENEN [5] als Horizontaldruckverhältnis das aktive RANKINESche Grenzspannungsverhältnis k_{ah} ein.

Mit dem Ziel, die wirklichen Verhältnisse in einem Silo genauer erfassen zu können, geben OHDE, NANNINGA, CAQUOT und JAKOBSEN (zitiert nach [8]) verschiedene Gleichungen für das Horizontalspannungsverhältnis an. Auch über den Reibungsbeiwert ist die JANSSEN-Formel anpaßbar.

In Frage kommen auch numerische Methoden, wie zum Beispiel die Charakteristikenmethode und die FEM. Da diese jedoch durch eine komplizierte Handhabung sowie Probleme mit dem Bruchzustand und bei der Ermittlung der Eingangsparameter für die Rechnung gekennzeichnet sind, haben sie für die vorliegende Aufgabe kaum Bedeutung.

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Beschreibung der Modellversuche

Für die Durchführung der Modellversuche wurden der in Abbildung 5 dargestellte Versuchstand und als Versuchsmaterial der sogenannte „Heller-Sand“, ein gleichkörniger Mittelsand, genutzt. Der Kasten mit den Abmessungen $l \times b \times h = 1,3 \times 0,4 \times 0,85$ m und einer Meßwandhöhe von 0,25 m war relativ klein; er erlaubte eine schnelle Versuchsdurchführung und damit eine große Anzahl von Einzelversuchen. Es ergaben sich jedoch auch Nachteile aus den geringen Abmessungen, da schon geringe Störungen beim Einbau des Versuchsmaterials zu Abweichungen der Meßwerte führen konnten. Dichteschwankungen wurden deshalb durch den Einsatz eines Rieselkastens weitgehend ausgeschlossen. Außerdem mußten Seitenwandeffekte berücksichtigt werden, da das Verhältnis von Meßwandbreite zu Meßwandhöhe nur $1,57 : 1$ betrug.

Mit Hilfe einer Spindel konnte eine definierte Drehung der Meßwand um ihren Fußpunkt erzeugt werden. Die Drehbewegung wurde mit einem am Wandkopf angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

Während der Versuche konnten Größe und Verteilung des Erddrucks gemessen werden. Die Meßwand bestand aus 5 Lamellen, die über die gesamte Wandbreite gingen und unabhängig voneinander von je zwei Vertikal- und je drei Horizontalaufnehmern gestützt waren. Alle 25 Kraftaufnehmer bestanden aus Rahmenkonstruktionen, deren Verformungen während der Versuche im Mikrometerbereich lagen und von induktiven Wegaufnehmern gemessen wurden.

Während mögliche individuelle Fehler durch die große Anzahl der Teilversuche (10 Teilversuche je Versuchsaufbau) minimiert wurden, mußten zur Erfassung der Randeinflüsse Nebenversuche und Vergleichsrechnungen durchgeführt werden. Dabei stellte sich heraus, daß keine nennenswerte Reibung zwischen Meß- und Seitenwand auftrat und daß der Reibung zwischen dem Versuchssand und der Seitenwand durch eine Erhöhung der Meßergebnisse um 5 % Rechnung getragen werden konnte.

Das Versuchsprogramm umfaßte zwei Schwerpunkte. Als Kernproblem der Modellversuche wurde der Einfluß der Hinterfüllungsbreite einer Stützmauer auf den Erddruck untersucht. Dazu wurde eine Auswahl geeigneter Abstände zwischen Rück- und Meßwand getroffen (Tabelle 1). Der Abstand 19,2 cm entspricht einem unbegrenzten Hinterfüllungsraum.

Tabelle 1: Versuche zum Einfluß der Hinterfüllungsbreite

Versuchsbezeichnung	V4	V6	V8	V10	V13
Hinterfüllungsbreite	19,2 cm	13,6 cm	8,3 cm	5 cm	2 cm

Die in den Versuchsreihen V4 bis V13 konstant gehaltene Wandrauigkeit wurde in einer zweiten Meßreihe untersucht. Zweimal Sandpapier mit unterschiedlicher Körnung und einmal Sprelacard, eine feste und glatte Kunststoffoberfläche, wurden auf die Meß- und die Rückwand aufgeklebt (Tabelle 2). Dabei wurde die Hinterfüllungsbreite mit 8,3 cm konstant gehalten.

Zur Kontrolle der tatsächlich aufgetretenen Bruchkörper wurden noch einige Versuche in einem Aquarium mit den gleichen Abmessungen wie im Modellversuchskasten durchgeführt. Nach Ende eines jeden Versuchs wurde der gesamte Aufbau geflutet und wieder entwässert.

Dadurch war der Modellsand kurzfristig standsicher und erlaubte die Aufnahme der Gleitflächen in der Mitte der Bruchkörper [6].

Tabelle 2: Versuche zum Einfluß der Wandrauigkeit:

Versuchsbezeichnung	Art der Beklebung	Rauhigkeit
RA	220er Schleifpapier auf der Meßwand	rauh
RB	220er Schleifpapier auf Meß- und Rückwand	rauh
RC	60er Schleifpapier auf der Meßwand	sehr rauh
RD	60er Schleifpapier auf Meß- und Rückwand	sehr rauh
RF	Sprelacart auf der Meßwand	sehr glatt
RG	Sprelacart auf Meß- und Rückwand	sehr glatt

3.2 Auswertung der Versuche mit unterschiedlicher Hinterfüllungsbreite

Für alle Modellversuche wurden aus den Meßwerten die mittleren Spannungsordinaten der einzelnen Lamellen berechnet, mit denen die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe dargestellt werden konnte. Es wurden sowohl der Erddruck auf die unbewegte Wand als auch der aktive Erddruck bestimmt, wobei der Wert für den aktiven Erddruck dem kleinsten Meßwert während der Verkippung der Meßwand entsprach.

Im Rahmen dieser Veröffentlichung soll nur der aktive Fall behandelt werden, da dieser bei den meisten Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite maßgebend wird. Bei der Berechnung von Stützmauern und Baugrubenwänden ist die Horizontalkomponente des belastenden Erddrucks von entscheidender Bedeutung. In Abbildung 5 sind eine annähernd dreieckförmige Verteilung der Horizontalkomponente des belastenden Erddrucks für $b = 19,2$ cm sowie deren deutliche Abnahme mit abnehmender Hinterfüllungsbreite zu erkennen. Dabei ist die Erddruckabnahme am Wandfuß am größten. Das bestätigt die Annahme eines Flächenbruches in der Hinterfüllung und ist ein Indiz dafür, daß sich die vorliegenden Versuche mit Hilfe der Gleitflächentheorie beschreiben lassen. Auch die wesentlich größere Druckdifferenz zwischen den Versuchen mit $b = 2$ cm und $b = 5$ cm auf der einen sowie $b = 5$ cm und

$b = 8,3$ cm auf der anderen Seite (Δb ist jeweils 3 cm) läßt sich mit Hilfe der Gleitflächentheorie erklären, da das Volumen des Gleitkörpers überproportional abnimmt. Im Falle eines kohäsionslosen und homogenen Hinterfüllmaterials ist der Erddruck proportional dem Volumen des Gleitkörpers.

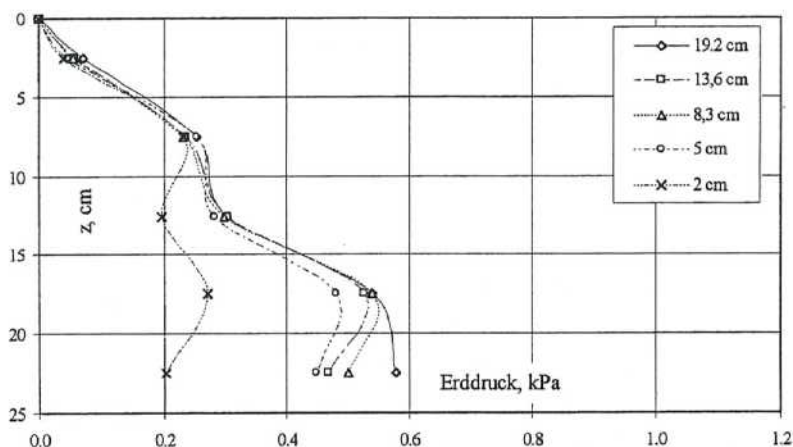


Abbildung 5: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllbreiten
Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“

Läßt man die oberste Lamelle bei der Beurteilung außer Acht, dann ist in Abbildung 6 eine nur geringe Schwankung des Erddruckneigungswinkels um einen konstanten Wert, in diesem Fall $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$ zu erkennen. Die Unterschiede des Erddruckneigungswinkels bei den einzelnen Versuchen in Abbildung 6 zeigen keine Gesetzmäßigkeiten. Sie sind auf Meßwertstreuungen zurückzuführen. Mit $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$ entspricht der Erddruckneigungswinkel den Erwartungen für Fußpunktdrehung und mittlere Wandrauhigkeit. Dieser Winkel wird auch den Vergleichsrechnungen zugrunde gelegt.

Die Meßwerte für die oberste Lamelle ergaben einen Erddruckrichtungswinkel $> \varphi$. Dieser ist nicht mit Reibung allein zu erklären, sondern entsteht durch den Einfluß eines Verzahnungswiderstands, der wegen des geringen Spannungsniveaus an der obersten Lamelle am größten

ist. Zusätzlich wirken sich dort verfahrensbedingte Störungen der Einbaudichte, zum Beispiel durch das Abgleichen der Sandoberfläche mit einem Lineal, am stärksten aus.

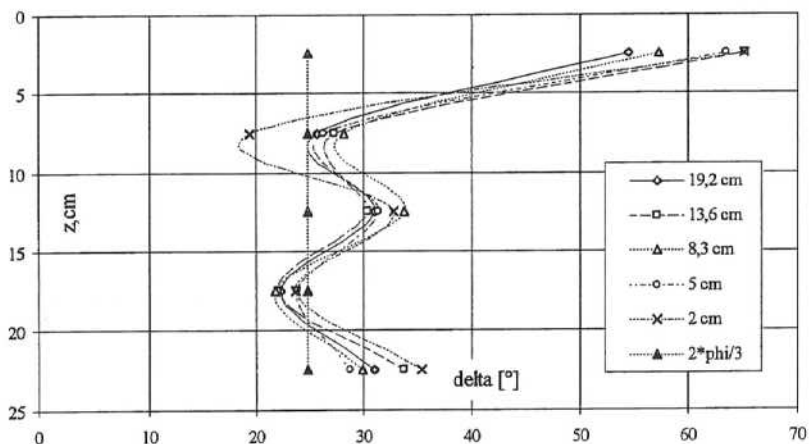


Abbildung 6: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten
Erddruckneigungswinkel im aktiven Zustand

3.3 Auswertung der Versuche mit unterschiedlichen Wandrauigkeiten

Diese Versuche wurden für die mittlere Hinterfüllungsbreite von 8,3 cm durchgeführt. Mit ihnen sollte die Fragestellung behandelt werden, ob die Oberflächenbeschaffenheit der rückwärtigen Begrenzung der Hinterfüllung einen Einfluß auf die Größe des Erddrucks auf die Stützmauer hat, der bei Berechnungen berücksichtigt werden muß. Abbildung 7 mit den Horizontalkomponenten des Erddrucks zeigt, daß die Ergebnisse der Versuche mit einseitiger und zweiseitiger Beklebung jeweils sehr dicht zusammen lagen. Da die geringen Unterschiede teilweise völlig verschwanden, kann davon ausgegangen werden, daß die Rauigkeit der hinteren Begrenzungsfläche der Hinterfüllung keinen nennenswerten Einfluß auf den belastenden Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite hat.

Die Erddruckrichtungswinkel waren in den Versuchen mit sehr glatter Wandoberfläche (RF und RG) kleiner als in den Versuchen mit Sandpapierbeklebung (Abbildung 8). Hier ergaben sich Mittelwerte von $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$ für sehr glatte und φ für sehr raue Wandoberflächen. Daraus läßt

sich feststellen, daß die Wandbeschaffenheit bei Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite die gleiche Wirkung hat wie bei unbegrenzter Hinterfüllung und deshalb in der gleichen bekannten Weise berücksichtigt werden kann.

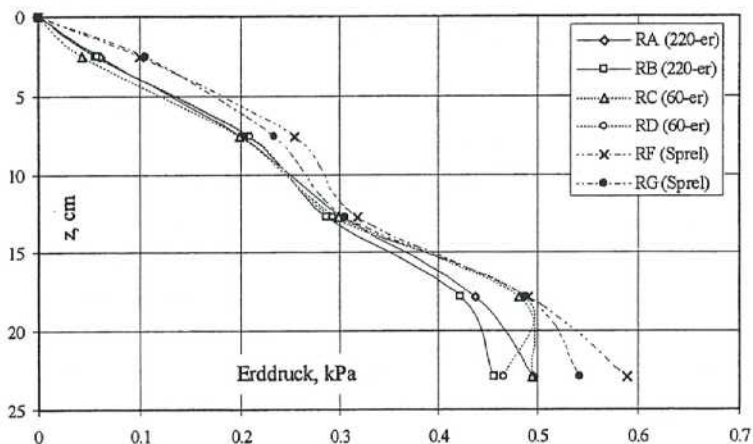


Abbildung 7: Versuche mit unterschiedlichen Wandrauigkeiten
Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“

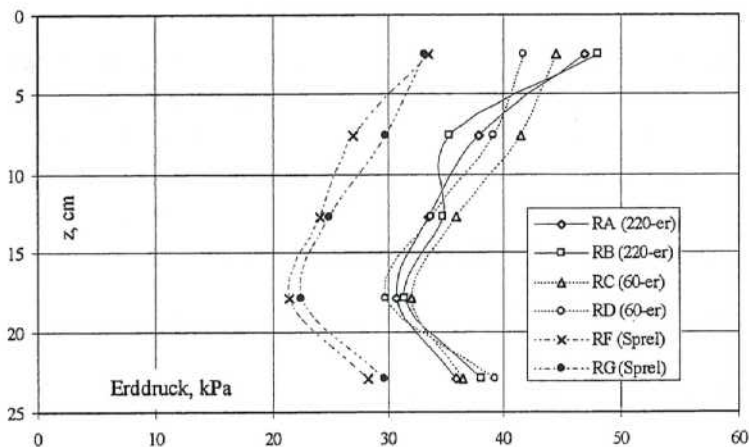


Abbildung 8: Versuche mit unterschiedlichen Wandrauigkeiten
Erddruckneigungswinkel im aktiven Zustand

4. Vorschlag für den Ansatz des belastenden Erddrucks

Für den Vergleich mit den Versuchsergebnissen wurden aus den in Abschnitt 2 zusammengestellten Berechnungsvorschlägen die erfolgversprechendsten ausgewählt. Aus der Gruppe der Silotheorien wurden die Verfahren nach JANSSEN/KOENEN und JANSSEN/CAQUOT behandelt. Nach JANSSEN/KOENEN entspricht das Horizontalspannungsverhältnis in der Silodruckformel dem Erddruckbeiwert, während es nach JANSSEN/CAQUOT aus der Annahme eines Gewölbes im Silo hergeleitet wurde. Für beide Verfahren konnten die Randbedingungen teilweise in den Versuchen bestätigt werden. Einerseits lassen die beobachteten Gleitflächen in der Hinterfüllung die Verwendung von Erddruckbeiwerten plausibel erscheinen, andererseits weisen die Versuchsergebnisse zumindest für den Ruhezustand auf Gewölbe in der Hinterfüllung hin.

Von den Gleitflächentheorien wurden die Verfahren nach CULMANN und BUCHWALD in die engere Wahl einbezogen, weil sie das in den Versuchen beobachtete Anwachsen des Erddrucks bis zum Wandfuß berücksichtigen. Da Unterschiede zwischen den bei diesen Verfahren angenommenen und den in den Versuchen beobachteten Gleitflächen aufgetreten waren, wurde eine Modifizierung des Verfahrens nach BUCHWALD vorgenommen.

Die Versuche ergaben im unteren Teil der Hinterfüllung flachere Gleitflächen als die Zwangsgleitfläche und damit einen größeren Gesamterddruck, als er mit dem Verfahren nach BUCHWALD berechnet wird. Dem Rechnung tragend wird der Erddruck nach dem modifizierten Verfahren von BUCHWALD wie folgt berechnet:

In der Tiefe $t = t_{\text{unbegrenzt}} = b \cdot \tan(\vartheta_2)$ beträgt die Spannungsordinate: $e_1 = k_{\text{agh}} \cdot \gamma \cdot t_{\text{unbegrenzt}}$,
am Wandfuß ($t = h$) beträgt sie:

$$e_2 = \frac{E_2}{h} \text{ mit } E_2 = G \cdot \frac{\sin(\vartheta_2 - \varphi) \cdot \cos \delta}{\cos(\varphi + \delta - \vartheta_2)} \text{ und } \vartheta_2 \dots \text{ Neigung der Zwangsgleitfläche.}$$

Der Gesamterddruck ergibt sich zu:
$$E_{\text{mod Bu}} = \frac{e_1}{2} \cdot t_{\text{unbegrenzt}} + \frac{e_1 + e_2}{2} \cdot (h - t_{\text{unbegrenzt}}).$$

In den Abbildungen 9 und 10 sind die Erddruckverteilungen aus den Versuchen und den aufgeführten Berechnungsverfahren für die Hinterfüllungsbreiten 8,3 cm und 5 cm für den „aktiven Zustand“ dargestellt. Man kann deutlich erkennen, daß nur die Erddruckverteilungen

nach JANSSEN/KOENEN und dem modifizierten Verfahren von BUCHWALD den Versuchsergebnissen nahekomen.

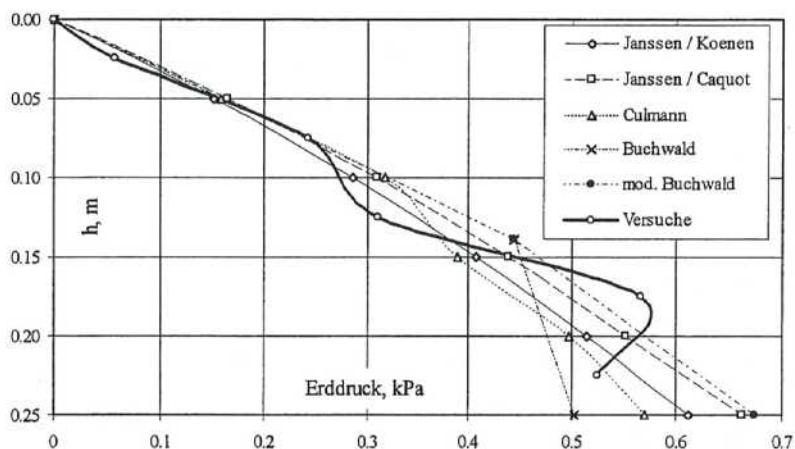


Abbildung 9: Vergleich der Erddruckverteilungen im „aktiven Zustand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 8,3$ cm

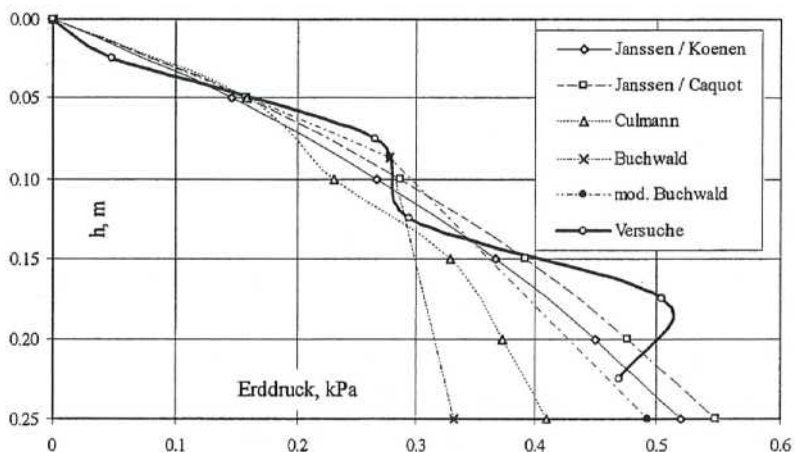


Abbildung 10: Vergleich der Erddruckverteilungen im „aktiven Zustand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 5$ cm

Beide Verfahren sind also grundsätzlich zur Berechnung des aktiven Erddrucks auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite geeignet. Da aber das modifizierte Verfahren von BUCHWALD auf der Erddrucktheorie beruht, hat es gegenüber der Silotheorie entscheidende Vorteile:

- Der Ansatz einer Kohäsion entlang der Gleitfläche ist problemlos möglich.
- Auflasten auf der Hinterfüllungsoberfläche können analog zur Erddruckberechnung bei unbegrenzter Hinterfüllungsbreite in die Rechnung einbezogen werden.
- Die Berechnung ist sehr einfach und anschaulich.

Quellenverzeichnis

- [1] Buchwald, M.: Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung
Beton und Eisen, 1919, Heft 2/3, S. 21-24;
- [2] Culmann, C.: Die graphische Statik
1. Auflage, 1865
Original nicht eingesehen, Inhaltsangabe nach [7];
- [3] Janssen, H. A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen
VDI-Zeitschrift Jg. 39 (1895), S. 1045
Original nicht eingesehen, Inhaltsangabe nach [8];
- [4] Keppner: Erddruck auf Parallelfügel
Die Bautechnik (1929) 29, S. 404-405;
- [5] Koenen, M.: Berechnung des Seiten- und Bodendruckes in Silozellen
Centralblatt der Bauverwaltung, 1896, S. 446
Original nicht eingesehen, Inhaltsangabe nach [8];
- [6] Melix, P.: Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der
Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 103, 1987;
- [7] Metzner, Th.: Beitrag zur Erddruckermittlung bei Stützwänden mit begrenzter Hinterfüllung
Dissertation an der TH Wismar, 1989;
- [8] Pieper, K. /Wenzel, F.: Druckverhältnisse in Silozellen
Verlag E. & S., 1964;

- [9] Winkler, E: Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche.
Verlag R. V. Waldheim, Wien, 1872
Original nicht eingesehen, Inhaltsangabe nach [7]

Modellversuche zum Erddruck auf unverankerte Verbauwände

A. Schürmann / H.L. Jessberger

Ruhr-Universität Bochum

1. Einführung und Problemstellung

Seit den Dreißiger Jahren dieses Jahrhunderts stehen für die Bemessung von unverankerten durchlaufenden Verbauwänden wie z.B. Stahl-Spundwände verschiedene Berechnungsverfahren zur Verfügung. Allen Verfahren gemeinsam ist die Annahme, diese Verbauwände bezüglich ihrer Belastung unabhängig von ihrer Steifigkeit mit der aktiven Erddruckverteilung zu bemessen. Es ist jedoch aus Modellversuchen hinreichend bekannt, daß diese aktive lineare Erddruckverteilung nur für den Sonderfall der Fußpunktdrehung einer starren Wand zutrifft. Hinweise aus der Literatur lassen an der Gültigkeit dieser linearen Erddruckverteilung für flexible Verbauwände Zweifel aufkommen. Es stellt sich die Frage inwieweit die Steifigkeit der Verbauwand einen Einfluß auf die aktive Erddruckverteilung besitzt.

Trotz der allgemein üblichen Bemessung gegen den Grenzzustand des Systems sind Versagenszustände bei diesem Wandtyp kaum bekannt. Dies läßt auf größere bisher noch nicht näher bezifferte Reserven des Systems schließen. Aus diesem Grund sind an der Ruhr-Universität Bochum Zentrifugen-Modellversuche zu dieser Problematik durchgeführt worden, deren Ergebnisse auszugsweise in diesem Aufsatz vorgestellt werden. Durch diese Versuche können die Sicherheiten bei der bisherigen Bemessung einer unverankerten flexiblen Verbauwand aufgezeigt werden. Auf Grundlage dieser Ergebnisse ist ein Berechnungsverfahren entwickelt worden, daß die wichtigen Einflußgrößen einer flexiblen Verbauwand berücksichtigt und den bisherigen Berechnungsansatz erweitert.

Um das Tragverhalten einer unverankerten durchlaufenden Verbauwand zu verdeutlichen, ist in Bild 1 das Kräftespiel an einer unverankerten starren Wand dargestellt. Die starre Wand wird sich um einen unterhalb der Baugrubensohle liegenden Punkt drehen. Dabei kommt es oberhalb des Drehpunktes zur Ausbildung von Bruchzonen im aktiven und passiven Bereich. Auf der Geländeseite entfernt sich die Verbauwand vom Boden, ein aktiver linearer Bruchkörper entsteht. Die Verschiebung reicht in jedem Fall aus um den Erddruckbeiwert auf seinen Grenzwert K_a abfallen zu lassen. Auf der Baugrubenseite wird der Boden vor der

Wand verdichtet und aufgeschoben, es kommt zur Ausbildung eines gekrümmten Gleitkörpers. Die Verschiebung reicht aus, um im oberen Teil der Einbindetiefe den passiven Erddruck mit dem Grenzwert K_p ansteigen zu lassen. Zum Drehpunkt hin nimmt die Verschiebung ab, der Erddruckbeiwert verringert sich folglich bis auf die Größe des Ruhedruckes. Unterhalb des Drehpunktes kehren sich die Bewegungsrichtungen um, so daß auf der Geländeseite eine Verdichtung des Bodens eintritt, was einen Erddruckanstieg zur Folge hat. Baugrubenseitig ist eine Auflockerung des Bodens zu erkennen, der Erddruckbeiwert wird sich unterhalb des Drehpunktes vom Ruhedruckbeiwert weiter verringern. Die Erddruckkräfte und ihrer horizontalen Wirkungsrichtungen für die einzelnen Zonen sind in dieser Darstellung mit E gekennzeichnet.

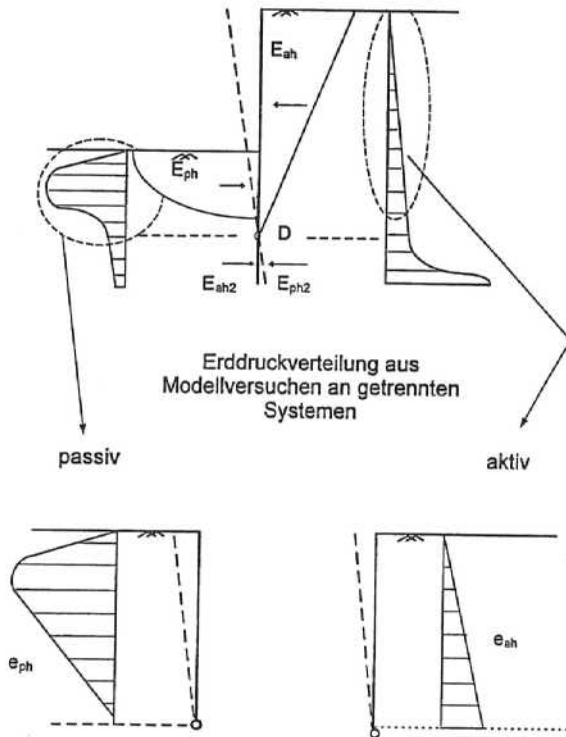


Bild 1: Angenommenes Kräftespiel an einer unverankerten starren Wand (vereinfacht nach Ohde, 1938)

Ermittelt wurden diese Erddruckverteilungen in Modellversuchen an getrennten Systemen, wobei die Wand im Drehpunkt getrennt wurde und die Wände idealen Rotationen ausgesetzt wurden. Errechnet man sich aus den aktiven Verschiebungen die Dehnungen im Bruchkörper, so erhält man eine gleichförmige horizontale Dehnungsverteilung innerhalb des Bruchkörpers, da sowohl der Bruchkörper als auch die Verschiebung einen linearen Verlauf besitzen. Diese lineare Dehnungsverteilung korrespondiert mit einem linearen Erddruckverlauf, welche sich nur für diesen Fall der aktiven Fußpunktdrehung einer starren Wand einstellt. Für den Fall einer Verbiegung ist diese lineare Dehnungsverteilung nicht mehr gegeben, es kommt zu Dehnungsdifferenzen innerhalb des Bruchkörpers, dessen Auswirkungen Gegenstand dieser Untersuchungen sind.

Zu diesen Auswirkungen an flexiblen Wänden gibt es unterschiedliche Angaben in der Literatur. Untersuchungen an dem Gesamtsystem einer eingespannten unverankerten Verbauwand, bei welcher eine aktive Erddruckverteilung bestimmt wurde, sind nur sehr vereinzelt durchgeführt worden. Systematische Reihenuntersuchungen unter realen Spannungsbedingungen fehlen bisher. Schematische Untersuchungsergebnisse verschiedener Autoren sind in Bild 2 dargestellt, welche sich nur auf die freie Wandhöhe konzentrieren.

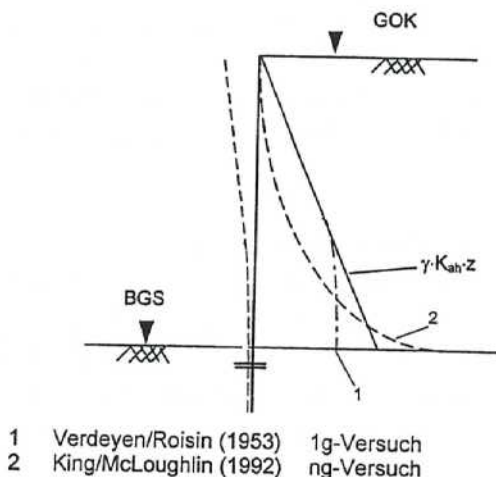


Bild 2: Mögliche Erddruckverteilungen auf den freien Wandteil nach verschiedenen Autoren

Im Bereich der unteren Wandhälfte weicht die Verformungsfigur einer flexiblen Wand durch eine stärkere Krümmung von einer linearen Verformung ab. In diesem Bereich zeigen die Untersuchungen von Verdeyen/Roisin (1953) an 1g-Modellwänden eine Abnahme der aktiven Erddruckspannungen. Untersuchungen von King/McLoughlin (1992) in einer Großzentrifuge weisen dagegen aufgrund der Biegemomentenverteilung auf einen parabolischen Erddruckverlauf hin.

Großversuche an unverankerten Wänden sind bisher nicht durchgeführt worden. Einzig erwähnenswert ist hier ein Großversuch von v. Wolfersdorff (1994) an einer verankerten Spundwand, deren erste Bauzustände bis zum Ankereinbau ausgewertet wurden. Hier zeigte sich ein Erddruckanstieg im Bereich der Baugrubensohle. Insgesamt muß festgehalten werden, daß weitere Untersuchungen dringend notwendig sind, um mögliche Umlagerungseffekte genauer erfassen zu können.

Weit mehr Untersuchungen sind dagegen zur Entwicklung der Erddruckverteilung im Einspannbereich ausgeführt worden. Zu nennen sind hier Versuche v. Rifaat (1935), Rowe (1951) und Wiendieck (1962), welche zu unterschiedlichen Spannungsansätzen und damit Bemessungsverfahren führten. In Deutschland ist bis heute der Ansatz v. Blum aus dem Jahr 1931 gebräuchlich (Bild 3), bei dem der Erddruck unterhalb der Baugrubensohle durchgehend bis zum Drehpunkt der Wand linear mit dem Grenzwert $K_p \cdot K_a$ berechnet wird. Die Spannungen unterhalb des Drehpunktes werden in eine Ersatzkraft C einbezogen. Als Belastung wird der aktive Erddruck oberhalb der Baugrubensohle durch eine Horizontalkraft Q_0 und ein Moment M_0 ersetzt.

Schon früh ist Kritik an dem Berechnungsmodell aufgeworfen worden, da ohne Einführung von Sicherheitsbeiwerten der volle passive Erddruck angesetzt wird. Trotzdem haben sich in der Vergangenheit die so bemessenen Wände als durchweg standsicher erwiesen. Weißenbach (1977) führt diese versteckte Sicherheit auf die ungünstige Annahme der Hebelarme zurück, welche bei Annahme eines linearen passiven Erddruckansatzes auftreten. Ebenfalls werden Einflüsse von scheinbarer Kohäsion und Unterschätzung des Reibungswinkels genannt. Eigene Vermutungen gehen davon aus, daß eine durch Erddruckumlagerungen hervorgerufene Veränderung der aktiven Erddruckbelastung bei flexiblen Verbauwänden maßgeblich mit zu der versteckten Sicherheit beiträgt. Hierzu wurden Versuche am Gesamtsystem unter gleichzeitiger Modellierung der freien Wandhöhe

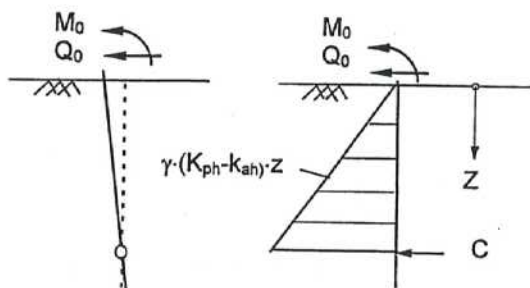


Bild 3: Schematische Darstellung des Berechnungsansatzes nach Blum (1931)

und des Einpännbereiches durchgeführt, um auch Wechselwirkungen zwischen diesen Bereichen zu erfassen. Diese Versuche sollen klären, ob durch Verformungsdifferenzen Umlagerungen entstehen können und welche die entscheidenden Einflußparameter sein können. Weiterhin ist zu bedenken, ob Bruchzonen im Einspannbereich der Wand sich überlagern und eine gegenseitige Beeinflussung stattfindet.

2. Versuchsdurchführung

2.1 Zentrifugenmodelltechnik

Für die Durchführung von Versuchen zu dieser Problematik stehen grundsätzlich drei Versuchstechniken zur Verfügung (1g-Modellversuche, Zentrifugen-Modellversuche auch ng-Modellversuche genannt sowie Großversuche). In dieser Versuchsreihe wurde die Zentrifugen-Modelltechnik angewendet, welche entscheidende Vorteile bietet. Im Zentrifugenmodell werden die Spannungen erzeugt, welche einem großmaßstäblichen Prototyp entsprechen. Dadurch ist es möglich, daß nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten Bodens in idealer Weise abzubilden. Ein weiterer Vorteil ist durch die Verkleinerung gegeben, welche kostengünstige Reihenuntersuchungen unter definierten Randbedingungen zuläßt. Die Bodenparameter des Versuchsbodens sind genau bekannt. So sind gezielte Variationen von Einflußgrößen möglich, welche im Großversuch aus Wirtschaftlichkeitsaspekten ausgeschlossen sind. Ein weiterer Vorteil dieser Versuchstechnik sind die nicht vorhandenen Einflüsse aufgrund schwankender Umweltbedingungen, da diese Versuche unter Laborbedingungen stattfinden. Der interessierte Leser findet in Jessberger (1992) eine Beschreibung der in Bochum vorhandenen Technik und deren Einsatzgebiete.

2.2 Versuchsaufbau und Durchführung

In Bild 4 ist der schematische Versuchsaufbau gezeigt. Der gewählte Modellmaßstab der Hauptversuche wurde mit 1:30 festgelegt. Dies bedeutet für die spannungsgleiche Modellierung, daß das Beschleunigungsniveau $n=30$ beträgt. Der Radius der Zentrifuge ist mit 4,125 m sehr groß, so daß nur minimale Unterschiede im Beschleunigungsfeld über die Wandhöhe entstehen. Gezeigt wird ein Schnitt durch den Modellcontainer.

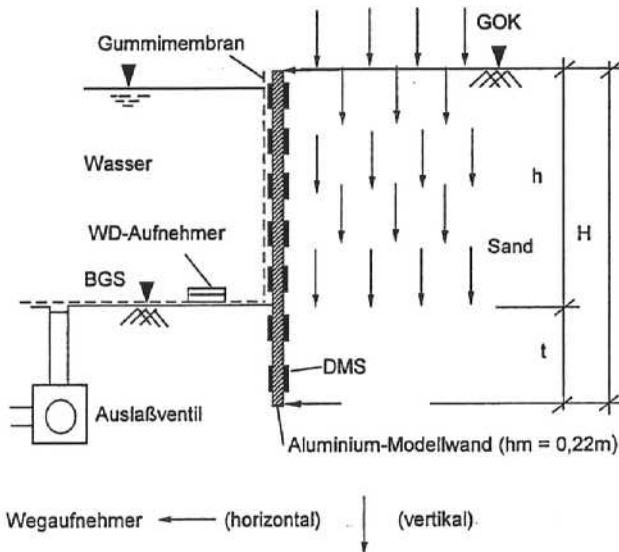


Bild 4: Schnitt durch den Versuchsaufbau

Dargestellt ist die mit Dehnungsmessstreifen bestückte Versuchswand, welche so verschaltet ist, daß eine direkte Messung der Biegemomente erfolgt. Der Einsatz von Druckmessdosen ist in diesem Versuchsaufbau nicht ratsam, da sich ungewollte Steifigkeitsänderungen des Wandsystems ergeben würden. Die Modellwand besteht aus Aluminiumblechlamellen mit einer Modellhöhe von 22 cm. Die Aufteilung in Lamellen besitzt den Vorteil, daß Randeinflüsse auf die mittige Meßlamelle ausgeschlossen werden. Zur Reibungsminimierung

werden an den Rändern des Containers polierte Glasscheiben eingesetzt. Auf der Geländeseite ist die Wand bis zur Oberkante mit Sand verfüllt, auf der Baugrubenseite bis zur gewählten Einbindetiefe t . Die Stützung der Wand wird beim Beschleunigen der Zentrifuge über ein Fluid vorgenommen, was den derzeitigen Stand der Zentrifugenmodelltechnik darstellt. Aus Gründen der Umweltverträglichkeit wurde Wasser als Medium ausgesucht. Nach dem Erreichen des gewählten Beschleunigungsniveaus wird das Wasser stufenweise aus einem Ventil bis zur vollständigen Entleerung der Gummimembran abgelassen. Über einen Wasserdruckaufnehmer kann zu jedem Zeitpunkt der Wasserstand in der Membran kontrolliert werden. Zur Messung der horizontalen Wandverformung werden zwei horizontale Wegaufnehmer am Modellwandkopf und -fuß angebracht. Die Aufnahme des vertikalen Verschiebungsfeldes erfolgt ebenfalls mittels induktiver Wegaufnehmer. Diese sind in dieser Schemazeichnung in eine Ebene projiziert, im Versuch sind diese über die Containerbreite versetzt angeordnet.

Als entscheidende Einflußparameter auf die Erddruckentwicklung werden die folgenden Parameter angesehen. In den Versuchen wurde durch Variation der Einfluß der Lagerungsdichte des Versuchssandes sowie der Einfluß der bezogenen Einbindetiefe t/H auf die Biegemomentenentwicklung bestimmt. Durch Verwendung verschieden starker Wandmodelle wurde ebenfalls der Einfluß der Biegesteifigkeit untersucht. Nachfolgend sind die Variationsbreiten der Einzelparameter aufgeführt:

Lagerungsdichte Modellsand [-]	$D \approx 0,5; 0,7; 0,9$
bez. Einbindetiefe t/H [-]	$t/H = 0,27; 0,3; 0,5$
Wandsteifigkeit Prototyp [kN/m^2]	$EI = 2461; 4253; 7142$

2.3 Datenaufbereitung

Die Bestimmung des Momentes erfolgt aus der doppelten Biegedehnung als Meßgröße, welche dann als Ausgangsgröße für die weitere Datenaufbereitung verwendet wird. Dabei hat sich als wirkungsvolle Methode die zweifache Differentiation von kubischen Ausgleichsplines gezeigt. Durch die Einzelmeßwerte werden stückweise Polynome 3. Ordnung gelegt, welche an den Rändern gewissen Übergangsbedingungen genügen. Die

Verwendung von kubischen Ausgleichssplines besitzt verschiedene Vorteile gegenüber der Verwendung von Ausgleichspolynomen.

1. Geringes Oszillieren der Momentenfunktion aufgrund der niedrigen Ordnung des Ausgleichspolynoms führt zu sehr glatten Kurven
2. Möglichkeit der Gewichtung von einzelnen fehlerbehafteten Meßgrößen. So können sichere Meßgrößen stärker gewichtet werden, unsichere oder fehlerbehaftete Größen dagegen mit niedrigen Faktoren belegt werden.

Prinzipiell werden die Meßwerte mit einer sehr hohen Gewichtung von $w=1000$ festgehalten, da eine niedrige Gewichtung aller Stützstellen zu einer Unterschätzung der Biegemomente im Bereich von starken Krümmungen führt. Einzelne stark abweichende Meßwerte können mit dieser Methode ausgeglichen werden. Die Erddruckverteilung wird dann durch die zweifache Ableitung dieser Ausgleichssplines erhalten. Unterhalb der Baugrubensohle ermittelt man mit dieser Methode den resultierenden Erddruck auf die Wand.

Um die Biegelinie der Verbauwand bestimmen zu können, werden die Momentenfunktionswerte mit Hilfe der Trapezformel unter Einbeziehung von den gemessenen Verformungen am Wandfuß und -kopf zweimal numerisch integriert.

3. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

3.1 Allgemeines

Die Qualität der Meßergebnisse wird am Beispiel der Versuche mit einer bezogenen Einbindetiefe t/H von 0,27 und dichter Lagerung in Bild 5 gezeigt. Aufgetragen sind die reinen unbehandelten Momentenmeßgrößen vor der Splineanpassung für drei Versuche über die Wandhöhe. Über die gesamte Wandhöhe sind nur geringe Abweichungen zu erkennen, welche im Bereich versuchsbedingter Schwankungen liegen. Insgesamt ist die Reproduzierbarkeit der Versuche als gut zu bezeichnen.

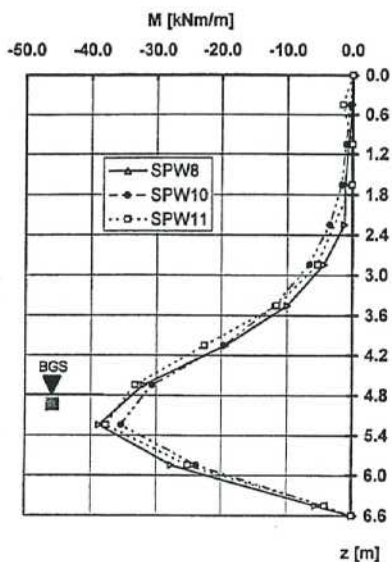


Bild 5: Momentenverläufe für drei Vergleichsversuche ($t/H=0,27$)

Um mögliche Beeinflussungen der Meßergebnisse aufgrund von Maßstabeffekten ausschließen zu können, wurden in einer Serie von Versuchen der gleiche Prototyp in unterschiedlichen Maßstäben modelliert („Model the model“-Technik). Der Modellmaßstab bzw. das Beschleunigungsniveau wurde zwischen $n=15$ und $n=50$ variiert. Den unterschiedlichen Maßstäben entsprechend wurde hierzu das Beschleunigungsniveau angepaßt. Tabelle 1 zeigt die Randbedingungen der Versuche.

Tabelle 1: Versuche mit geändertem Modellmaßstab nach Marquaß (1997)

Versuchs- bezeichnung	Maßstab/ g-Niveau	Wandhöhe (Modell)	Wandstärke (Modell)	Wichte	Maximal- moment	Höhe des Momentes
[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kNm/m]	[m]
SPWG2	15	0,44	0,005	16,30	36,42	5,10
SPWG3	15	0,44	0,005	16,27	34,5	5,25
SPWK1	50	0,132	0,0015	16,55	34,28	5,28
SPW35	30	0,22	0,0025	16,48	42,61	5,25

In Bild 5a sind die in den „Model the model“-Versuchen gemessenen Biegemomentenverteilungen aufgetragen. Abgesehen von der im Versuch SPW35 gemessenen Verteilung liegen die Ergebnisse in einer engen Bandbreite. Systematische, für einen Maßstabseffekt typische Abweichungen sind nicht erkennbar. Stellt man diese Momentenverteilungen den in Bild 5 an Wänden mit einer höheren Steifigkeit gewonnenen Biegemomentenverteilungen gegenüber, wird deutlich, daß Abweichungen außerhalb der versuchsbedingten Streubreite nicht zu identifizieren sind. Gleichzeitig wird erkennbar, daß die im Versuch SPW 35 gemessenen Momente besonders im Bereich des Maximalmomentes auffallend hoch sind.

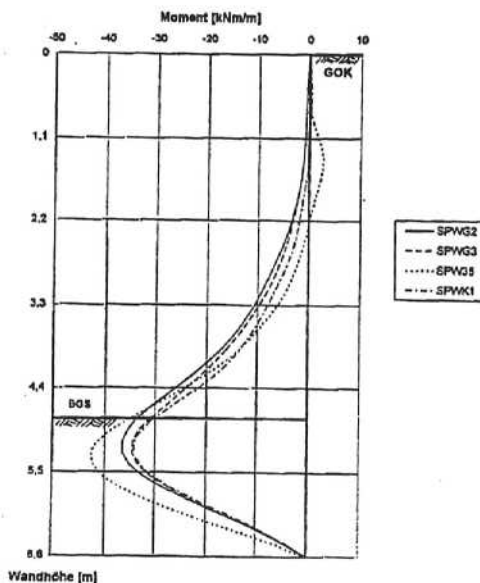


Bild 5a: Vergleich der Biegemomente über die Wandhöhe für Versuche mit unterschiedlichen Modelmaßstäben (aus Marquäß 1997)

3.2 Einfluß der Lagerungsdichte D auf die Erddruckverteilung

Gezeigt werden in Bild 6 die Momenten- und Erddruckverteilung für drei verschiedene Lagerungsdichten ($D=0,5$ locker, $D=0,7$ mitteldicht und $D=0,9$ dicht) bei konstanter Einbindetiefe von $t/H=0,5$. Die Punkte im linken Diagramm zeigen die Meßwerte der

Biegemomente, die Kurven beschreiben die Ausgleichssplines. Auch hier ist die sehr gute Anpassung der Ausgleichskurven an die Meßwerte zu erkennen. Mit abnehmender Lagerungsdichte vergrößern sich die Biegemomente aufgrund der Reibungswinkelabnahme des Bodens.

Die daraus abgeleiteten aktiven Erddrücke im freien Wandbereich nehmen ebenfalls mit geringer werdender Lagerungsdichte des Versuchsbodens zu. Im Einspannbereich der Wand werden mit geringer werdender Lagerungsdichte größere Druckbereiche aktiviert, wobei die Spannungsspitzen kleinere Ordinaten gegenüber den Vergleichsversuchen in tieferen Wandbereichen aufweisen. Für die Versuche mit dichter Lagerung erfolgt die Aktivierung der passiven Druckspannungen in einem Bereich wenig unterhalb der Baugrubensole. Bei niedriger Lagerungsdichte liegt der Spannungsnullpunkt im Bereich der Einspannung sehr nahe am Wandfuß, was auf einen sehr tief liegende Drehpunkt der Wand deutet. Dagegen liegt bei hoher Lagerungsdichte der Spannungsnullpunkt sehr viel höher, die Druckspitze am Wandende ist weit weniger deutlich ausgeprägt.

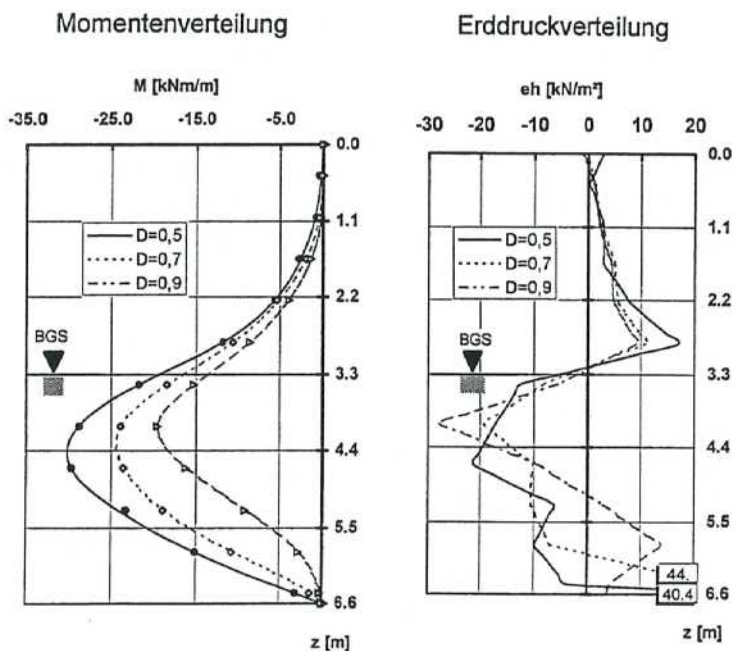


Bild 6: Einfluß der Lagerungsdichte auf die Verteilung von Biegemoment und Erddruck

3.3 Einfluß der bezogenen Einbindetiefe t/H auf die Erddruckverteilung

In der Abbildung 7 sind die Momenten- und Erddruckverteilungen für zwei verschiedene Einbindetiefe von $t/H = 0,27$ und $0,5$ bei konstant dichter Lagerung dargestellt. Die Gesamtwandhöhe ist mit $6,6$ m für beide Versuche identisch. Für den freien Wandteil ergibt sich ein unerwarteter Momentenverlauf für den Vergleich der beiden Versuche. Im Versuch mit niedriger Einbindetiefe liegen die gemessenen Biegemomente im freien Wandteil unter denen des Vergleichsversuches mit hoher Einbindetiefe. Gemäß der Coulomb'schen Verteilung müßten sich für beide Versuche jedoch gleiche Ordinaten im freien Wandteil ergeben.

Im weiteren Verlauf ist für die Wand mit geringerer Einbindung das maximale Moment etwa doppelt so groß wie für die Wand mit hoher Einbindetiefe. Dies führt zu einer erheblichen größeren Spannungskonzentration im passiven Wandbereich unterhalb der Baugrubensohle. Diese stärkere Aktivierung der passiven Erddruckspannungen ist erwartungsgemäß auf die größeren Verschiebungen der Wand mit der geringeren Einbindung zurückzuführen.

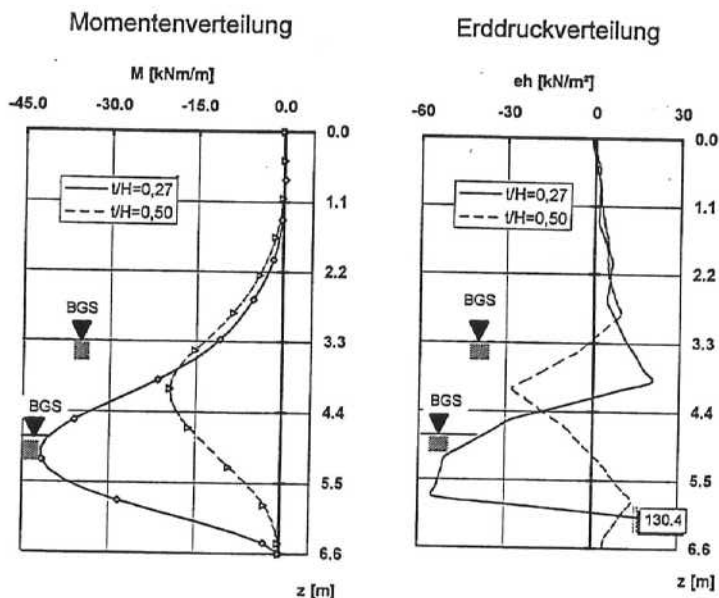


Bild 7: Einfluß der bezogenen Einbindetiefe auf die Verteilung von Biegemoment und Erddruck

3.3 Einfluß der Wandsteifigkeit EI auf die Erddruckverteilung

In Bild 8 sind für zwei repräsentative Versuche die Biegemomenten- und Erddruckverläufe nebeneinander dargestellt. Die Wandsteifigkeit EI der biegeweicheren Wand wird als Bezugsgröße zu 1 gesetzt. Die starre Wand besitzt eine Vergleichssteifigkeit von 1,75. In beiden Versuche ist der Versuchssand mit hoher Lagerungsdichte eingebracht sowie eine bezogene Einbindetiefe von $t/H = 0,5$ modelliert worden.

Der abgebildete Momentenverlauf der biegeweicheren Wand liegt an allen Stellen unterhalb des Verlaufes der steifen Wand, sowohl im Bereich der Baugrubensohle als auch im Bereich des Maximalmomentes. Interessant ist die Erddruckentwicklung der biegeweichen Wand im Bereich der freien Wandhöhe. Auf eine fast konstante Verteilung in den oberen 2/3 des freien Wandbereiches folgt eine starke Spannungskonzentration im Bereich oberhalb der Baugrubensohle. Eine weitere Spannungsspitze ist auf der passiven Seite direkt unterhalb der Baugrubensohle zu beobachten. Der Spannungsnulldurchgang liegt in der ersten Hälfte der Einbindetiefe. Weiterhin ist noch ein zweiter Nulldurchgang in einer Tiefe von $0,8 H$ zu erkennen.

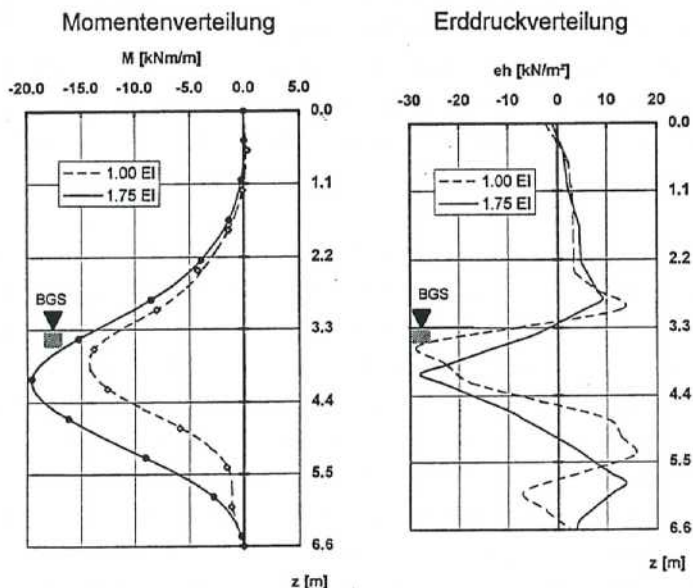


Bild 8: Einfluß der Wandsteifigkeit auf die Verteilung von Biegemoment und Erddruck

Die Spannungsspitze der starren Wand im passiven Erddruckbereich liegt deutlich tiefer. Der Spannungsabbau erfolgt weniger schnell, es ist nur ein Nulldurchgang unterhalb der Baugrubensohle zu beobachten. Es ist zu vermuten, daß die Spannungsspitze gerade oberhalb der Baugrubensohle auf eine Umlagerung des Erddruckes von den Wandbereichen mit großen Verformungen hin zu den feststehenden Bereichen in der Nähe der Baugrubensohle zurückzuführen ist.

3.4 Vergleich von gemessenen und berechneten Biegemomenten

Stellt man die Versuchsergebnisse im Vergleich zu berechneten Biegemomenten dar, so ergibt sich folgendes Bild. Aufgetragen sind in Bild 9 die gemessenen Momente in Höhe der Baugrubensohle und das Maximalmoment sowie die vergleichbaren berechneten Größen, welche mit dem Verfahren nach Blum und linearem Erddruckansatz ermittelt wurden. Auf der Abszisse ist die dimensionslose bezogene Einbindetiefe aufgetragen, die Ordinate gibt das Verhältnis von berechnetem zu gemessenem Moment wieder. Die schraffierten Bereiche kennzeichnen die Streubreite der Versuchsergebnisse, worin die Unterschiede in der Lagerungsdichte und der Wandsteifigkeit zum Ausdruck kommen. Die nicht ausgefüllten Kreise markieren den Mittelwert aller Versuche als Verhältniswert in Bezug auf die Maximalmomente. Der ausgefüllte Kreis kennzeichnet das Momentenverhältnis in Höhe der Baugrubensohle.

Für eine bezogene Einbindetiefe von $t/H=0,27$ ergibt sich für das Maximalmoment ein Verhältniswert im Mittel von 2,12, was einer sehr großen Überbemessung der Wand entspricht. Das Verhältnis in Höhe der Baugrubensohle weist mit 1,70 im Durchschnitt aller Versuche für diese Einbindetiefe ebenfalls eine rechnerische Überschätzung des Biegemomentes auf. Für eine bezogene Einbindetiefe von $t/H=0,5$ werden rechnerisch sowohl für die Maximalmomente als auch für die Momente in Höhe der Baugrubensohle etwa 40% größere Ordinaten ermittelt. Dies bedeutet, daß mit Vergrößerung der Einbindetiefe die Momentenabweichung gegenüber den rechnerisch ermittelten Werten abnimmt. Da bis in Höhe der Baugrubensohle als angreifende Spannung nur die aktive Erddruckverteilung in Frage kommt, muß in diesem Bereich eine Spannungsänderung stattfinden, welche zu deutlich verringerten Momenten führt. Die aufgetragene Größe ΔI beschreibt allein die Überschätzung der Biegemomente infolge der unzureichenden Erddruckannahmen in diesem

freien Wandbereich. Die Größe $\Delta 2$ zwischen dem Momentenverhältnis in Höhe der Baugrubensohle und dem Verhältnis in Höhe des Maximalmomentes beinhaltet auch die Biegemomentenreserven bei der Bemessung nach Blum, welche aufgrund der unzureichenden Abbildung der Einspannverhältnisse entstehen. Für eine bezogene Einbindetiefe von 0,5 ergibt sich die Größe $\Delta 2$ zu Null, so daß für diese Einbindetiefe die Vereinfachungen im Einspannbereich nach Blum in etwa zutreffend sind.

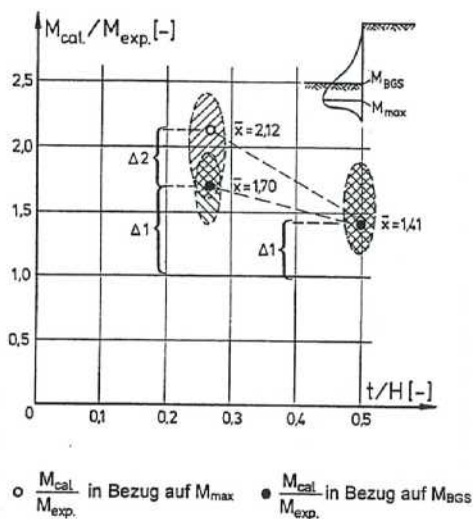


Bild 9: Vergleich von berechneten zu gemessenen Biegemomenten

4. Entwicklung eines Berechnungsansatzes

Aus den Versuchsergebnissen insbesondere aus dem Vergleich gemessener zu berechneter Momente ist zu schließen, daß sich eine gegenüber der klassischen Erddruckbelastung veränderte Erddruckverteilung einstellt, je größer der Steifigkeitsunterschied des Boden-Wandsystems sich ergibt. Diese Abweichungen könnten durch Umlagerungsvorgänge hervorgerufen werden, wobei sich der Erddruck von sehr nachgiebigen Bereichen der freien Wandhöhe auf feststehende Bereiche in Höhe der Baugrubensohle und darunter umlagert. Hierauf weisen die in den Bildern 6, 7 und 8 dargestellten Erddruckverteilungen hin. Wie mit Hilfe der Versuchsvariationen gezeigt, ist der Erddruck nicht nur eine Funktion der Tiefe

sowie der Bodenwichte und des aktiven Erddruckbeiwertes (Wandreibung und Reibungswinkel) sondern indirekt auch abhängig von der Lagerungsdichte, der bezogenen Einbindtiefe sowie der Wandsteifigkeit. Die großen Abweichungen der rechnerisch ermittelten Momente zu den gemessenen Momenten geben Anlaß, eine Modifikation des Erddruckansatzes in diesem Bereich vorzunehmen. Dem vorgeschlagenen Erddruckansatz für eine flexible Verbauwand liegen folgende Annahme zugrunde (Bild 10):

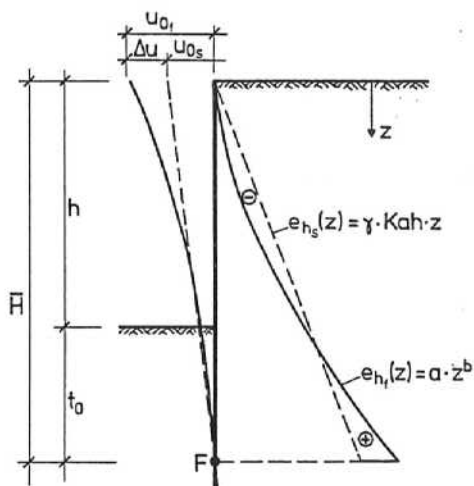


Bild 10: Angenommene Verformungen und Erddrücke auf eine starre bzw. flexible Wand

- Auf eine starre Wand wirkt eine linear zunehmende Erddruckbelastung von

$$e_{ah_s}(z) = \gamma \cdot K_{ah} \cdot z \quad (1)$$

- Auf flexible Wände wirkt von der Oberkante bis zum theoretischen Einspannpunkt F eine in Abhängigkeit des Verhältnisses Steifigkeit Boden/Bauwerk mehr oder weniger ausgeprägte parabolische Erddruckbelastung

$$e_{ah_r}(z) = a \cdot z^b \quad (2)$$

•Die Größe der gesamten, von der Oberkante der Wand bis zum theoretischen Fußpunkt wirkenden aktiven Erddruckkraft ist unabhängig von dem Steifigkeitsverhältnis Boden/Bauwerk und kann nach der klassischen Erddrucktheorie ermittelt werden. Diese Annahme wird durch die vorgestellten Versuchsergebnisse und die dargestellten Erddruckverteilungen unterstützt. Da unterhalb der Baugrubensohle aus den Experimenten ausschließlich die resultierende Erddruckbelastung erfaßt wird, nicht aber zwischen der aktiven und passiven Belastung unterschieden werden kann, kann der vorgeschlagene Erddruckansatz für diesen Bereich nicht nachgewiesen werden.

Im folgenden müssen nun die Parameter a und b bestimmt werden. Die Bestimmung des Parameters a erfolgt durch Integration der Erddruckspannungen über die Wandhöhe bis zum Drehpunkt der Wand und durch Gleichsetzen der Integrale.

$$E_{ahs} = \int_0^{\bar{H}} \gamma \cdot K_{ah} \cdot z \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot z^2 \right]_0^{\bar{H}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot \bar{H}^2 =$$

$$E_{ahf} = \int_0^{\bar{H}} a \cdot z^b \cdot dz = \left[\frac{a}{b+1} \cdot z^{b+1} \right]_0^{\bar{H}} = \frac{a}{b+1} \cdot \bar{H}^{b+1} \quad (3)$$

Aus der Bedingung $E_{ahf} = E_{ahs}$ läßt sich der Parameter a berechnen.

$$a = \frac{b+1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot \frac{1}{\bar{H}^{(b-1)}} \quad (4)$$

Für das starre Wandsystem ergibt sich mit $b=1$ der Vorfaktor $a = \gamma \cdot K_{ah}$. Bei flexiblen Wänden geht neben den bekannten bodenmechanischen Größen wie Wichte und Seitendruckbeiwert ebenfalls der Exponent b sowie die Wandhöhe \bar{H} in den Vorfaktor a ein. Durch eine größere Wandhöhe bis zum Drehpunkt ergeben sich stärkere Druckumlagerungen im oberen Wandbereich. Der Erddruckverlauf läßt sich somit wie folgt beschreiben:

$$e_{ahf} = \frac{b+1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot \frac{1}{\bar{H}^{(b-1)}} z^b \quad (5)$$

Die Bestimmung des Exponenten b erfolgt empirisch mit Hilfe der Versuchsergebnisse. Unter Variation des Parameters b werden die Erddruckverteilungen bestimmt und die sich ergebenden Biegemomentenverläufe errechnet. Über die Angleichung der errechneten Momentenverläufe bis zur Baugrubensohle an die Ergebnisse der Biegemomentenmessung läßt sich ein Durchschnittswert für den Exponenten b ermitteln. Für die Abschätzung der Einbindetiefe wird mit der sich theoretisch ergebenden Einbindetiefe einer starren Wand bei Ansatz eines linearen Erddruckes gerechnet. Über das Momentengleichgewicht im theoretischen Einspannpunkt F bestimmt sich die Einbindetiefe einer starren Wand zu

$$t_0 = \frac{h}{\sqrt[3]{\frac{K_{ph}}{K_{ah}} - 1}} \quad (6)$$

mit:	t_0	rechnungsmäßige Einbindung einer starren Verbauwand [m]
	h	freie Wandhöhe [m]
	K_{ph}	passiver Erddruckbeiwert [-]
	K_{ah}	aktiver Erddruckbeiwert [-]

Die Ermittlung des Parameters b zeigt, daß dieser sowohl mit zunehmender freier Wandhöhe bei Verringerung der Einbindetiefe als auch bei abnehmender Wandsteifigkeit ansteigt. Die geringsten Werte von ca. 1,25 ergeben sich für den Versuch SPW13 bei lockerer Lagerungsdichte, $t/H=0,5$ und hoher Wandsteifigkeit EI1. Die größten Werte für b ergeben sich aus dem Versuch SPW35 mit hoher Lagerungsdichte, niedriger Einbindung $t/H=0,27$ und relativ weicher Wand EI2. Dies läßt den Schluß zu, daß alle drei Einflußfaktoren den Exponenten b bestimmen. Je weicher sich das System der Verbauwand in Bezug auf die Bodensteifigkeit verhält, desto größer stellt sich der Exponent b dar. Aus diesem Grund wird versucht, den Exponenten b als Funktion dieser Einflußfaktoren abzubilden. Eine Dimensionsanalyse zeigt, daß der Exponent b als Funktion der Einflußgrößen dargestellt werden kann.

Unterstellt man die Abhängigkeit des Exponenten b von den Variationsparametern, so entsteht die folgende Funktion

$$b = f(t/H, EI, D) \quad (7)$$

mit den Dimensionen t [m], H [m], EI [kNm²] und D [-]. Eine Dimensionsanalyse unter Rückführung der Größen t/H auf die Grundgröße \bar{H} , der Höhe bis zum Momentengleichgewicht sowie eine Auftragung der Lagerungsdichte D als Funktion der Bodensteifigkeit E_S ermöglicht es die Systemsteifigkeit zu beschreiben. Der funktionale Zusammenhang sieht damit wie folgt aus:

$$b = f\left(\frac{EI}{E_S \cdot \bar{H}^3}\right) \quad (8)$$

Der Exponent b kann somit über den Quotienten der Bauwerks- zu Bodensteifigkeit dividiert durch die Wandhöhe bis Drehpunkt in der 3. Potenz dargestellt werden. b als Maß für die Größe der Erddruckumlagerung ist direkt von den Steifigkeitsverhältnissen des Gesamtbauwerkes abhängig. Im weiteren wird diese Abhängigkeit als Systemsteifigkeitszahl s des Gesamtsystems bezeichnet.

$$s = \frac{1}{H^3} \cdot \frac{EI}{E_S} [-] \quad (9)$$

Die Bodensteifigkeit E_S wird aus Kompressionsversuchen von Stoffers (1986) bestimmt. Für die in den Zentrifugen-Versuchen vorhandene mittlere Vertikalspannung σ_v ($z=3,3\text{m}$)=55 kN/m² gilt näherungsweise die folgende Abhängigkeit des Steifemoduls von der Lagerungsdichte $E_S=14000 \cdot D$ [kN/m²].

In Bild 11 ist die Abhängigkeit des Exponenten b von der Systemsteifigkeitszahl des Verbausystems aufgetragen. Die über die Systemsteifigkeitszahl s aufgetragenen Exponenten b lassen sich durch eine dreigeteilte Funktion beschreiben. Für Systemsteifigkeitszahlen unter 2 kann das Gesamtsystem als weich beschrieben werden. Es ergeben sich Exponenten in der Größenordnung zwischen 1,7 und 2, was einen parabelförmigen Erddruckverlauf zur Folge hat. Der Schwerpunkt der Erddruckfläche verlagert bei diesen Exponenten in Richtung Baugrubensohle, so daß sich geringere Biegemomente gegenüber dem linearen Erddruckverlauf ergeben. Mit zunehmender Systemsteifigkeitszahl sinkt der Exponent b bis auf einen Grenzwert von 1,0. Für starre Systeme werden sich Parameter in der Größenordnung von etwa 1 ergeben. In den Versuchen ist ein solches Steifigkeitsverhältnis nicht erreicht worden. Im Untersuchungsbereich verringern sich die Funktionswerte des

Steifigkeitsparameters b von 2,0 auf 1,25 mit zunehmenden Steifigkeitszahlen. Die eingesetzte Meßtechnik mit Dehnungsmeßstreifen zur Aufnahme der Randfaserdehnungen und Ermittlung der Biegemomente würde bei einem zunehmend starren System aufgrund zu kleiner Dehnungsgrößen fehleranfällig. Durch die empirisch ermittelten Exponenten b wird eine Bemessungsfunktion geführt, welche in weiten Teilen einer Regressionsgeraden folgt. Als oberer Grenzwert für weiche Systeme wird der Exponent b auf einen Wert von 2,0 beschränkt.

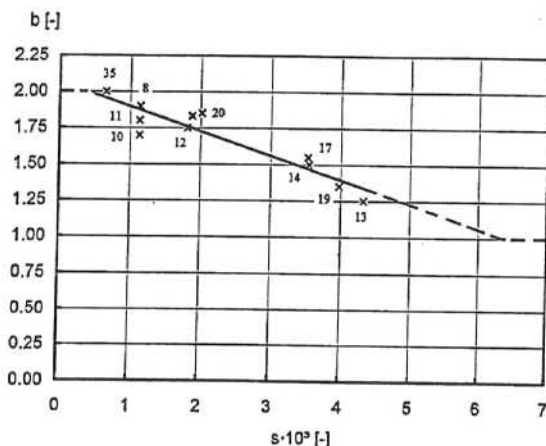


Bild 11: Abhängigkeit des Exponenten b von der Steifigkeitszahl s des Systems

Im Anfangsbereich zwischen Systemsteifigkeiten von 0-0,5 werden die Exponenten b der Bemessungsfunktion auf einen Wert von 2,0 limitiert. Bei einer Größe der Systemsteifigkeit s von 0,5 fällt die Funktion für den Exponenten b linear ab. Der Grenzwert zum Erreichen eines linearen Erddruckverlaufes ($b=1,0$) wird bei einer Systemsteifigkeitszahl s von 6,2 extrapolierend festgelegt.

Eine Gegenüberstellung der Erddruckansätze durch einen Vergleich der Biegemomente zeigt das folgende Bild 12. Dargestellt sind die Biegemomentenverläufe für den Versuch SPW35 mit den aufgeführten Steifigkeitsparametern EI , D und t/H . Mit Hilfe dieser Parameter läßt sich die Systemsteifigkeitszahl zu $s=0,65$ bestimmen und im Diagramm der Parameter $b=1,9$ ermitteln. Die durchgezogene Linie beschreibt die berechnete Momentenlinie auf Grundlage des linearen Erddruckansatzes. Die strichpunktierte Linie zeigt die Momentenlinie infolge des

beschriebenen parabolischen Erddruckansatzes. Zum Vergleich ist die gemessene Momentenlinie ebenfalls aufgeführt. Deutlich zu erkennen ist die sehr große Überschreitung der mit dem linearen Erddruckansatz berechneten Momentenlinien gegenüber den Meßwerten. Dagegen beschreibt die nach dem parabolischen Erddruckansatz ermittelte Momentenlinie sehr gut die gemessene Werte, gerade im Bereich der Baugrubensohle. Im Bereich des Maximalmomentes ist eine geringe Überschreitung des gemessenen Momentes noch zu erkennen. Diese liegt jedoch deutlich unter denen der mit der linearen Erddruckverteilung errechneten Maximalmomenten.

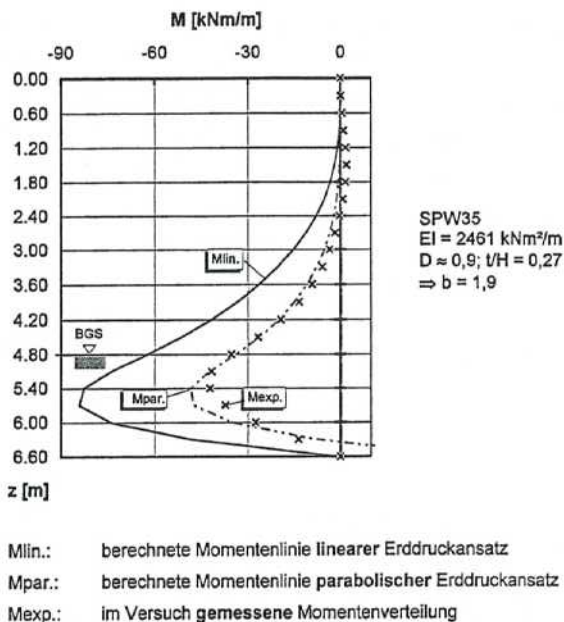


Bild 12: Gegenüberstellung der Erddruckansätze durch Vergleich der Biegemomentenverläufe

5. Zusammenfassung

Die in diesem Aufsatz vorgestellten Ergebnisse sind lediglich zusammengefaßte Ausschnitte aus einer größeren Forschungsarbeit, welche detailliert in Schürmann (1997) beschrieben sind. Es konnte mit Hilfe der Zentrifugen-Modelltechnik gezeigt werden, daß eine

Abhängigkeit der Erddruckentwicklung auf unverankerte flexible Verbauwände von der Lagerungsdichte des einspannenden Bodens, der bezogenen Einbindetiefe und der Wandsteifigkeit besteht. In bisherigen analytische Bemessungsverfahren finden diese Abhängigkeiten keine Berücksichtigung. Die Folge sind deutliche Überschätzungen der Biegemomente bei sehr weichen nachgiebigen Wänden und großem Steifigkeitsverhältnis Wand-Boden. Die gemessenen Biegemomente in Höhe der Baugrubensohle sowie die Maximalmomente weisen deutlich verringerte Ordinaten gegenüber den theoretisch berechneten Biegemomenten auf. Diese geringeren Biegemomente, gerade in Höhe der Baugrubensohle, deuten auf eine Erddruckfigur hin, welche nicht der Coulomb'schen linearen Verteilung entspricht. Die gemessenen Erddruckverteilungen weisen auf eine parabolische Erddruckverteilung bei Umlagerung von sich stark verformenden Wandbereichen zu feststehenden Bereichen in Höhe der Baugrubensohle und der Einspannung hin. Mit dem Ansatz einer zutreffenden Erddruckverteilung wird eine Möglichkeit aufgezeigt, diese verringerten Momente in ein Bemessungsverfahren einfließen zu lassen. Eingangsgrößen für die Erddruckermittlung auf eine unverankerte durchlaufende Verbauwand ist das Verhältnis der Steifigkeit Bauwerk/Boden sowie die Wandhöhe bis zum theoretischen Drehpunkt der Wand. Durch diesen Ansatz können die Biegemomente sowohl im Verlauf als auch in der Größe wirklichkeitsnäher bestimmt werden.

Literaturverzeichnis

- Blum, H. (1931): Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken, Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, Verlag Krüger, Dortmund
- Jessberger H.L. (1992): Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik, Sonderheft Geotechnik
- King, G.J.W.; McLoughlin, J.P. (1992): Centrifuge model studies of a cantilever retaining wall in sand, Retaining structures, C.R.I. Clayton, ed., Thomas Telford, London, England, S. 711-720
- Marquaß, K. (1997): Zentrifugen-Modellversuche zum Tragverhalten einer biegeweichen Verbauwand, Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, unveröffentlicht
- Rifaat, I. (1935): Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich, Mitteilung Nr. 5
- Rowe, P.W. (1951): Cantiliver sheet piling, Engineering, S. 316-319

- Schürmann, A. (1997): Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände, Dissertation, Heft 30, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum
- Verdeyen, J.; Roisin, V. (1953): Shutting of Excavations: Methods of Calculating flexible Bulkheads, ICSMFE 1953, Zürich, S. 188-194
- Weißbach, A. (1975/1977): Baugruben, Teil II (Berechnungsgrundlagen) und Teil III (Berechnungsverfahren), Verlag Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf
- Wiendieck, K. (1962): Zur Standsicherheit unverankerter Spundwände, Die Bautechnik 11, 1962
- v. Wolffersdorff, P.A. (1994): Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, Geotechnik, Heft 2

Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußbeanspruchung einer Stützwand

Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer, Dr. sc. techn. T. Schanz, Universität Stuttgart

Einleitung

In der Geotechnik auftretende Stabilitätsprobleme können heute in der Regel zufriedenstellend gelöst werden. Im Unterschied dazu ist es jedoch schwierig, die Größe von Setzungen und Verformungen von Konstruktionen in der richtigen Größenordnung zu prognostizieren. Obwohl in diesem Bereich der Geotechnik in den letzten Jahrzehnten eine erhebliche Wissenserweiterung stattfand, besteht die Tatsache, daß in der Praxis gemessene Verformungen, wobei in diesem Beitrag vor allem die Verformungen von Stützwänden betrachtet werden, durch Berechnungsergebnisse signifikant sowohl unter- als auch überschätzt werden.

Ein wesentlicher Grund für diese Abweichungen liegt im Allgemeinen in der Wahl der Steifigkeitsparameter, die zur Charakterisierung des Verformungsverhaltens des Bodens in Berechnungen getroffen wird. Die überwiegende Forschung hat dabei im Bereich der Setzungsermittlung von Flachgründungen, Dämmen oder Fahrbahnen stattgefunden. Für diese Randwertprobleme, die im wesentlichen von Kompressionszuständen dominiert werden, erhält man die Steifigkeitsparameter, in der Form von Oedometermoduli (Steifemoduli) E_s , in der Regel aus eindimensionalen Kompressionsversuchen, wobei die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit durch die Wahl eines charakteristischen Spannungsbereichs bei der Auswertung der Versuchsdaten Berücksichtigung findet.

Neben den Kompressionsversuchen haben sich in den vergangenen 20 Jahren immer mehr Triaxialversuche zur Bestimmung der Steifigkeit etablieren können. Anhand von undrainierten Versuchen an gesättigten Proben läßt sich ein undrainierter triaxialer Modul, E_u , ermitteln, der z.B. für die Berechnung der Initialsetzung einer Gründung benutzt werden kann. In drainierten Versuchen kann ein effektiver Modul, E , bestimmt werden. Als Sekantenmoduli gemessen, nehmen E_u und E mit zunehmender Mobilisierung der Scherfestigkeit stark ab, so daß es unterschiedliche Möglichkeiten zur Bestimmung dieser Moduli gibt.

Der hohe initiale Tangentenmodul ist im Allgemeinen nur für zyklische Belastungen von Strukturen von Interesse. Für allgemeine Verformungsberechnungen ist es angebrachter, einen niedrigeren Wert zu benutzen, obwohl es bisher keine verbindliche Regel zur Bestimmung dieses Moduls aus einem Triaxialversuch gibt. Dieser Frage wird, zumindestens für nichtbindige Böden, in diesem Beitrag nachgegangen: auf Grundlage von Versuchsergebnissen mit verschiedenen Sanden wird gezeigt werden, daß $E_s \approx 1,5 \cdot E_{50}$, wobei der Index 50 anzeigt, daß dieser Steifigkeitsmodul, gemessen als Sekantenmodul in einem Triaxialversuch, mit einem Spannungsniveau von 50% der maximalen Festigkeit korrespondiert. Diese Beziehung ist eine empirische Beziehung, welche auf Resultaten von unterschiedlichen Forschungseinrichtungen basiert.

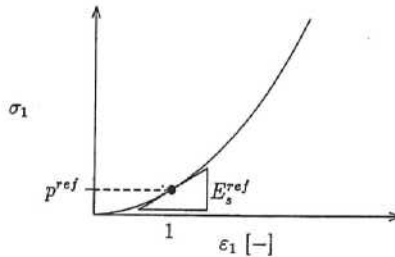


Bild 1: Das Verhalten von Sand im Oedometerversuch und die Definition des normalisierten Steifemoduls

Aufgrund dieser Analyse werden Ratschläge zur Verwendung realistischer Steifigkeitsparameter bei numerischen Berechnungen in Abhängigkeit vom Typ des Randwertproblems gegeben. In der Zukunft können vorhandene Stoffgleichungen auf die Möglichkeit hin untersucht werden, obigen Zusammenhang zwischen der Steifigkeit im Oedometerversuch und der unter Schubbeanspruchung nachzuvollziehen.

Im zweiten Teil dieses Beitrags wird ein Stoffgesetz eingeführt, welches in der Lage ist, die eben beschriebenen wesentlichen Ergebnisse der experimentellen Studie nachzuvollziehen. Unter Heranziehung bekannter geotechnischer Grundlagen und experimenteller Erfahrung gelingt es dadurch, das Steifigkeitsverhalten nichtbindiger Böden realistisch zu erfassen. Am Beispiel einer tiefen Stützwand wird im letzten Teil dieses Beitrags abschließend gezeigt werden, daß das Tragverhalten derartiger Wandsysteme in numerischen Analysen maßgeblich durch die Wahl des verwendeten Stoffmodells beeinflusst wird.

Die Steifigkeit des Bodens im Laborexperiment

Die Steifigkeit im Oedometerversuch

In diesem Abschnitt wird das bekannte Verhalten von Sand in eindimensionalen Kompressionsversuchen, bei denen eine Seitenausdehnung verhindert ist, kurz zusammengefaßt. Während sich die berühmten Arbeiten von TERZAGHI [1], bei denen er eine logarithmische Spannungs-Dehnungsbeziehung identifizierte, im wesentlichen auf Tone beschränken, hat OHDE [2, 3] zusätzlich Sande und Schluffe untersucht.

Die Arbeiten von OHDE münden in die Formulierung eines spannungsabhängigen Steifemoduls, E_s , der Form

$$E_s = E_s^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{p^{ref}} \right)^m, \quad \text{mit } p^{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (1)$$

Hierbei bezeichnet σ_1 die effektive vertikale Spannung. In diesem Beitrag wird immer von effektiven Spannungen gesprochen. Eine spezielle Notation wird nicht verwendet ($\sigma'_1 = \sigma_1$).

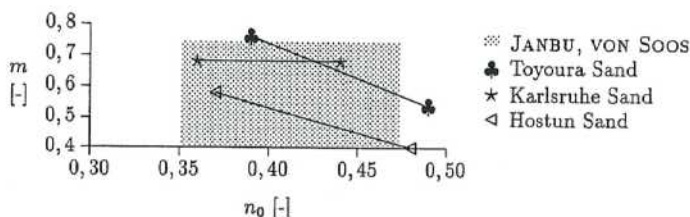


Bild 2: Werte für den Exponenten m , im Oedometerversuch bestimmt

Es ist allerdings anzufügen, daß OHDE keine normalisierte Steifigkeit E_s^{ref} der Form nach Glg. 1 verwendet hat, sondern eine Konstante v_e nach Glg. 2 benutzt hat.

$$E_s^{ref} = v_e p^{ref} \quad (2)$$

Bei OHDE [3] finden sich Werte zwischen 100 und 750 für diesen Koeffizienten v_e , was normalisierten Steifemoduli zwischen 10 und 75 MPa entspricht. In [4] werden mit $v_e=150$ für lockeren und $v_e=700$ für dichten Sand, ganz ähnliche Werte angegeben. Das führt zu dem etwas engeren Bereich von $10 < E_s^{ref} < 70 \text{ MPa}$.

Bild 1 verdeutlicht, daß der Steifemodul nach OHDE ein Tangentenmodul ist, und das für den Spezialfall $\sigma_1 = p^{ref}$ sich $E_s = E_s^{ref}$ ergibt. In der Praxis wird E_s jedoch oft als ein Sekantenmodul bestimmt, z.B. über einen Spannungsbereich von 50 bis 150 kPa.

Es sollte an dieser Stelle bemerkt werden, daß OHDE's fundamentale Arbeiten im Ausland lange Zeit unbeachtet blieben, und diese Eigenschaft des Steifemoduls erst wieder von JANBU [5] aufgegriffen wurde.

Bild 2 zeigt die von [5, 4] für den Exponenten m gemessenen Werte in einem Bereich von 0,4 bis 0,75. Die Angaben dort beziehen sich auf eine große Anzahl verschiedener Sande. Neben diesen allgemeinen Daten werden in diesem Beitrag drei Sande im Detail betrachtet. Für diese Materialien liegen sowohl Ergebnisse für Oedometer- als auch für Triaxialversuche vor. Es handelt sich um Karlsruhe Sand [6], den französischen Hostun Sand [7] und den japanischen Toyoura Sand [6, 8]. Die charakteristischen Materialkennwerte dieser Sande finden sich in Tabelle 1. Es handelt sich um drei feine Quarzsande. Bild 3 zeigt die normalisierten Steifemoduli in Funktion der initialen Porosität n_0 . In diesem Bild liegen die Daten von [5, 4] in dem schraffierten Bereich. Die Daten für die drei speziellen Sande sind zusätzlich mit individuellen Symbolen markiert. Bild 3 zeigt deutlich eine Abnahme der normalisierten Werte mit zunehmender Porosität auf.

Tabelle 1: Parameter der drei im Detail analysierten Sande

	d_{50} [mm]	C_u	I_D	n_0
Toyourea Sand	0,16	1,46	0,21-0,8	0,40-0,47
Hostun Sand	0,32	1,5	0,30-1,15	0,37-0,48
Karlsruhe Sand	0,33	1,5	0,16-0,98	0,35-0,43

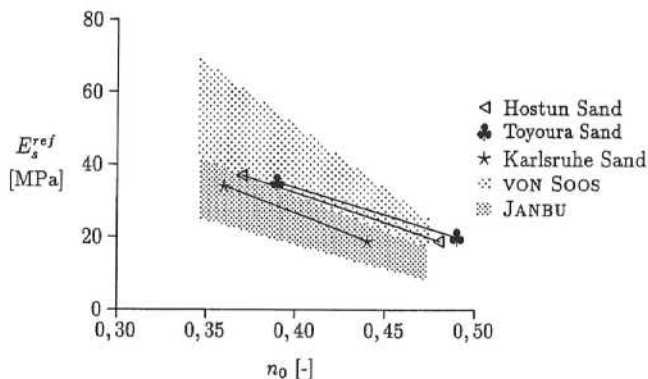


Bild 3: Normalisierte Steifemoduli verschiedener Sande

Das Verhältnis zwischen den dargestellten Maximalwerten für einen dichten Sand und den Minimalwerten für einen lockeren Sand liegt etwa bei 2. Dies stimmt recht gut mit den Angaben in [4] überein. Für eine gegebene Porosität ergibt sich auch dort in etwa ein Verhältnis von 2 zwischen einem Fein- und einem Grobsand.

Die Steifigkeit im drainierten Triaxialversuch

In diesem Abschnitt werden Ergebnisse von drainierten Triaxialversuchen an Sand analysiert. Im Anschluß an eine isotrope Konsolidation mit $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, wurden die Proben unter drainierten Randbedingungen unter einer aufgebracht axialen Deformation abgeschert. Dabei wird der Zelldruck, und damit die kleinere Hauptspannung, $\sigma_2 = \sigma_3$, konstant gehalten, während die vertikale Spannung als Funktion der axialen Kompression ε_1 gemessen wird. Bild 4 zeigt eine typische Spannungs-Dehnungskurve. Zusätzlich wird der triaxial Modul E_{50} definiert, welcher, als Sekantenmodul gemessen, einem Spannungsniveau von 50% der maximalen Bruchspannung, q_f , zugeordnet ist.

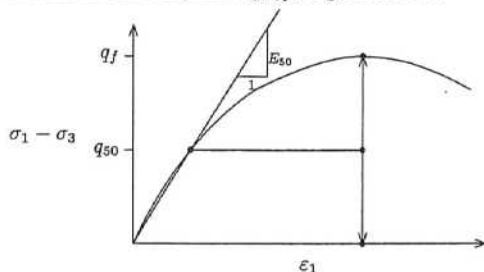


Bild 4: Verhalten von Sand in einem Triaxialversuch und Definition von E_{50}

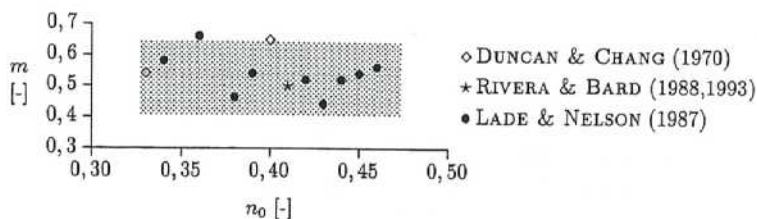


Bild 5: Werte für den Exponenten m , im Triaxialversuch bestimmt

Im Gegensatz zum Oedometerversuch, wo die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit in Funktion der größeren Hauptspannung σ_1 , der Vertikalspannung, ausgedrückt wurde, wird in Triaxialversuchen normalerweise [9, 10] die kleinere Hauptspannung σ_3 , d.h. der Zell-druck berücksichtigt. Abgesehen von diesem Unterschied wird der Triaxialmodul analog zum Steifemodul in der Form nach Glg. 3 definiert.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^m, \text{ mit } p^{ref} = 100 \text{ kPa.} \quad (3)$$

Der E_{50}^{ref} Modul ist wiederum ein normalisierter Modul, hier jedoch mit der kleineren Hauptspannung σ_3 normalisiert. Er ist zusätzlich noch von der Kornverteilung, beschrieben durch den mittleren Korndurchmesser d_{50} , und den Ungleichförmigkeitskoeffizienten C_u bestimmt. Wie im Oedometerversuch finden wir, wie in Bild 5 dargestellt, auch für den triaxialen Modul Werte für m zwischen 0,4 und 0,7.

Diese Ergebnisse werden auch von [11] bestätigt, wo jedoch nur Angaben für einen relativen großen Bereich des Seitendrucks von $\sigma_3 = 50 - 1000$ kPa angeben sind. Dabei variiert m zwischen 0,5 bis 0,8; eine Abhängigkeit des Exponenten m von der Dichte läßt sich auch aus diesen Ergebnissen nicht erkennen.

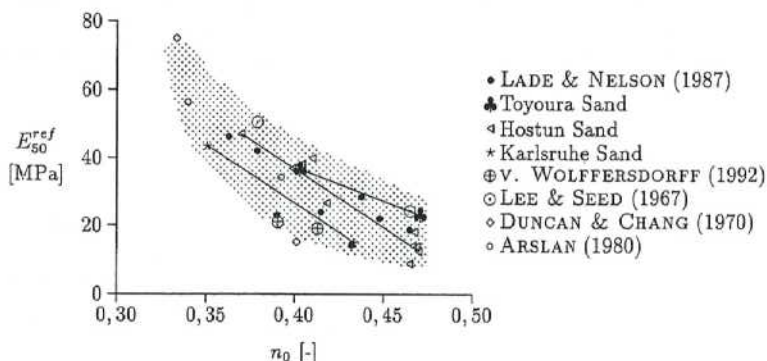


Bild 6: Normalisierte Steifigkeitsmoduli für verschiedene Sande aus dem Triaxialversuch

In Bild 6 sind gemessene Moduli aus Triaxialversuchen in Abhängigkeit von der initialen Porosität dargestellt. Da sie nur selten explizit in der Literatur angegeben werden, haben wir sie aus einer großen Anzahl von Spannungs-Dehnungskurven unterschiedlicher Sande bestimmt. Hierzu wurden nur solche Versuche mit einem Zelldruck von $\sigma_3=100$ kPa berücksichtigt. Es wurden keine anderen Versuche, die einen von der Referenzspannung $p^{ref}=100$ kPa abweichenden Zelldruck aufwiesen, extrapoliert.

Zusätzlich zu den bereits in Bild 5 erwähnten Autoren wurden Daten weiterer Untersuchungen [12, 13, 14, 15] berücksichtigt und in Bild 6 dargestellt. Eine Umrechnung fand nur bei den Daten von [13] statt, wobei es sich um Ergebnisse an 7 verschiedenen Sanden handelt, die wir besonders interessant fanden. Eine Umrechnung fand hier statt, um von den angegebenen (Elastizitäts-) Moduli für Entlastung E_{ur}^{ref} auf Erstbelastungsmoduli schließen zu können. Die Umrechnung bestand in der Annahme der empirischen Beziehung $E_{ur}^{ref} = 5 \cdot E_{50}^{ref}$.

Vergleich der Steifigkeiten unter verschiedenen Randbedingungen

Nachdem in den vorhergehenden Kapiteln sowohl der Steifemodul E_s als auch der Triaxialmodul E_{50} eingeführt wurden, sollen diese beiden Moduli zunächst auf empirische Weise miteinander in Beziehung gebracht werden. Beide normalisierten Moduli bewegen sich nach Bild 3 und 6, bei Berücksichtigung der Porosität, in der gleichen Größenordnung von 10 bis 75 MPa. Dabei tendiert ein lockerer, feiner Sand eher zu der unteren, ein dichter, grober Sand eher zu der oberen Grenze. Beide Bilder zeigen ein Verhältnis von 2 bis 7 zwischen diesen beiden Grenzen.

Ein genauerer Vergleich ist nur für die drei bereits erwähnten Sande (Hostun-, Karlsruhe- und Toyoura-Sand) möglich, weil hier Ergebnisse sowohl von Oedometer- als auch von Triaxialversuchen vorliegen. Die Ergebnisse in Bild 7 zeigen, daß der Steifemodul E_s^{ref} , zumindestens nach der hier verwendeten Normalisierung, gut mit dem Triaxialmodul E_{50}^{ref} , als Sekantenmodul in drainierten Kompressionsversuchen gemessen, korreliert.

Es müssen allerdings die unterschiedlichen Normalisierungen berücksichtigt werden. Der

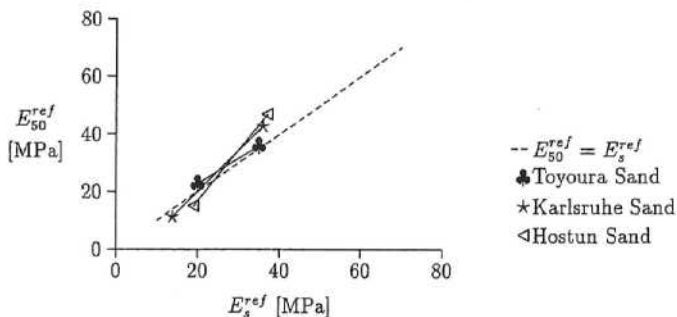


Bild 7: Vergleich der normalisierten Steifigkeiten aus dem Oedometer- und Triaxialversuch

Steifemodul wurde mit der vertikalen Spannung σ_1/p^{ref} , der Triaxialmodul mit der horizontalen Spannung σ_3/p^{ref} , normalisiert. Im allgemeinen Fall von anisotropen Spannungszuständen resultiert hieraus ein Unterschied zwischen dem aktuellen Oedometer- und Triaxialmodul. Nach Glg. 1 und 3

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^m, \quad E_s = E_s^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{p^{ref}} \right)^m \quad (4)$$

ergibt sich

$$\frac{E_s}{E_{50}} = \frac{E_s^{ref}}{E_{50}^{ref}} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^m \approx \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^m \quad (5)$$

Nimmt man z.B. einen Erddruckbeiwert von $\sigma_3 = K_0 \sigma_1$ an, wobei $K_0 \approx 0.4$ für einen normal konsolidierten Sand sei, folgt daraus direkt

$$E_{50} = K_0^m E_s \rightarrow E_s \approx 1,5 E_{50} \quad (6)$$

Es soll noch einmal betont werden, daß die oben angegebenen Beziehungen zwischen dem Steifemodul E_s und dem Triaxialmodul E_{50} rein empirischer Art sind, jedoch besonders in nichtlinearen numerischen Analysen eine entscheidende Rolle spielen.

In der Praxis erhält der Geotechniker in einem Baugrundgutachten im günstigsten Fall Angaben über einen Steifemodul E_s . Triaxiale Versuchsdaten, aus denen sich ein E_{50} Modul bestimmen ließe, sind kaum zugänglich.

Modellierung von Steifigkeitseigenschaften in numerischen Berechnungen

Im folgenden Abschnitt wird ein Stoffgesetz, das sogenannte *Hard Soil Modell* (HS Modell), vorgestellt, welches in der Lage ist, die im Experiment beobachteten Eigenschaften von Böden bezüglich der Steifigkeit bei numerischen Berechnungen realistisch zu erfassen. Die Beschreibung des Modells in diesem Beitrag berücksichtigt vor allem diesen Gesichtspunkt.

Zusätzlich werden die verwendeten Modellparameter im Vergleich mit einem konventionellen Mohr Coulomb Modell (MC Modell) verglichen und ihre Bestimmung aus Laborversuchen erläutert.

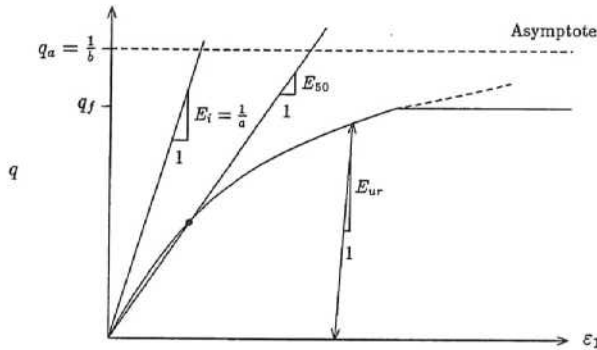


Bild 8: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Hard-Soil Modells

Das verwendete Stoffgesetz

Das HS Modell wurde zur Simulation einer Materialgruppe entwickelt, welche sowohl nichtbindige Böden als auch überkonsolidierte Tone und Schluffe umfaßt. Diese Böden zeigen bei deviatorischer Belastung vor allem plastische Schubverzerrungen und nur geringfügige, vernachlässigbare plastische Volumenverzerrungen. Sie zeigen eine deutliche Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit, wobei diese bei Erstbelastung deutlich geringer ist als bei Ent- bzw. Wiederbelastung. Das Modell ist im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie formuliert. Dadurch wird automatisch entsprechend der Belastungsrichtung die jeweilige Steifigkeit über eine sogenannte Schaltfunktion zugeordnet.

Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Triaxialzustände

Eine Grundlage des HS Modells ist die in Bild 8 dargestellte hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Triaxialzustände ($q < q_f$) entsprechend Glg. 7. Diese Formulierung ist eine geringfügig modifizierte Variante der Originalformulierung nach [10].

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1} \quad (7)$$

Mit $a^{-1} = E_i = 2 E_{s0}$ und $b^{-1} = q_a$, wie angegeben in Bild 8, ergibt sich hieraus für triaxiale Zustände

$$2\varepsilon_1 = \frac{q_a}{E_{s0}} \frac{q}{q_a - q} \quad \text{mit} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (8)$$

Dabei bezeichnet q_f die Mohr-Coulomb'sche Bruchspannung, und R_f einen Reduktionsfaktor zum Übergang von der Asymptote der Grenzspannung der hyperbolischen Beziehung für unendliche Verzerrungen, q_a , auf den im Versuch gemessenen Wert q_f für endliche Verzerrungen.

Steifigkeit

Die zweite Grundlage des HS Modells bildet die Formulierung der Steifigkeit entsprechend Glg. 9, die bezüglich der Spannungsabhängigkeit eine um einen Kohäsionsterm erweiterte Form von Glg. 1 darstellt. Hierzu werden die (elastische) Ent- und Wiederbelastungsteifigkeit E_{ur} und eine konstante Querdehnungszahl ν_{ur} , mit

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \quad (9)$$

benutzt. Eine analoge Formulierung gilt für die Steifigkeit bei einer initialen (Erst-) Belastung. Statt dem initialen Tangentenmodul E_i entsprechend Bild 8 benutzen wir jedoch den bereits eingeführten, triaxialen Sekantenmodul E_{50} , mit

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \quad (10)$$

Fließfläche und Fließregel

Als Verfestigungsparameter wird der plastische Anteil der Schubverzerrung, γ^p , motiviert durch verschiedene experimentelle Arbeiten (u.a. [16]), gewählt. Es gilt für γ^p :

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (11)$$

Die Fließfläche f des HS Modells wird letztendlich entsprechend Glg. 12 definiert.

$$f = \underbrace{\frac{q_a}{E_{50}}}_{2\varepsilon_1} \underbrace{\frac{q}{q_a - q}}_{2\varepsilon_1^*} - \underbrace{\frac{2q}{E_{ur}}}_{2\varepsilon_1^*} - \gamma^p = 0 \quad (12)$$

Es handelt sich bei dem HS Modell um eine Formulierung mit isotroper Reibungsverfestigung; dabei findet ein Mohr Coulomb'schen Kriterium als Bruchbedingung Verwendung.

Desweiteren wird das plastische Potential, g , mit $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, nach Glg. 13 definiert.

$$g = q - \frac{6 \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m} (p + c \cot \psi_m) \quad (13)$$

In Glg. 13 bezeichnet ψ_m den mobilisierten Dilatanzwinkel, der sich nach Glg. 14 [17] aus dem mobilisierten Reibungswinkel, φ_m , und dem Reibungswinkel der Restscherfestigkeit, φ_{cv} , bestimmen läßt. Letzterer läßt sich näherungsweise aus Versuchen an locker gelagerten Proben mit $\varphi_{cv} \approx \varphi$ bestimmen.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (14)$$

Aus der Definition des plastischen Potentials resultiert eine Fließregel nach Glg. 15, die über den mobilisierten Dilatanzwinkel einen Zusammenhang zwischen den plastischen Volumenverzerrungsraten, $\dot{\epsilon}_v^p$, und den plastischen Schubverzerrungsraten, $\dot{\gamma}_s^p$, herstellt.

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (15)$$

Bestimmung der Materialparameter

Die im HS Modell verwendeten Parameter haben entweder eine explizite geotechnische Bedeutung, d.h. sie können aus Standard Laborversuchen ermittelt werden, oder sie werden durch das Nachrechnen einzelner Kalibrierungsversuche ermittelt.

Tabelle 2 zeigt diese Parameter im Vergleich zu denen eines konventionellen MC Modells bei Verwendung einer nicht-assozierten Fließregel.

Tabelle 2: Parameter des HS Modells im Vergleich mit einem MC Modell

	Mohr-Coulomb	Hard-Soil Modell
Scherfestigkeit	c	c
	φ	φ
	$\psi \approx \varphi - \varphi_{cv}$	$\psi_m (\rightarrow \text{Glg. 14})$
Elastizität	E	E_{ur}^{ref}
	ν	ν_{ur}
zusätzliche Parameter	-	E_{50}^{ref}
	-	m
	-	$R_f \approx 0,9$

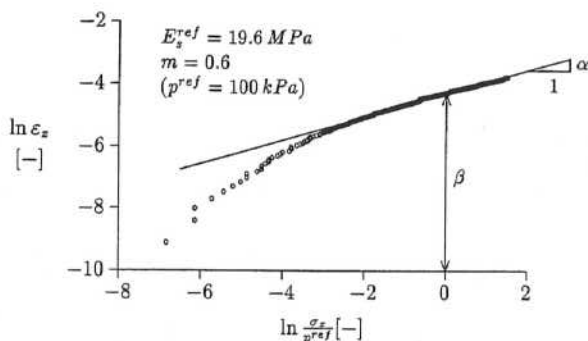


Bild 9: Interpretation eines Oedometerversuchs an lockeren Hostun Sand

Es soll im folgenden auf die Ermittlung der Steifigkeitsmoduli und des Exponenten m eingegangen werden. Dazu zeigt Bild 9 die Interpretation eines Standard Oedometerversuchs zur Ermittlung einer normierten Steifigkeit E_s^{ref} und des Exponenten m . Zunächst wird eine lineare Regressionsanalyse entsprechend Glg. 16 an den derartigt aufgetragenen Versuchsergebnissen durchgeführt.

$$\ln \varepsilon_z = \alpha \ln \frac{\sigma_z}{p^{ref}} + \beta \quad (16)$$

Aus den Koeffizienten α und β kann der Exponent m und der normierte Modul E_s^{ref} nach Glg. 17 berechnet werden.

$$m = 1 - \alpha \quad E_s^{ref} = \frac{1}{\alpha} \frac{p^{ref}}{e^\beta} \quad (17)$$

Die Steifigkeit für Ent-/ Wiederbelastung E_{ur} ergibt sich nach der aus der Elastizitätstheorie bekannten Glg. 18.

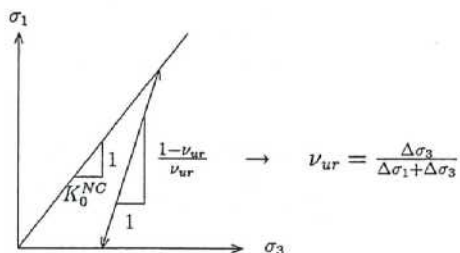


Bild 10: Bestimmung von ν_{ur} in einem Oedometer Versuch

$$E_{ur} = \frac{(1 + \nu_{ur})(1 - 2\nu_{ur})}{(1 - \nu_{ur})} E_{s,ur} \quad (18)$$

$E_{s,ur}$ bezeichnet hier den Entlastungs-/ Wiederbelastungsmodul aus einem Oedometerversuch.

Die Querdehnungszahl ν_{ur} kann u.a. aus der Nachrechnung von Oedometerversuchen bestimmt werden: durch die Variation von ν_{ur} ergeben sich unterschiedliche Werte für das Verhältnis von axialer zu radialer Spannung. Durch entsprechende Wahl von ν_{ur} kann entsprechend Bild 10, z.B. für einen normalkonsolidierten Boden, eine Anpassung für den Ruhedruckbeiwert K_0^{NC} an die Formel nach JAKY $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$ oder, für einen überkonsolidierten Boden, an die Lösung aus der Elastizitätstheorie $K_0 = \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}}$ erfolgen.

Da ν_{ur} kleiner 0,2 ist, ergibt sich $E_{ur} \approx E_{s,ur}$. Für Sand gilt des weiteren $E_{ur} \approx 3 \cdot E_s$ und mit $E_s \approx 1,5 \cdot E_{50}$ folgt letztendlich $E_{ur} \approx 4 - 5 \cdot E_{50}$.

Berechnung einer verankerten Stützwand

In diesem Abschnitt werden Berechnungsergebnisse einer numerischen Simulation der Erstellung einer 2-fach verankerten Bohrpfahlwand dargestellt. Dabei kam das FE-Programm PLAXIS, Version 6.31 [18] unter Verwendung zweier unterschiedlicher Stoffmodelle zum Einsatz.

Problemstellung

Die in Bild 11 dargestellte Baugrube hat eine Tiefe von 15 m und eine Breite von 7,50 m. Aus Symmetriegründen wird im folgenden nur eine Hälfte des Berechnungsausschnitts dargestellt. Die 2-fach verankerte Bohrpfahlwand weist eine Gesamtlänge von 25 m auf. Die Wand und die Anker werden bei allen Berechnungen als linear elastisch modelliert. Die dazu verwendeten Materialparameter sind Tabelle 3 zu entnehmen.

Die beiden Anker werden bei ihrem Einbau mit jeweils 300 kN/m vorgespannt. Bei der Diskretisierung der Anker kommen zwei Elementtypen zum Einsatz: Die freie Ankerlänge und der Verpresskörper werden beide durch Zugstabelemente modelliert. Im Gegensatz zur freien Ankerlänge ergibt sich entlang des Verpresskörpers jedoch ein voller Verbund zum Boden.

Tabelle 3: Verwendete Materialparameter der Bohrpfahlwand und der Anker

	Bohrpfahlwand	Anker
EA [GN/m]	80	0,2
EI [GNm ² /m]	1,5	-
ν [-]	0,0	-
w [kN/m ²]	8,0	-

Tabelle 4: Verwendete Materialparameter des Baugrunds

E_{50}^{rel}	φ	ψ	c	γ
20 MPa	35°	5°	1 kPa	18 kN/m ³
E_{ur}^{rel}	ν_{ur}	p^{rel}	m	K_0
80 MPa	0,1	100 kPa	0,5	0,43

Entlang der Wand und eine (Boden-) Elementreihe darüber hinaus sind Kontaktelemente angeordnet, welche die Bauwerk-Boden-Interaktion simulieren. Dazu werden im Bereich der Wand die Materialeigenschaften des Baugrunds um den Faktor $R = 0,67$, d.h. $\delta \approx \pm \frac{2}{3}\varphi$, verringert. Der Primärspannungszustand vor Beginn des Aushubs und der Wanderstellung wird durch den einheitlichen Ansatz eines Erdruhedruckbeiwerts von $K_0 \approx 1 - \sin \varphi = 0,43$ erfasst.

Untersuchte Berechnungsvarianten

Neben dem oben beschriebenen Hard Soil Modell (HS) wurde ein klassisches, ideal elastisches, starr plastisches Modell, das Mohr Coulomb Modell (MC), verwendet, und die Ergebnisse gegenübergestellt. Beide Modelle verwenden einen sogenannten *Tension cut off*, d.h. das Auftreten jeglicher Zugspannungen ist nicht zulässig.

Modellierung mit dem HS Modell

Bei der im folgenden beschriebenen Berechnung wurde der als homogen angenommene Baugrundaufbau mit den Materialparametern entsprechend Tabelle 4 beschrieben. Zur Simulation der Erstellung der Baugrube wurde zunächst der Primärspannungszustand berechnet. Anschließend wurde die Wand aktiviert und die oberste Elementreihe innerhalb der Baugrube entfernt. Danach werden die Anker-elemente der oberen Lage aktiviert und die Vorspannung von 300 kN/m aufgebracht. Dieser Vorgang wiederholt sich bei der zweiten Ankerlage. Zum Schluß wird die dritte Elementreihe innerhalb der Baugrube entfernt, was dem Vollaushub der Baugrube entspricht.

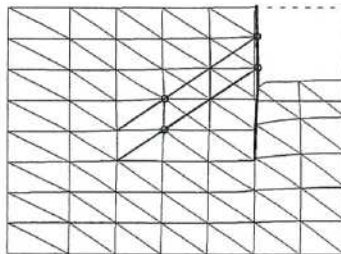


Bild 11: Berechnetes Verschiebungsfeld mit dem HS Modell

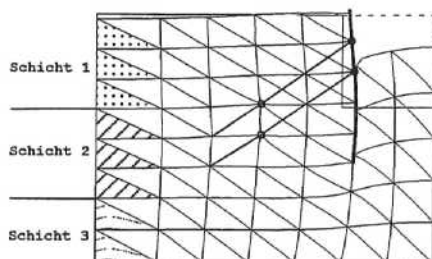


Bild 12: Virtuelle Schichten und berechnetes Verschiebungsfeld mit dem MC₅₀ Modell

Alle Berechnungen wurden durch eine zusätzliche Gleichgewichtsiteration mit einer sehr geringen Fehlertoleranz abgeschlossen. Alle im folgenden dargestellten Berechnungsergebnisse beziehen sich auf diesen Endzustand.

Das berechnete Verformungsfeld unter Verwendung des HS Modells ist in Bild 11 dargestellt. Sowohl die berechnete Hebung der Baugrubensohle von 56 mm als auch die Größe der maximalen horizontalen Wandverschiebung von 10 mm liegen in einer Größenordnung, die mit Erfahrungen von gemessenen Verformungen an ähnlich steifen, tiefen Wänden übereinstimmen.

Modellierung mit dem MC Modell

Mit dem verwendeten MC Modell kann die nichtlineare Last-Verformungsbeziehung eines Bodens näherungsweise bilinear erfaßt werden. Der elastische Anteil des Verhaltens wird durch die (konstante) Steifigkeit E und eine Querdehnungszahl $\nu = 0,3$ beschrieben. Die Grenzbedingung wird durch die zusätzliche Angabe des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c erfaßt.

Bei der Verwendung eines solchen Modells kommt der Wahl einer relevanten Steifigkeit E eine entscheidende Bedeutung zu. Zunächst muß man entscheiden, ob das Bodenverhalten unter Verwendung des Erstbelastungs-, des Ent- bzw. Wiederbelastungsmoduls oder eines Wertes zwischen diesen Schranken beschrieben werden kann. Auf diese Frage kann man, zumindestens bei der Betrachtung verankerter, tiefer Stützwände, keine allgemeine Antwort geben. Zur näheren Untersuchung dieses Sachverhaltes werden im folgenden zwei Berechnungen durchgeführt, die zum einen den niedrigeren Erstbelastungsmodul E_{50} und zum anderen den höheren Ent- / Wiederbelastungsmodul E_{ur} verwenden.

Da ein derartig tiefer Aushub große Variationen des Spannungsniveaus beinhaltet, sollte man nicht mit einem konstanten Steifigkeitsmodul über die gesamte Tiefe rechnen. Statt dessen benutzen wir, wie in Bild 12 dargestellt, drei (virtuelle) Schichten, die eine mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit aufweisen.

Die obere Schicht weist bei einer mittleren Tiefe von 7,5 m eine mittlere vertikale Spannung von 135 kPa und eine mittlere horizontale Spannung von $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = 58$ kPa auf. Zur Ermittlung der entsprechenden Steifigkeit für diese Randbedingungen wenden wir ein Verfahren an, welches u.a. von [19] vorgeschlagen wurde: $E_{50} = E_{50}^{ref} (\sigma_h / p^{ref})^{0,5}$. Mit $E_{50}^{ref} = 20$ MPa und $p^{ref} = 100$ kPa erhält man somit für die obere Schicht eine Steifigkeit von $E_{50} \approx 15$ MPa. Für die mittlere Schicht resultiert dieses Vorgehen in einem höheren

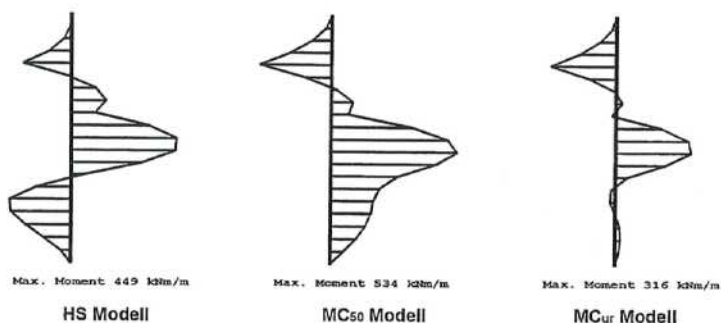


Bild 13: Biegemomente in der Stützwand mit den 3 unterschiedlichen Modellen

Wert von $E_{50} \approx 25$ MPa und für die untere Schicht ergibt sich $E_{50} \approx 32$ MPa. Somit wird die Spannungsabhängigkeit des eigentlich homogenen Bodens näherungsweise durch die Modellierung mehrerer Schichten erfaßt. Das Ergebnis dieser Berechnung ist in Bild 12 dargestellt. Mit einer Hebung der Baugrubensohle von 165 mm und einer maximalen horizontalen Verschiebung der Wand von 38 mm ergibt sich ein Verschiebungsfeld, welches prinzipiell verschieden von dem in Bild 11 dargestellten ist. Das HS Modell ergab deutlich geringere Werte. Der Unterschied zwischen den beiden Berechnungen wird noch deutlicher, wenn man den Verlauf der Biegemomente in der Wand, wie in Bild 13 dargestellt, betrachtet. Bei den Ergebnissen des HS Modell ergibt sich ein ausgeprägtes Feld- und Einspannmoment, wo hingegen die MC_{50} Berechnung kein Einspannmoment ergibt.

Abschließend betrachten wir eine weitere Berechnung mit dem MC Modell: alle E_{50} Werte, werden mit einem Faktor 4 multipliziert, um Werte für E_{ur} zu ermitteln. Das Ergebnis dieser Berechnung ist in Bild 14 dargestellt. Der Aushub resultiert nun in einer Hebung der Sohle von 41 mm und die Stützwand zeigt eine maximale horizontale Verschiebung von 12 mm. Diese Ergebnisse liegen in der gleichen Größenordnung wie die mit dem HS Modell, die Momentenverläufe sind jedoch deutlich verschieden. Die Berechnung mit dem HS Modell ergibt ein maximales Moment von 450 kNm/m, die MC_{ur} Berechnung ergibt einen Wert von 315 kNm/m. Es scheint nicht möglich, die Ergebnisse beider Modelle in Übereinstimmung zu bringen; zumindestens dann nicht, wenn man Verformungen und Spannungen, d.h. Biegemomente, gemeinsam betrachtet.

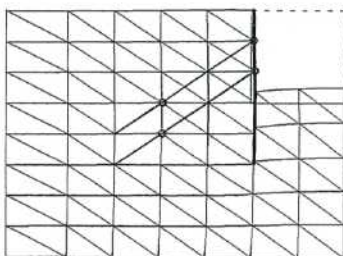


Bild 14: Berechnetes Verschiebungsfeld mit dem MC_{ur} Modell

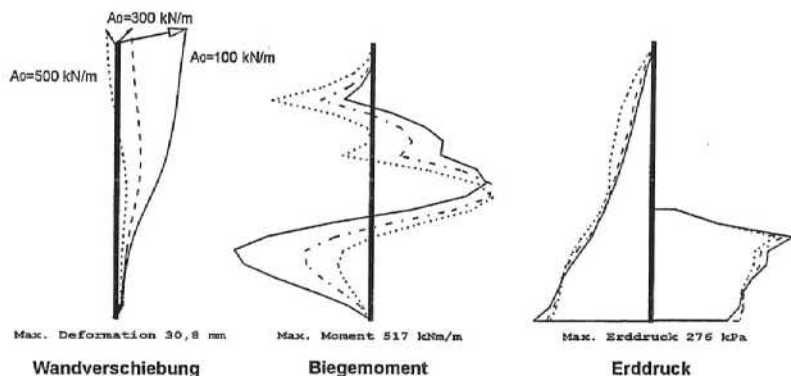


Bild 15: Wandverschiebung, Biegemomente und Erddruckverteilung für drei verschiedene Größen der Ankervorspannung A_0

Für das hier untersuchte Problem scheint es unmöglich, mit dem MC Modell realistische Ergebnisse zu erzielen, was jedoch mit dem HS Modell gelingt.

Zum Schluß betrachten wir noch den Einfluß der Ankervorspannung A_0 auf das Tragverhalten der Wand. Hierfür wurde mit dem HS Modell eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Neben der Vorspannkraft von 300 kN/m wurde zusätzlich mit 100 und 500 kN/m gerechnet. Dazu zeigt Bild 15 einige Ergebnisse.

Der Einfluß der Vorspannung auf die Wandverschiebungen ist deutlich, jedoch zeigt sich eine andere Situation bei der Betrachtung der Biegemomente: eine Änderung der Vorspannkraft bewirkt zwar eine andere Momentenverteilung und eine andere Größe des Einspannmoments, das maximale (Feld-) Moment ändert sich jedoch kaum. Die Größe der Vorspannkraft hat somit keinen Einfluß auf die Bemessung der Wand.

Den sehr geringen Wandverschiebungen zum Trotz, ergibt sich bei einer Vorspannung bis 300 kN/m noch immer eine rein aktive Erddruckverteilung. Der geringe Unterschied zwischen den Biegemomenten bei Vorspannung von 100 und 300 kN/m erklärt sich aus dieser Druckverteilung und der Tatsache, daß sich auch die tatsächlich mobilisierten Ankerkräfte nach Tabelle 5 nicht markant unterscheiden. Auf der aktiven Seite zeigt sich erst bei einer Vorspannung von 500 kN/m ein deutlich erhöhter Erddruck.

Tabelle 5: Vorspannkraft und berechnete Ankerkräfte für den Endzustand

	Vorspannkraft A_0 [kN/m]	max. Ankerkraft (oben/unten) [kN/m]
I	100	272 / 216
II	300	344 / 361
III	500	506 / 539

Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wird zunächst ein normalisierter Oedometermodul E_s^{ref} eingeführt, der mit der Dichte und der Kornverteilung, nicht jedoch mit dem Spannungsniveau, variiert. In diesem Zusammenhang ist es wichtig zu betonen, daß wir das Verhalten von Böden unter Erstbelastung betrachten, d.h. ein normalkonsolidiertes Verhalten unterstellen. Zusätzlich wurde ein weiterer normalisierter Steifigkeitsmodul E_{50}^{ref} eingeführt, welcher aus Standard Triaxialversuchen ermittelt werden kann, und wie der Oedometermodul nur von der Dichte und der Kornverteilung abhängig ist. Nach der Auswertung umfangreicher experimenteller Versuchsergebnisse kann man folgern, daß beide Moduli normalerweise den gleichen Wert haben. Es ergibt sich somit eine Korrelation zwischen Steifigkeitswerten aus dem Oedometer- und dem Triaxialversuch.

Wir kommen auf die Frage vom Anfang zurück, die die realistische Wahl von Steifigkeitsparametern bei geotechnischen Berechnungen betraf: In der Praxis liegen in den meisten Fällen Ergebnisse für E_s vor, und von den Ergebnissen dieser Studie leiten wir die empirische Beziehung $E_s^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ ab. Es muß jedoch die unterschiedliche Normalisierung der beiden Moduli im Auge behalten werden. Wenn man diese Normalisierung berücksichtigt, erhält man, zumindestens für normalkonsolidierte Böden mit $\sigma_1/\sigma_3 \approx 0.4$, die Beziehung $E_s \approx 1,5 \cdot E_{50}$. Die oben dargestellte Beziehung kann vor allem dazu benutzt werden, vorliegende Oedometerdaten in Triaxialmoduli zu konvertieren. Eine derartige Situation liegt dann vor, wenn man ein von Schub dominiertes Randwertproblem lösen möchte, aber nur Daten aus Oedometerversuchen vorliegen hat.

Es wird im weiteren Verlauf eine einfache Erweiterung eines MC-Stoffgesetzes vorgestellt, die es u.a. ermöglicht, dieses im Labor beobachtete Steifigkeitsverhalten von Böden realistisch zu erfassen. Durch einen geringfügig höheren Aufwand bei der Bestimmung der normalisierten Steifigkeiten, für welche die selben Versuche benutzt werden können, die in der Regel ohnehin beim Einsatz eines MC Modells ausgewertet werden, läßt sich eine wesentlich genauere Erfassung des tatsächlichen Spannungs-Dehnungsverhaltens erzielen. Mit diesem HS Modell wird numerisch, im Vergleich mit einem konventionellen MC Modell, die Erstellung einer verankerten, tiefen Stützwand simuliert. Es gelingt nur mit dem neuen Modell, sowohl was die Deformationen als auch die Spannungen betrifft, realistische Ergebnisse zu erzielen, die von Erfahrungen mit derartigen Wandsystemen in der Praxis bestätigt werden.

Literatur

- [1] TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Franz Deuticke, Leipzig Wien.
- [2] OHDE, J. (1939). Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, *Der Bauingenieur*, 20, Heft 33/34.
- [3] OHDE, J. (1951). *Grundbaumechanik*, Hütte, Bd. III, 27. Aufl., S. 886 ff.
- [4] v. SOOS, P. (1980). Eigenschaften von Boden und Fels, ihre Ermittlung im Labor, in: *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 1, 4. Aufl., Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

- [5] JANBU, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, 19-25.
- [6] BAUER, E. (1992). *Zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend ödometrischer Beanspruchung*, Bericht des Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 130, Univ. Karlsruhe.
- [7] FLAVIGNY, E. ET AL. (1993). *Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF*, internal report IMG, Grenoble.
- [8] GOTO, S., TATSUOKA, F. (1988). Effects of End Conditions on Triaxial Compressive Strength for Cohesionless Soil, in: *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock* (eds.: Donaghe/Chaney/Silver), ASTM, STP 977.
- [9] DUNCAN, J.M., CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress And Strain in Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the ASCE, Vol. 96, SM 5, 1629-1653.
- [10] KONDNER, Z. (1963). *A hyperbolic stress strain formulation for sands*. 2nd Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, 289-324.
- [11] HETTLER, A., GUDEHUS, G. (1985). A pressure dependent correction for displacement results from 1g model tests with sand, *Géotechnique* 35, No. 4, 497-510.
- [12] ARSLAN, M.U. (1980). *Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand*, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 23.
- [13] LADE, P.V., NELSON, R.B. (1987). Modelling The Elastic Behaviour Of Granular Materials, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 11, 521-542.
- [14] LEE, K.L., SEED, H.B. (1967). Drained strength characteristics of sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the ASCE, Vol. 93, SM 6, pp. 117-141.
- [15] V. WOLFFERSDORFF, P.A. (1992). *Dokumentation zur Probelastung Hochstetten*, Bericht des Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Univ. Karlsruhe.
- [16] TATSUOKA, F., ISHIHARA, K. (1974a): Yielding of sand in triaxial compression, *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 2, pp. 63-76.
- [17] SCHANZ, T., VERMEER, P.A. (1996). Angles of friction and dilatancy of sand, *Géotechnique* 46, No. 1, 145-151.
- [18] VERMEER, P.A., BRINKGREVE, R.B.J. ET AL. (1995). *Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*, Balkema, Rotterdam.
- [19] CLOUGH, G. ET AL. (1981). Cemented Sands Under Static Loading, *ASCE Geotechnical Engineering Division*, Vol. 107, No. GT6, 799-817.

Erddruckentwicklung auf unterschiedliche Kaimauersysteme in einem Tidehafen

J. Gattermann

G. Maybaum

W. Rodatz

1 Einleitung

In diesem Beitrag werden Ergebnisse zweier Meßprogramme an neu erstellten Kaimauerkonstruktionen im Hamburger Hafen vorgestellt. Die Erddruckentwicklung infolge des Herstellvorgangs sowie unter dem Einfluß der Tide werden beschrieben. Abschließend werden einige Empfehlungen für zukünftige Kaimauerkonstruktionen in Schlitzwandbauweise gegeben.

2 Problemstellung

Wegen der in Zukunft zu erwartenden weiteren Vertiefung der Hafenbecken wird die Schlitzwandbauweise speziell in den deutschen Seehäfen an Bedeutung gewinnen. Die höheren Geländesprünge und die für das Rammen ungünstigen Baugrundverhältnisse im Hamburger Hafen werden die jahrzehntelang vorherrschende Stahlspundwandbauweise weiter zurückdrängen. Die größeren Konstruktionshöhen und die Anwendung grundsätzlich anderer Bauabläufe werfen die Frage auf, ob die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln noch eine zutreffende Beschreibung der Bauwerksbelastungen liefern.

Die maßgeblichen Unterschiede beim Vergleich von Schlitzwand- und Stahlspundwandbauweise werden in der Entwicklung der Erddrücke gesehen. Bei der Herstellung einer Stahlspundwandkonstruktion im Wasser ist während der Rammarbeiten von Wand und Pfählen kein Erddruck vorhanden. Erst durch die Einspülung des Hinterfüllbodens treten horizontale Spannungen auf, deren Größe nicht exakt angegeben werden kann. Unter Annahme entlastender Wandverformungen kann aber davon ausgegangen werden, daß sich nach der Auffüllung oder Einspülung nahezu der aktive Erddruck eingestellt hat. Beim Einbringen der Pfähle entstehen zusätzliche Horizontalspannungen, die während des Baufortschritts durch weitere Verformung der Wand, bei der die Pfähle vermutlich sogar eine erddruckabschirmende Wirkung haben, wieder abgebaut werden können.

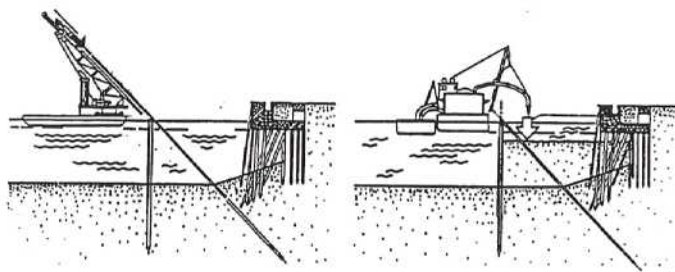


Bild 1: Spundwandherstellung als Wasserbaustelle [DÜCKER, 1992]

Bei der Schlitzwand, die im Gegensatz zur Spundwand auf einer Landbaustelle hergestellt wird, ist zunächst ein Primärspannungszustand, der Erdruhedruck, im Boden vorhanden, dessen Größe nur abgeschätzt oder vor Beginn der Baumaßnahme meßtechnisch ermittelt werden kann. Der Schlitz wird mit einem Greifer ausgehoben und durch eine Flüssigkeit gestützt. Dabei werden die Primärspannungen in einen dem Flüssigkeitsdruck entsprechenden Zustand umgesetzt. Beim Betonieren der Wand ergeben sich horizontale Spannungen, die dem Betonierdruck entsprechen und die wegen der größeren Wichte des Frischbetons über den durch die Flüssigkeit erzwungenen Spannungen liegen. Bei der anschließenden Rammung der Ortbetonfähle wird ein weiterer Spannungsanstieg erwartet [RODATZ, 1992b].

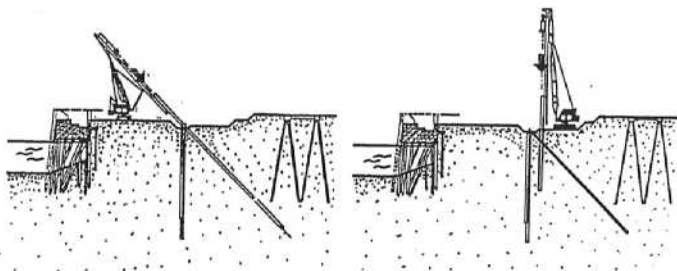


Bild 2: Spundwandherstellung als Landbaustelle [DÜCKER, 1992]

Die Entwicklung der Spannungen hinter einer Kaimauerkonstruktion wird aber nicht nur vom Herstellvorgang, sondern auch von den möglichen Verformungen bestimmt. So stellt sich die Frage, ob Schlitzwände ein ebenso biegeweiches System darstellen wie Spundwände, um die zur Weckung des aktiven Erddrucks erforderlichen Wege zu ermöglichen.

Insgesamt werden mit diesen Bauwerken, die sich geometrisch, konstruktiv und herstellungstechnisch deutlich von den bisherigen abheben, neue Wege beschritten. Deshalb wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) die nachfolgend vorgestellten Meß- und Untersuchungsprogramme im Hamburger Hafen durchgeführt [RODATZ 1992a, MAYBAUM 1996, GATTERMANN 1996], um die Sicherheiten von Einzelbauteilen und des Gesamtsystems besser beurteilen zu können sowie die möglichst wirtschaftliche Erstellung solcher Bauwerke zu ermöglichen.

Die verschiedenen Meßprogramme wurden vom Amt für Strom- und Hafencbau beauftragt. Das Amt ist Teil der Wirtschaftsbehörde in Hamburg und innerhalb der hamburgischen Verwaltung Bauherr für landeseigene Bauwerke im Hafengebiet des Stadtstaates. Im Fall des Meßprogramms O'Swaldkai wurden die sich anschließenden Untersuchungen im Rahmen eines Forschungsauftrages "Erddruckentwicklung auf Kaimauern in Schlitzwandbauweise" von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit getragen.

Das IGB-TUBS hat folgende Kaimauern im Hamburger Hafen untersucht oder führt zur Zeit Untersuchungen durch:

- Athabaskakai, 9. Liegeplatz (1993)
- O'Swaldkai (1992-1996)
- Burchardkai, 8. Liegeplatz (1994-1997)
- Predöhlkai, 6. Liegeplatz (1996 - 1998)
- Verlängerung Europakai (1997 - 1999)
- Burchardkai, 1. Liegeplatz (1997 - 1998)

In diesem Beitrag sollen die beiden größten Meßprogramme, O'Swaldkai und Burchardkai 8. Liegeplatz sowie ihre Ergebnisse beschrieben werden. Die ausführlichen Meßergebnisse der Untersuchungen O'Swaldkai wurden von MAYBAUM [1996] veröffentlicht. Beide Meßprogramme werden parallel abgehandelt. Zur besseren Unterscheidung sei darauf hingewiesen, daß der O'Swaldkai jeweils den Kapitelindex 1 und der Burchardkai den Kapitelindex 2 trägt.

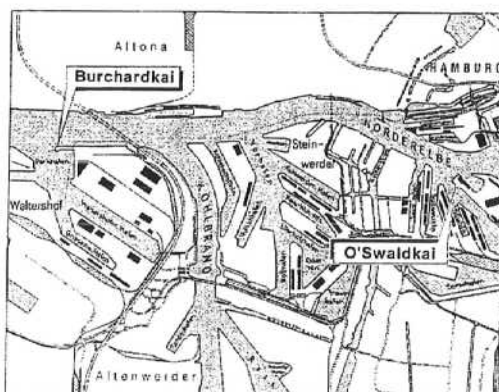


Bild 3: Lage der untersuchten Kaimauern im Hamburger Hafen

3 Projektbeschreibung

3.1 Bauwerk und Baugrund O'Swaldkai

Die ausgeführte Kaikonstruktion hat eine Bauhöhe von 27,0 m, die Schlitzwand eine Herstellungstiefe von 25,0 m. Die Dicke der Schlitzwand beträgt 1,2 m, die Lamellenbreite wurde mit 4,35 m festgelegt. In diese Lamellen, die jeweils durch Flachfugenelemente gegen das Erdreich bzw. den im nächsten Arbeitsgang abzubaggernden Abschnitt abgeschalt wurden, sind zwei gleichartige, nebeneinander liegende Bewehrungskörbe eingesetzt worden. Der Oberbau befindet sich auf einer Höhe von ca. 6,0 m über NN, die Berechnungstiefe liegt bei NN -15,00 m, d.h. 2,0 m unter Hafensohle. Damit ergibt sich eine Geländesprunghöhe von 21,0 m.

Der eiszeitlich geprägte Baugrund im Hamburger Hafen besteht in den oberen Lagen aus holozänen Klei-, Torf- und sandigen bis kiesigen Schichten. Sie reichen von der üblichen Geländehöhe bei NN +6 m bei einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung bis in Tiefen von NN -8 m. Die bis NN -17 m folgenden eiszeitlichen, pleistozänen Mittelsand- und Grobsand-/Grobkiesschichten liegen auf einer tertiären Schicht aus Glimmerton, Beckenton und Bekenschluff. Problematisch für die Herstellung der Kaikonstruktion sind die im Übergangsbereich von den pleistozänen zu den tertiären Schichten vorhandenen Geröllschichten, in die große Steine eingelagert sein können.

In einem Abstand von 4,50 m wurde der Kaimauer eine Reihe von Reibpfehlen vorgestellt, um die Kolkgefahr der selbständig an- und ablegenden Containerschiffe herabzusetzen. Die Kaimauerkonstruktion wurde mit Horizontalrundstahlankern mit der rückwärtigen Parkhafenswand verbunden.

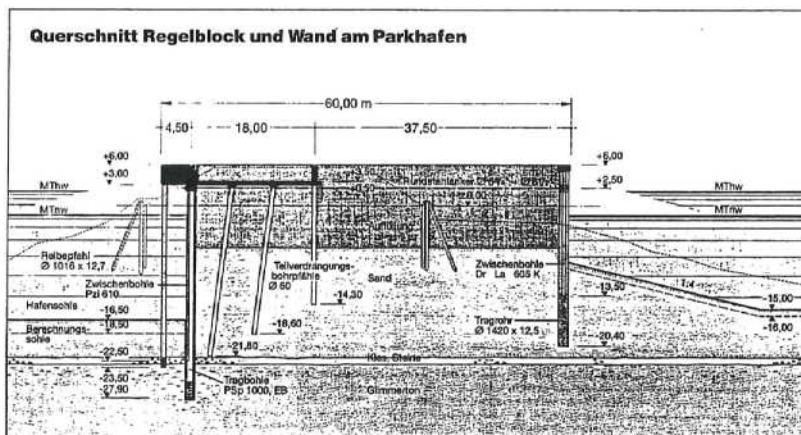


Bild 5: Querschnitt des Regelblocks. Burchardkai

[AMT FÜR STROM- UND HAFENBAU, 1993]

4 Meßkonzept

Über die unterschiedlichen und zum größten Teil voneinander unabhängigen Meßsysteme sollten Kenntnisse über die Spannungs- und Verformungszustände gewonnen werden. Dabei wurden die Messungen sowohl auf der Lastseite, d.h. im Erdreich wie auch auf der Widerstandsseite, d.h. in der Kaimauerkonstruktion durchgeführt. Das entwickelte Meßkonzept ist mit einigen der gegenseitigen Verflechtungen in Bild 6 dargestellt und gilt mit zwei Ausnahmen für beide Meßprogramme. Am O'Swaldkai wurde zusätzlich die Stauchung in der Wand mit Hilfe des Gleitmikrometers bestimmt, am Burchardkai wurden zusätzlich Porenwasserdruckaufnehmer eingebaut.



Bild 6: Meßkonzept zur Bestimmung des Erddrucks auf die Kaimauerwand

4.1 O'Swaldkai

Die elektrischen Geber wurden in fünf Tiefenpositionen im Bereich der Schlitzwand und an drei Stellen im Bereich der Kaiplatte eingebaut. Als Geber kamen handelsübliche, aber den speziellen Bedingungen angepaßte, Meßsysteme mit elektrischer Datenerfassung zum Einsatz. Die Erfassung und Aufzeichnung aller Messungen - bis auf die Inklinometer-, Gleitmikrometer und Setzungslotmeßwerte, die durch manuelles Einführen der Meßsonden ermittelt wurden - erfolgte kontinuierlich in frei wählbaren Zeitintervallen. Dazu stand ein 60-Kanal Analog-Digitalwandler zur Verfügung, der über ein Meßkabel mit dem in einem Abstand von ca. 100 m in einem Meßcontainer platzierten Rechner gekoppelt war. Der AD-Wandler war in einem Schacht unterhalb der Kaiplatte eingebaut. Einlaufendes Regenwasser wurde mit einer Pumpe entfernt. Bei einem Hochwasser im Frühjahr 1994 lief jedoch der gesamte Schacht voll und zerstörte den AD-Wandler, so daß die Meßergebnisse dieses Hochwasserereignisses nicht registriert werden konnten.

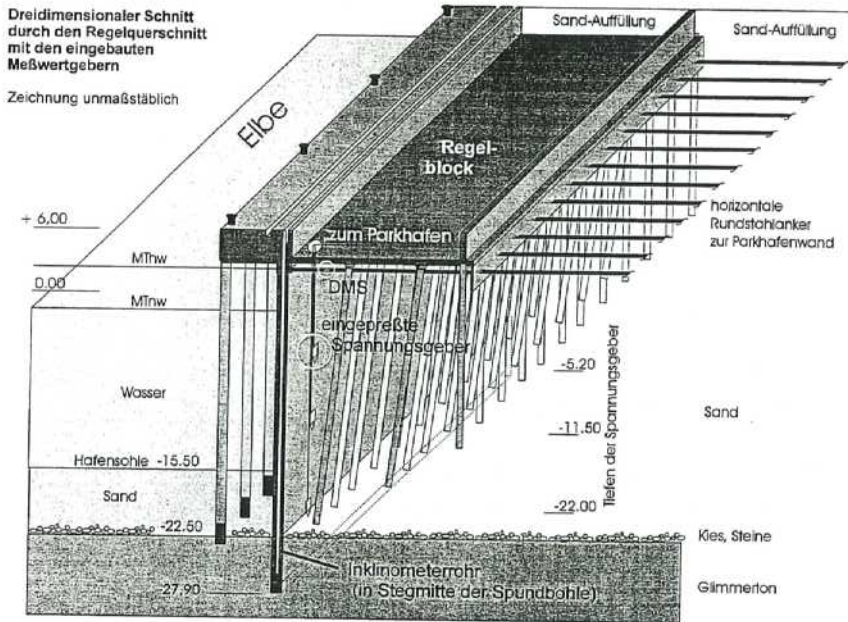


Bild 8: Darstellung des Regelblocks, Burchardkai [GATTERMANN, 1996]

5 Derzeitiges Bemessungskonzept

Üblicherweise beruht die Ermittlung der auf eine Kaimauer einwirkenden Lasten auf einer analytischen Berechnung, die sich auf die Bodenkennwerte Reibungswinkel und Kohäsion stützt. Der Ablauf der Berechnung und die dabei einzuhaltenden Randbedingungen sind in den "Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen" [EAU] abgedruckt. In Hamburg werden die allgemeinen Berechnungsvorschriften durch Musterblätter des Amtes für Strom- und Hafenbau im Detail ergänzt und erläutert. Bei der Entwicklung der Bemessungskonzepte und der Festlegung der Berechnungsannahmen für die hier zu untersuchenden Kaimauerkonstruktionen wurde versucht, die Erfahrungen und Kenntnisse aus der Berechnung von Kaimauern in Spundwandbauweise angemessen zu berücksichtigen. Im einzelnen waren folgende Annahmen getroffen worden:

- Die Ermittlung des Erddrucks erfolgt auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie. Die Weckung aktiven Erddrucks wird vorausgesetzt.
- Die Pfähle wirken als Vernagelung und vergrößern den rechnerischen Reibungswinkel. Die Erhöhung ist gemäß den im Musterblatt 15 des Amtes für Strom- und Hafenausbau, Hamburg, angegebenen Formeln zu bestimmen.
- Die bei Spundwänden nach EAU (E 20) übliche Abminderung des Feldmomentes um $1/3$ wird wegen der höheren Biegesteifigkeit der Wand auf $1/6$ reduziert. (nur O'Swaldkai)
- Der Kopfbalken wird als biegesteife Rahmenecke ausgebildet. Die Schlitzwand darf deshalb als in die Kaiplatte eingespannt gerechnet werden. (nur O'Swaldkai)
- Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt nach Theorie I. Ordnung. Die Betonkonstruktion wird dabei als ein ebenes Stabwerk idealisiert. Das Aufreißen der Querschnitte im Zugbereich der Schlitzwand wird mit einer ideellen Steifigkeit von 60% des geometrischen Querschnittwertes berücksichtigt. (nur O'Swaldkai)
- Der nach EAU, Tabelle E20-1 für die Lastfälle 2 und 3 zulässige Zuschlag zu den Spannungen nach Lastfall 1 von 15 bzw. 30 % darf als Reduktion auf der Lastseite berücksichtigt werden.

Das Sicherheits- und Bemessungskonzept beruht auf der Einführung von abgeminderten Bodenkennwerten, mit denen beim Standsicherheitsnachweis die Anforderungen an die globale Sicherheit erfüllt werden müssen. Die erdstatische Berechnung liefert dabei nur die Lasten, die in der statischen Berechnung des Bauwerks zu berücksichtigen sind. Wesentlicher Mangel der analytischen Berechnung besteht in der ungenügenden Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk. Die sich bei Kaimauerbauwerken einstellenden Spannungs- und Verformungsfelder können daher nicht im erforderlichen Maße Eingang in die Beurteilung der Standsicherheit finden.

Üblicherweise wird in der Bodenmechanik davon ausgegangen, daß sich im aktiven Grenzzustand die nach der Theorie von Coulomb zu ermittelnden Erddrücke als kleinstmögliche Belastungen einstellen. Die Gegenüberstellung von Wandbewegung und Erddruck weist für eine Bewegungsrichtung vom Boden weg kontinuierlich abnehmende Erddrücke aus. Untersuchungen von BREYMANN [1983] haben jedoch gezeigt, daß durchaus kleinere Horizontal-

spannungen gemessen werden. In einem speziell zu diesem Zweck gebauten Versuchstand hat er umfangreiche Messungen der horizontalen Erddrücke vorgenommen. Bei allen durchgeführten Versuchen zeigte sich, daß in Abhängigkeit vom Dehnweg zunächst ein sog. Bruchpunkt erreicht wird, bei dem der zugehörige Erddruckbeiwert deutlich den k_{akt} -Wert unterschreitet. Erst bei steigenden Wegen nähert sich die Meßkurve asymptotisch von unten (!) der Coulomb'schen Grenzlinie an.

6 Ergebnisse

Auf die ausführlichen Meßergebnisse des Meßprogrammes O'Swaldkai, insbesondere die Ergebnisse der FE-Berechnungen, sei an dieser Stelle nochmals auf die Veröffentlichung MAYBAUM [1996] verwiesen. Ergebnisse des Meßprogramms Burchardkai wurden von GATTERMANN [1996] veröffentlicht.

In diesem Beitrag wird näher auf die Veränderungen der Spannungen infolge des Tidewechsels im Vergleich der beiden untersuchten Kaikonstruktionen eingegangen.

Infolge der Gezeiten stellt sich eine wechselseitige Belastung der Wand ein. Bei Tidehochwasser (THW) ergeben sich Wasserüberdrücke auf der Elbseite, bei Tideniedrigwasser (TNW) Wasserüberdrücke auf der Landseite (Bild 9).

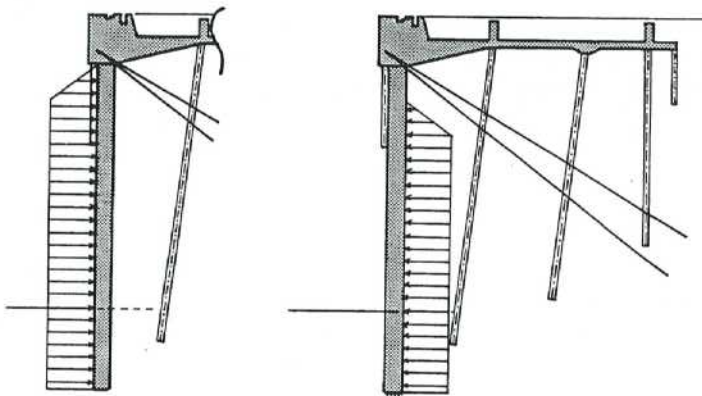


Bild 9: Wasserüberdrücke bei THW und TNW

In die erdstatistische Berechnung geht nur die Änderung der Wichte des hinter der Wand anstehenden Bodens von γ' auf γ ein. Wegen des linearen Zusammenhangs zwischen Wichte und effektiven Spannungen ergeben sich damit für Tideniedrigwasser rechnerisch größere Erddrücke als bei Tidehochwasser. Demgegenüber weisen die Meßwerte einen deutlichen Abfall der effektiven Spannungen bei Tideniedrigwasser nach. Um die Auswirkungen auf die Belastung der Wand beschreiben zu können, müssen gleichzeitig die Wasserüberdrücke betrachtet werden.

6.1 Veränderungen der Spannungen infolge des Tidewechsels, O'Swaldkai

Werden für eine Tiefenposition (-9,15 m NN) die effektiven Spannungen (σ effektiv) zusammen mit den Wasserüberdrücken (Δu) aufgetragen, so kann man ablesen, daß die Erhöhung der landseitigen Wasserüberdrücke zu Reduktionen der Erddrücke in gleicher Größenordnung führt. Die auf die Schlitzwand einwirkende Belastung bleibt mit knapp 20 kN/m² nahezu konstant. Die Wasserüberdrücke werden also fast vollständig durch die Abnahme der effektiven Spannungen kompensiert.

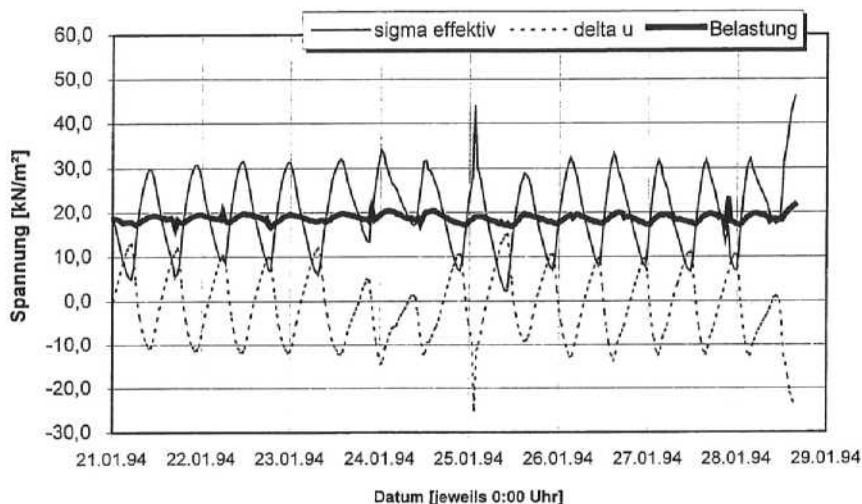


Bild 10: Belastungsänderung infolge Tidewechsel, O'Swaldkai, Januar 1994

6.2 Veränderungen der Spannungen infolge des Tidewechsels, Burchardkai

Hier ist für die Tiefenposition (-11,00 m NN) die effektive Spannung (σ effektiv) zusammen mit dem Wasserüberdruck (Δu) aufgetragen. Auch hier bleibt die auf die Schlitzwand einwirkende Belastung mit knapp 40 kN/m^2 nahezu konstant. Auffallend ist, daß am Burchardkai die Amplituden der beiden gemessenen Spannungen weniger als die Hälfte der Amplituden beim O'Swaldkai betragen. Dieses liegt zum Teil in der unterschiedlichen Konstruktion und Geometrie der beiden Kaianlagen begründet. Es kann aber auch eine unterschiedliche Erfassung der Spannungen nicht ausgeschlossen werden. Am Burchardkai wurden die Spannungsgeber in den gewachsenen Boden eingepreßt und hatten zudem eine kleinere Fläche im Gegensatz zu den sehr viel größeren und runden Erddruckkissen, die im Schlitz am O'Swaldkai eingebaut wurden.

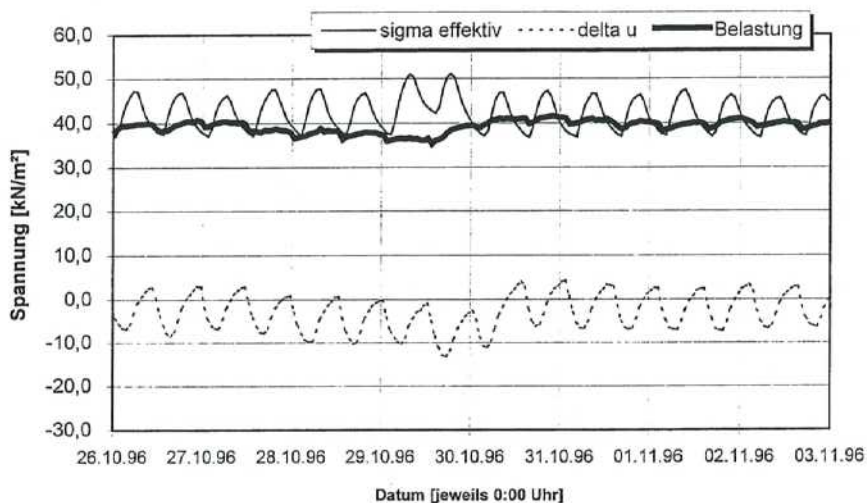


Bild 11: Belastungsänderung infolge Tidewechsel, Burchardkai, Oktober 1996

7 Biegemomente in der Schlitzwand

Eine weitere Möglichkeit, neben der direkten Spannungsermittlung mit Spannungsgebern, ist die Bestimmung von Biegemomenten aus Verformungsmessungen (Inklinometer) der Wand.

Die einfachste Methode der Bestimmung von Biegemomenten aus Inklinometermessungen ist die direkte Ermittlung der Krümmungsradien aus der gemessenen Verformungsfigur. Dazu werden drei aufeinanderfolgende Meßpunkte herangezogen und dafür die Kreisgleichung

$$(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2 = R^2 \quad (1)$$

gelöst. Mathematisch ist die Bestimmung der Krümmung mit der zweimaligen Differentiation der Verformungsfunktion w identisch.

Da weiterhin

$$w'' = 1/R = -M/EI \quad (2)$$

gilt, ist bei bekannten Steifigkeits- und Querschnittswerten die Bestimmung der Momente abgeschlossen.

Leider führt aber die direkte Verwendung der Meßdaten nicht zum Ziel, da die Digitalisierung der Zahlenwerte eine Rasterung zur Folge hat. Das erklärt sich damit, daß analoge Meßsignale innerhalb eines bestimmten Wertintervalls, dessen Breite von der Auflösung des AD-Wandlers abhängt, ein und demselben Digitalwert zugewiesen werden. Daraus ergibt sich eine „Unstetigkeit“ der Kurve, die bei der Berechnung von Krümmungsradien zu physikalisch unsinnigen Ergebnissen führt.

Es ist deshalb erforderlich, die Meßwertkurve vorab zu glätten. Dies kann durch Bildung einer Approximationsfunktion, ggf. für Teilintervalle, oder durch nicht funktional beschreibbare Näherungen geschehen.

Da die Übereinstimmung zwischen der Approximationsfunktion, z. B. einem Polynom, und der Meßwertkurve zu den Intervallrändern abnimmt, kann die Verwendung von Spline-Funktionen oder ähnlichen Näherungslösungen sinnvoll sein. Dies gilt insbesondere, wenn die Auswertung auf die Ableitung der Kurven abzielt. Aufgrund der recht aufwendigen Umsetzung von Spline-Funktionen wurden die Meßwertkurven mit Polynomapproximation abgebildet.

Zur Korrelationsbildung unterschiedlicher Meßsysteme ist es erforderlich, die sich aus der Differentialgleichung des Balkens ergebenden formalen Zusammenhänge zu nutzen.

Zielgröße	formaler Zusammenhang	Meßsystem
Last q	$-q = Q' = w'''' \cdot EI$	Erddruckkissen
Querkraft Q	$Q = M' = w''' \cdot EI$	
Biegemoment M	$M = -w'' \cdot EI$	über Gleitmikrometer über Inklinometer
Neigung α	$\alpha = w'$	Inklinometer
Verformung w	w	geodätische Messungen aus Inklinometer

Bild 12: Funktionale Zusammenhänge auf Grundlage der Differentialgleichung des Balkens

Wie bereits erwähnt sind alle Meßwertkurven durch Polynome approximiert worden.

Da sich der Grad des Polynoms mit jeder Ableitung um eins verringert, wird es erforderlich, die Verformungskurve w zumindest mit einer Funktion 8. Grades anzunähern, um das Lastbild q mit einem Polynom 4. Grades abzubilden. Parameterstudien konnten aufzeigen, daß die Verwendung von Polynomen höherer Ordnung insbesondere an den Intervallrändern für die Ableitungen eher unbefriedigende Ergebnisse liefern.

7.1 Bestimmung der Biegemomente am O'Swaldkai

Die Momentenlinie der Schlitzwand wurde aus Inklinometermessung, Gleitmikrometermessungen und FEM-Rechnung ermittelt. Das unter den gegebenen Lasten mit der Stabstatik errechnete Bemessungsmoment im Feldbereich wird mit 1800 kNm/m angegeben. Es ergab sich aus meß- und rechentechnischer Sicht eine einheitliche Abschätzung der in situ auftretenden Momente.

7.2 Bestimmung der Biegemomente am Burchardkai

Die Momentenlinie wurde hier nur aus Inklinometermessungen ermittelt. Es wurden jeweils drei Polynome mit unterschiedlichen Graden (5. Bis 7. Ordnung) zur Momentenermittlung herangezogen. Man kann deutlich erkennen, daß das Feld- sowie das Stützmoment sehr gut

bestimmt werden kann. In den Randbereichen laufen wie oben beschrieben die Momentenlinien allerdings stark auseinander.

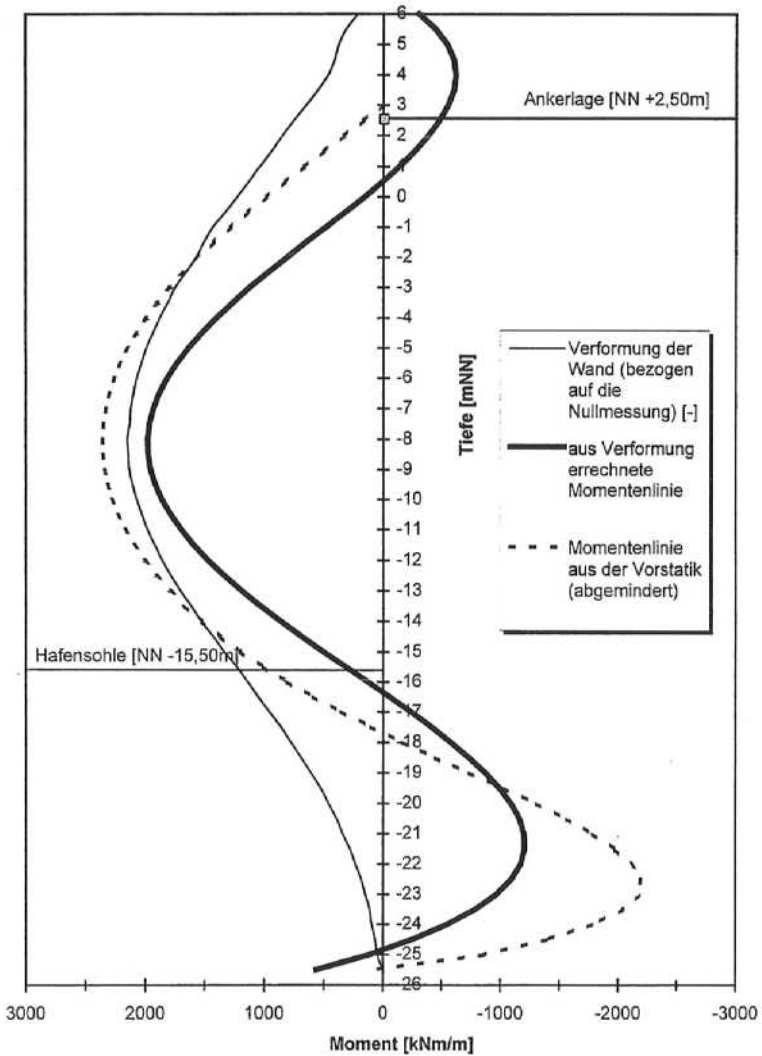


Bild 13: Momentenverlauf Meßstelle 03. Meßreihe 36. Burchardkai

8 Schlußfolgerungen

Die Ermittlung des Erddrucks auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie mit den erweiterten Annahmen gemäß Kapitel 4 war für alle Bauzustände einigermaßen zutreffend, soweit Wasserüberdrücke nicht berücksichtigt wurden. Die Abminderung vom Erdruehdruk auf den aktiven Erddruck konnte meß- und rechentechnisch nachgewiesen werden. Auf die Bemessung der Schlitzwand für erhöhten aktiven Erddruck, wie in der EAU, E 144 empfohlen, kann demzufolge verzichtet werden. Im bemessungsrelevanten Fall führen die Wasserüberdrücke auf der Landseite zu einer Reduktion der Erddrucklasten in nahezu gleicher Größenordnung. Die fehlende Erfassung dieser Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in den derzeitigen Vorschriften führt zu einer nennenswerten Überschätzung der auf die Schlitzwand einwirkenden Lasten. Bild 14 und 15 geben eine Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Werte mit denen der Statik wieder.

Bestimmung durch	Erddruck in der Tiefe NN - 9,15 m bei Tideniedrigwasser [kN/m ²]	Verhältnis [%]
------------------	---	----------------

O'Swaldkai

Statische Berechnung	29	100
Erddruckmessung	10	34
FE-Rechnung	12	41

Burchardkai

Statische Berechnung	64	100
Erddruckmessung	39	61

Bild 14: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Erddrücke

Bestimmung aus	Feldmoment [kNm/m]	Verhältnis [%]
----------------	--------------------	----------------

O'Swaldkai

Statischer Berechnung	1763	100
Inklinometermessung	1080	61
Gleitmikrometermessung	1090	62
FE-Rechnung	930	53

Burchardkai

Statischer Berechnung	2546	100
Inklinometermessung	1980	78

Bild 15: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Feldmomente

Zur Ermittlung der Erddrücke war die nach EAU für die Lastfälle 2 und 3 vorgeschlagene Erhöhung der zulässigen Spannungen durch eine Reduktion der angreifenden Lasten bereits umgesetzt worden. Die Pfähle wurden als den Boden vernagelnde Bauglieder eingeführt, deshalb wurde der rechnerische Reibungswinkel angehoben. Trotz dieser beiden physikalisch nicht ableitbaren, die Erddrücke wesentlich reduzierenden Randbedingungen, betragen die im Rahmen dieses Meß- und Untersuchungsprogramms ermittelten Spannungen nicht einmal die Hälfte (O'Swaldkai) oder nur Zweidrittel (Burchardkai) der Bemessungswerte.

Es wird angeregt, in zukünftigen Berechnungen die nach EAU, E19-1 anzusetzenden Wasserüberdrücke für die Lastfälle 2 und 3 in ihrem Größtwert zu reduzieren. Da im vorliegenden Fall eine Reduktion auf ca. 50% die Ergebnisse der Messung und Rechnung widerspiegelt, wird ein Abminderungsfaktor von z. B. 0,9 (LF2) oder 0,8 (LF3) zur Diskussion gestellt.

Die Momente, vor allem im Feldbereich, wurden wegen der zu hoch angesetzten Lasten weit überschätzt. Es wird vorgeschlagen, die Forderung der EAU, E 77, die Momentenabminderung bei dicken Schlitzwänden nicht in Ansatz zu bringen, entsprechend zu modifizieren.

Für die am O'Swaldkai und am Burchardkai erstellte Kaimauer ergeben sich damit aus allen Untersuchungen keinerlei Hinweise auf Überbeanspruchung einzelner Konstruktionsteile. Die Kaimauern sind mehr als ausreichend dimensioniert und als standsicher einzustufen.

9 Literaturverzeichnis

- | | |
|--|---|
| Böttger, H.
Dücker, H. P.
1992 | Umstrukturierung O'Swaldkai;
Hansa 8, S. 804-810 |
| Breyman, H.
1983 | Experimentelle Bestimmung des Seitendruckverhaltens
kohäsionsloser Böden in der Entspannungsphase;
Dissertation an der Technischen Universität Graz (A) |
| Dücker H.P.
1992 | Kaimauerbau in Hamburg, Neue Konzepte gesucht;
Hansa, 7, S. 704-710 |
| Gattermann, J.
Horst, M.
1996 | Meßtechnische Bestimmung des Spannungs-Verformungs-
Verhalten einer Kaimauer in einem Tidehafen;
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen
Universität Braunschweig, Heft 50, S. 43-58 |
| Maybaum, G.
1996 | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise
hergestellte Kaimauer; Institut für Grundbau und Boden-
mechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 52,
Dissertation |
| Rodatz, W.
1992a | Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen;
Hansa 7, S. 722-725 |
| Rodatz, W.
Hartung, M.
Maybaum, G. / 1992b | Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg |
| Strom- und
Hafenbau | Musterblatt 15 des Amtes für Strom- und Hafengebäude
Hamburg: Empfehlung für die Spundwandberechnung |
| Strom- und
Hafenbau | Prospekt zum geplanten Neubau des 10. Liegeplatzes
Burchardkai, Hamburg, 1993 |

Dipl.-Ing. J. Gattermann ist wissenschaftlicher Mitarbeiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig, Tel.: 0531-391-2730, Fax: -4574

Dr.-Ing. G. Maybaum ist Geschäftsführer des Ingenieurbüros Prof. Rodatz und Partner in Braunschweig Rebenring 33, 38106 Braunschweig, Tel: 0531-3804-465, Fax: -152

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz ist Leiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig, Tel.: 0531-391-2730, Fax: -4574

Berechnung der Standsicherheit von Böschungen mit dem "Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden"

S. H. Shaigani und O. Pregl

Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien

1. EINFÜHRUNG

Die derzeit üblichen Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen weisen verschiedene Mängel auf, die deren Anwendung in vielen Fällen problematisch erscheinen lassen. Es wird hier ein neues Verfahren vorgelegt, daß einige dieser Mängel nicht aufweist. Im übrigen sei darauf hingewiesen, daß es - ganz allgemein gesprochen - notwendig ist, die konventionellen Verfahren immer wieder neu zu durchdenken und aufgrund neuer Erkenntnisse auch zu modifizieren.

2. ÜBLICHE BERECHNUNGSVERFAHREN (sh. auch [1])

Zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen werden derzeit in erster Linie folgende Berechnungsverfahren angewendet:

- (a) **Verfahren von Bishop**: für kreiszylindrische Gleitflächen ([2]; sh. Bild 2.1a)
- (b) **Verfahren von Janbu**: für prismatische Gleitflächen ([3]; sh. Bild 2.1b)
- (c) **Block-Gleit-Verfahren**: für prismatische Gleitflächen (sh. Bild 2.1c)
- (d) **Kinematische-Element-Methode (KEM)**: für Translationsbewegungen ([4]; sh. Bild 2.1d)
- (e) **Finite-Element-Methode (FEM)**

Bei den Verfahren (a) bis (c) handelt es sich um Grenzgleichgewichtsverfahren, bei denen man den betrachteten Gleitkörper in eine Reihe von vertikal begrenzten Streifen unterteilt und die auf diese Streifen wirkenden resultierenden Kräfte betrachtet. Die in den vertikalen Schnittflächen wirkenden Kräfte werden in Richtung der Tangente an eine vorgegebene Drucklinie angenommen, wobei jedoch bei den Verfahren (a) und (b) diese Schnittkräfte in der Regel unbeachtet bleiben können.

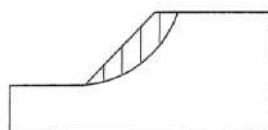
Nachteile der Verfahren (a) und (b):

- Bei im Böschungsfußbereich verhältnismäßig steil nach oben gerichteten Gleitflächen und auch bei einer hohen Kohäsion ergeben sich rechnerisch Zugspannungen in der Gleitfläche, die es aber tatsächlich nicht gibt. Da der Normalspannungsverlauf für die Ermittlung der

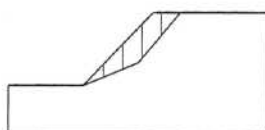
Standsicherheit nicht unmittelbar gebraucht wird, bleiben solche Zugspannungen im Zuge der Berechnung meist unbemerkt.

- Die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ wird nicht exakt erfüllt, d.h. das Kräfteck schließt sich nicht genau, es ergibt sich ein sog. "Schlußfehler".
- Bei - im Verhältnis zur Masse des Gleitkörpers - großen Horizontallasten und großen vertikalen Auflasten werden ungenaue Spannungsverteilungen in der Gleitfläche erhalten. Ankerkräfte und andere stützende oder belastende Oberflächenkräfte wirken kaum über die Streifen, an denen sie angreifen, hinaus.

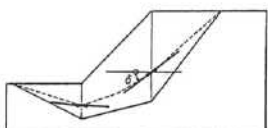
Bild 2.1:



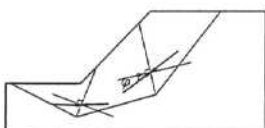
(a) Verfahren von Bishop (1954)



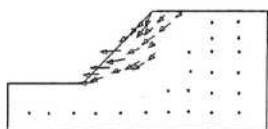
(b) Verfahren von Janbu (1973)



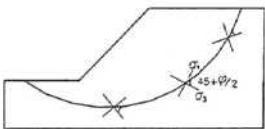
(c) Block-Gleit-Verfahren



(d) Kinematische-Element-Methode (KEM)



(e) Finite-Element-Methode (FEM):
Divergenz der Rechenergebnisse



(f) Finite-Element-Methode (FEM):
Konstruktion von Gleitflächen

Bei den Verfahren (a) bis (d) wird vorausgesetzt, daß der lokale Ausnutzungsgrad entlang der gesamten Gleitfläche konstant ist. Tatsächlich wird aber die Scherfestigkeit in Form eines progressiven Bruches mobilisiert; zeigt der Boden eine Entfestigung (d.h. einen Abfall der Scherfestigkeit τ_f auf die Restscherfestigkeit τ_r), so kann sich der Bereich der Vollmobilisierung der Scherfestigkeit im Laufe der Zeit durch Kriechverformungen weiter ausbreiten, was u.U. zeitlich verzögert zu einem Bruch führen kann. Dies gilt auch für den

Fall, daß eine obenliegende Schichte mit hoher Kohäsion und eine darunter liegende Schichte mit geringerer Scherfestigkeit vorliegt.

Bei Betrachtung des progressiven Bruchvorganges ist ein aktiver und ein passiver Bereich zu unterscheiden: im aktiven Bereich ist die Scherfestigkeit voll mobilisiert, im passiven Bereich nicht. Der aktive Bereich "drückt" auf den passiven, der passive Bereich "stützt" den aktiven.

Nachteilig bei der KEM ist die große Anzahl variabler Größen, was das Aufsuchen des kritischen Bruchmechanismus sehr erschwert; deshalb kommt diese Methode - zumindest für den Fall, daß mehrere Teilgleitkörper betrachtet werden - für Routineberechnungen kaum in Frage. Dies gilt auch für die FEM. Mit dieser Methode kann die Standsicherheit auf zwei verschiedene Arten ermittelt werden:

- Bei einer elastoplastischen Berechnung werden die Scherparameter in kleinen Schritten so lange reduziert, bis die Berechnung nicht mehr konvergiert ([5, 6]; sh. Bild 2.1e). Die Sicherheit ergibt sich sodann aus den Scherparametern, die beim letzten Rechenschritt, der noch konvergierte, angesetzt wurden.
- In dem aus einer elastischen oder elastoplastischen Berechnung erhaltenen Spannungsfeld ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) werden von Randpunkten beginnend Gleitflächen konstruiert, die an jeder Stelle den Winkel $\pi/4 + \varphi/2$ zur Richtung der kleineren Hauptspannung σ_3 einschließen; auf diese Weise wird die kritische Gleitfläche gesucht ([7]; sh. Bild 2.1f).

3. SICHERHEITSDEFINITION

Nach dem Bemessungskonzept mit **Teilsicherheitsbeiwerten** ist eine ausreichende Standsicherheit der Böschung dann gegeben, wenn der Sicherheitsabstand

$$Z = R_d - S_d \geq 0$$

bzw. der globale Ausnutzungsgrad (Mobilisierungsgrad)

$$M = \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

ist. Der Bemessungswert der Widerstände errechnet sich aus

$$R_d = \sum_{i=1}^n T_{r,d,i} + \sum_{j=1}^k T_{D,d,j} + \sum_{l=1}^m Z_{r,d,l}$$

der Bemessungswert der Einwirkungen aus

$$S_d = \sum_{i=1}^n T'_{f,d,i} + \sum_{i=1}^k T'_{D,d,i} + \sum_{i=1}^m Z'_{c,d,i},$$

Dabei ist
$$\sum_{i=1}^n T_{f,d,i} = \sum_{i=1}^n (T_{\varphi,d,i} + T_{c,d,i}) = \int_0^{\ell} \tau_{f,d} d\ell,$$

$$\tau_{f,d} = \frac{c}{\gamma_c} + \sigma' \frac{\tan \varphi}{\gamma_{\varphi}} = c_d + \sigma' \tan \varphi_d,$$

$$T'_{f,d,i} = \mu_i \cdot T_{f,d,i}$$

$$T'_{D,d,i} = \mu_i \cdot T_{D,d,i}$$

und

$$Z'_{c,d,i} = \mu_i \cdot Z_{c,d,i}.$$

$T_{f,d,i}$	in der Gleitfläche mögliche Scherkraft
$T'_{f,d,i}$	mobilisierter Anteil von $T_{f,d,i}$
n	Anzahl der Streifen, in die die Gleitfläche geteilt wird
$T_{D,d,i}$	in Richtung der Gleitfläche wirkender Bemessungswert von Dübelkräften
$T'_{D,d,i}$	mobilisierter Anteil von $T_{D,d,i}$
k	Anzahl der Dübel, die von der Gleitfläche geschnitten werden
$Z_{c,d,i}$	in Richtung der Gleitfläche wirkender Bemessungswert von Bewehrungskräften
$Z'_{c,d,i}$	mobilisierter Anteil von $Z_{c,d,i}$
m	Anzahl der Bewehrungselemente, die von der Gleitfläche geschnitten werden
σ'	wirksame Normalspannung in der Gleitfläche
$c_d = c/\gamma_c$	Bemessungswert der Kohäsion
$\varphi_0 = \arctan(\tan \varphi/\gamma_{\varphi})$	Bemessungswert des Reibungswinkels
τ_j	Bemessungswert der Schubspannung in der Gleitfläche
$\tau_{f,d}$	Bemessungswert der Scherfestigkeit in der Gleitfläche
μ_i	lokaler Ausnutzungsgrad der Reibungskraft $T_{\varphi,i}$, der Kohäsionskraft $T_{c,i}$, der Dübelkraft $T_{D,i}$ und der Bewehrungskraft $Z_{c,i}$
ℓ	Länge der Gleitfläche

Grundsätzlich ist es möglich, daß die einzelnen Widerstände in einem Streifen ($T_{\varphi,d,i}$, $T_{c,d,i}$, $T_{D,d,i}$, und $Z_{c,d,i}$) nicht gleichzeitig, sondern nacheinander in unterschiedlichem Maße mobilisiert werden. Im Rahmen eines Rechenverfahrens, das auf Gleichgewichtsbetrachtungen aufbaut und nicht auch Verformungen berücksichtigt, kann jedoch keine eindeutige Aussage über die unterschiedlichen Größen der einzelnen Mobilisierungsgrade ($\mu_{\varphi,i}$, $\mu_{c,i}$, $\mu_{D,i}$, $\mu_{Z,i}$) gemacht werden; Üblicherweise wird von einer gleichmäßigen Mobilisierung, d.h. von $\mu_{\varphi,i} = \mu_{c,i} = \mu_{D,i} = \mu_{Z,i} = \mu_i$ ausgegangen. Jede andere ungleichmäßige Mobilisierung ist aber genauso berechtigt, sofern sie ein Gleichgewicht ergibt.

Bei den Verfahren von Bishop und Janbu wird eine gleichmäßige Mobilisierung der Widerstände entlang der Gleitfläche angenommen. Man geht dabei von einer Starrkörperbewegung, gleichen Mobilisierungsfunktionen und gleich großen Grenzverschiebungen für alle Widerstände aus (sh. Bild 3.1).

Beim Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden werden hingegen die Widerstände an der Seite der ungünstigsten Einwirkungen beginnend, so weit als möglich ausgenutzt und nur die dort nicht aufnehmbaren Einwirkungen werden auf die anderen Bereiche des Gleitkörpers übertragen. Dies entspricht einer Verformung des Gleitkörpers (sh. Bild 3.2). Werden die Widerstände nicht zur Gänze ausgenutzt, so können bei einem Zusammenwirken von Boden und Dübel bzw. Bewehrung die lokalen Ausnutzungsgrade von Boden und zusätzlichen Schnittkräften unterschiedlich angenommen werden. Dies wird durch den Parameter G gesteuert: Beispielsweise kann zuerst die Scherfestigkeit des Bodens voll mobilisiert werden und erst dann die Festigkeit von Dübel bzw. Bewehrungen ($G = 1$) oder umgekehrt ($G = -1$). Bei $G = 0$ sind die lokalen Mobilisierungsgrade für Boden und zusätzliche Schnittkräfte gleich groß. Es ist davon auszugehen, daß die Scherfestigkeit des Bodens früher mobilisiert wird als die zusätzlichen Schnittkräfte (Bild 3.3).

Bild 3.1: Starrkörperbewegung

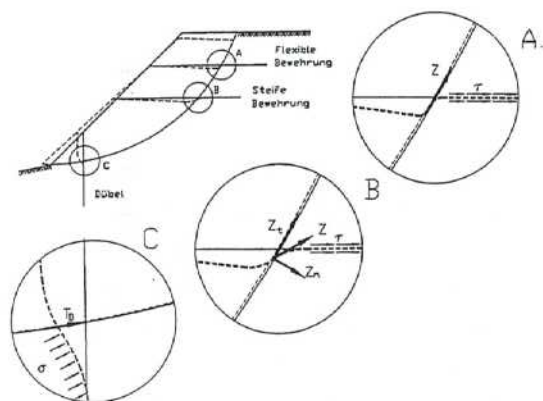


Bild 3.2: Verformung

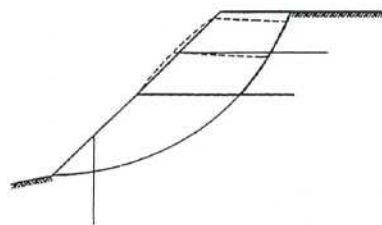
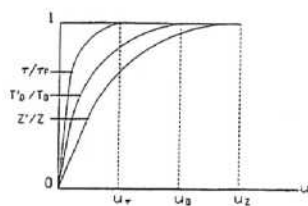


Bild 3.3: Mobilisierungsfunktion



Werden keine Dübel- oder Bewehrungskräfte berücksichtigt ($\sum T_{D,d,i} = \sum Z_{t,d,i} = 0$) und wird $\gamma_c = \gamma_\phi$ gesetzt, so führen Berechnungen mit Teilsicherheitsbeiwerten bzw. **globalen Sicherheitsbeiwerten** zu gleichwertigen Ergebnissen, da auch der globale Sicherheitsbeiwert als Abminderungsbeiwert für c_i und $\tan \phi_i$ aufgefaßt werden kann, wie das die umgeformte Bemessungsbedingung zeigt:

$$\sum M_i = \frac{\sum r(c_{i,1} + N_i \cdot \tan \phi_i + T_{D,i} + Z_{t,i})}{\eta}$$

Der globale Sicherheitsbeiwert errechnet sich aus

$$\eta = \frac{R}{S} = \frac{1}{M}$$

In den folgenden Abschnitten wird der Einfachheit halber bei den Symbolen der Index d weggelassen. Da grundsätzlich mit Bemessungswerten gerechnet wird, sind Verwechslungen nicht zu befürchten.

4. VERFAHREN MIT LOKALEN MOBILISIERUNGSGRADEN (VLM)

4.1 Berechnung

Aufgrund der in Abschnitt (2) erwähnten Unzulänglichkeiten der derzeit angewendeten Methoden zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen besteht der Bedarf nach einer Methode, die die erwähnten Unzulänglichkeiten nicht aufweist, die aber auch einfach zu handhaben ist. Eine solche Methode wird im folgenden beschrieben; sie wird als **Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden (VLM)** bezeichnet. Wie bei den in Abschnitt (2) genannten Methoden (a) bis (c) wird dabei der untersuchte Gleitkörper in eine Anzahl von vertikal begrenzten Streifen unterteilt (Bild 4.1) und mit den auf diese Streifen wirkenden resultierenden Kräften gerechnet (Streifenverfahren). Die Streifenbreite b_i kann konstant sein oder auch variieren.

An jedem einzelnen Streifen i werden die dort angreifenden Lasten, die dazu im Gleichgewicht stehenden, in der Gleitfläche wirkenden Schub- (T_i) und Normalkräfte (N_i) und die maximal möglichen Widerstände ($T_{f,i}$, $T_{D,i}$ und $Z_{t,i}$) betrachtet. Es muß eine Annahme über den Verlauf der Drucklinie, das ist die Verbindungslinie der Angriffspunkte der Erddruckkräfte E_i in den vertikalen Schnitten (strichlierte Linie in Bild 4.2a), getroffen werden. Eine einfache Annahme besteht darin, diese Drucklinie in einem bestimmten Ab-

standsverhältnis zwischen Gleitfläche und Geländeoberfläche anzunehmen, in der Regel im
Drittelpunkt der Höhe über der Gleitfläche.

Im allgemeinen werden an jedem Streifen i die im folgenden angegebenen Kräfte betrachtet
(sh. Bild 4.2a)

Bild 4.1:

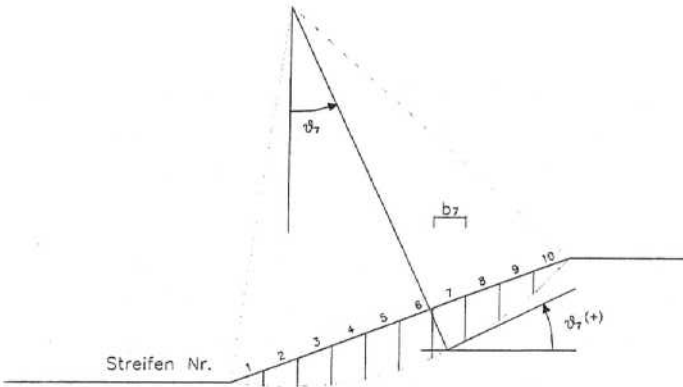
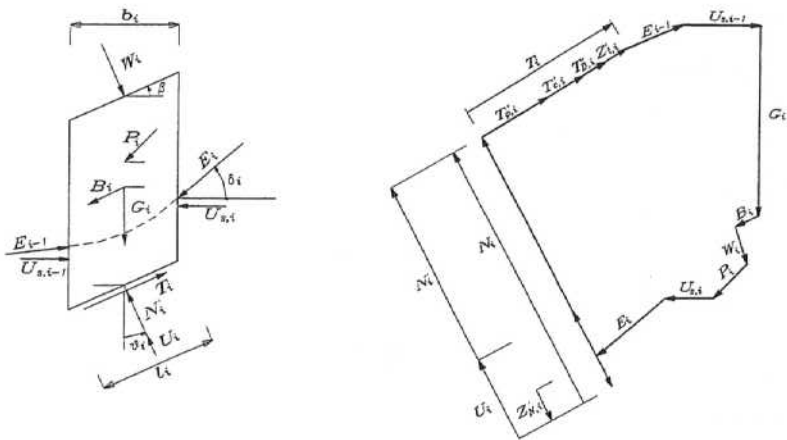


Bild 4.2:



(a) Kräfte am Streifen i

(b) Kräfteplan für die am Streifen i wirkenden Kräfte

Lasten (Einwirkungen)

- Eigengewicht G_i
- Vertikale und horizontale Oberflächenlasten ($P_{v,i}$ und $P_{h,i}$)
- Vertikale und horizontale Erdbebenlasten ($B_{v,i}$ und $B_{h,i}$)
- Vertikale und horizontale Wasserdruckkräfte aus Oberflächenwasser ($W_{h,i}$ und $W_{v,i}$)
- Von einem der beiden Nachbarstreifen einwirkende Erddrücke ($E_{v,i}$ und $E_{h,i}$ bzw. $E_{v,i-1}$ und $E_{h,i-1}$); welcher dieser beiden Erddrücke als Einwirkung aufgefaßt wird, hängt davon ab, ob von "oben nach unten" oder von "unten nach oben" gerechnet wird (sh. unten).
- Wasserdruckkräfte in den vertikalen Schnitten ($U_{s,i}$ und $U_{s,i-1}$)

Die im Streifen i wirkenden resultierenden Lasten R_i müssen über die in der Gleitfläche mobilisierbaren Schub- und Normalkräfte (Widerstände) aufgenommen und - sofern dies nicht ausreicht - auch noch über eine Erddruckkraft E_i bzw. E_{i-1} auf den benachbarten Streifen übertragen werden.

Ergibt die Zerlegung der Kraft R_i in eine Normalkraft N_i und eine Schubkraft T_i eine Zugwirkung in der Gleitfläche, so ist das Berechnungsverfahren nicht weiter anwendbar. Ist diese Zugkraft auf einen Porenwasserdruck in der Gleitfläche zurückzuführen, handelt es sich um einen Verflüssigungsbruch, anderenfalls ist der auftretende Bruchmechanismus kein reiner Scherbruch. In vielen Fällen lassen sich die Zugspannungen in der Gleitfläche durch Wahl einer steileren Drucklinie, d.h. durch eine größere Erddruckneigung δ_i eliminieren; vor allem sollte nicht $\delta_i = 0$ angenommen werden.

Mobilisierte Widerstände

- Mobilisierter Anteil $T_{ci} = \mu_i \cdot T_{ci} = \mu_i (T_{\phi,i} + T_{c,i}) = T'_{\phi,i} + T'_{c,i}$ der Scherkraft $T_{f,i}$ in der Gleitfläche
- Porenwasserdruckkraft $U_i = u_i \cdot l_i$ in der Gleitfläche; dabei ist u_i der Porenwasserdruck in der Mitte der Gleitflächenabschnitte und l_i dessen Länge
- Wirksame Normalkraft $N_i = \sigma'_i \cdot l_i$
- Unter dem Winkel $\delta_{p,i}$ bzw. δ_i zur Horizontalen wirkende Erddruckkräfte auf der den einwirkenden Erddrücken gegenüberliegenden Seite ($E_{v,i-1}$ und $E_{h,i-1}$ bzw. $E_{v,i}$ und $E_{h,i}$)
- Mobilisierte Schubkraft von Dübeln $T'_{D,i} = \mu_i \cdot T_{D,i}$
- Mobilisierte Normalkraft $Z_{n,i} = \mu_i \cdot Z_{n,i}$ und mobilisierte Schubkraft $Z'_{c,i} = \mu_i \cdot Z_{c,i}$ von Bewehrungen
- Die Kraft $T_i = T'_{ci} + T'_{D,i} + Z'_{c,i}$ ist die Resultierende der in Richtung der Gleitfläche mobilisierten Widerstände

Maximal mögliche Widerstände

- Scherkraft $T_{f,i} = T_{c,i} + N'_i \cdot \tan \varphi_i$
- Scherkraft $T_{D,i}$ von Dübeln
- Parallel zur Gleitfläche wirkende Komponente $Z_{c,i}$ der Zugkraft Z_i von Bewehrungen

Ein Beispiel für ein Gleichgewicht der Kräfte an einem Streifen i ist in Bild 4.2b gezeigt.

Die Berechnung beginnt beim obersten ($i = n$) oder beim untersten Streifen ($i = 1$); wir sprechen von einer Rechnung "von oben nach unten" bzw. "von unten nach oben". Die Berechnung "von oben nach unten" ist jedenfalls durchzuführen, die Berechnung "von unten nach oben" kann **ergänzend** erforderlich werden, wenn sehr große stützende Horizontalkräfte (z.B. Ankerkräfte) zu berücksichtigen sind. Als Regel gilt, daß die Berechnung dort beginnen soll, wo die die Standsicherheit wesentlich beeinflussenden Kräfte wirken: Beim Böschungsbruch sind dies eventuelle Auflasten auf die Böschungsschulter und das Eigengewicht des Gleitkörpers im oberen Bereich, bei Tragfähigkeitsaufgaben sind dies die aufgebrachten Fundamentlasten, bei Erddruckaufgaben sind dies jedoch die stützenden bzw. widerstehenden Erd drücke am unteren Ende des Gleitkörpers. Bei einer Rechnung "von unten nach oben" kann auch eine Druckausbreitung infolge der aufgebrachten Horizontalkräfte erfaßt werden, was bei der Berechnung "von oben nach unten" nicht möglich ist. Im folgenden wird nur die Rechnung "von oben nach unten" behandelt.

In jedem Streifen i ($1 \leq i \leq n$) werden zuerst der Betrag R_i' und die Richtung χ_i der resultierenden wirksamen Last berechnet (sh. Bild 3):

$$R_i' = \sqrt{V_i'^2 + H_i'^2}$$

$$\chi_i = \arctan \frac{V_i'}{H_i'} \quad (-\pi \leq \chi_i \leq \pi)$$

mit $V_i' = G_i + W_{v,i} + B_{v,i} + P_{v,i} - U_{v,i} + E_{v,i}$

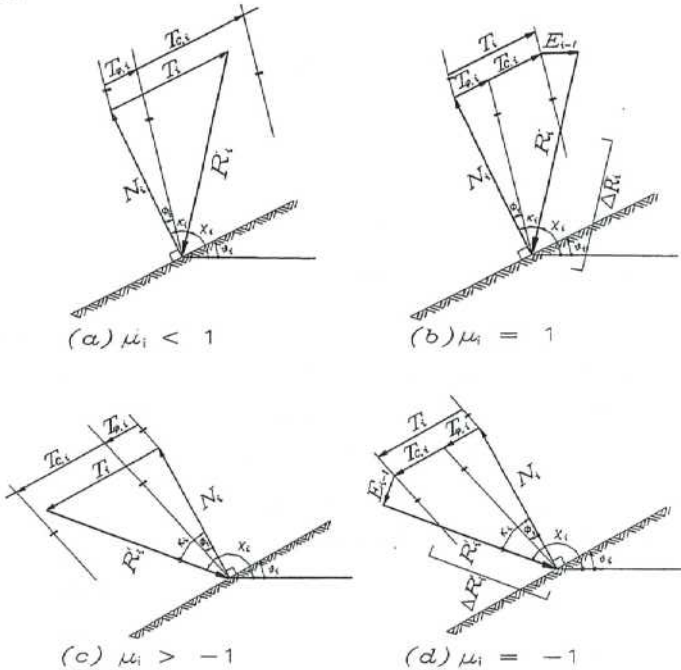
und $H_i' = W_{h,i} + B_{h,i} + P_{h,i} - U_{h,i} + U_{s,i} - U_{s,i-1} + E_{h,i}$.

Dabei ist $E_{h,i} \geq 0$. Der Winkel κ_i zwischen der Resultierenden R_i' und der äußeren Normalen auf die Gleitfläche beträgt

$$\kappa_i = \frac{\pi}{2} + \vartheta_i - \chi_i \quad (-\pi \leq \kappa_i \leq \pi).$$

Ist der Winkel κ_i positiv, so bedeutet dies, daß die im Streifen i mobilisierte Schubkraft nach oben hin gerichtet ist; der Streifen hat die Tendenz, sich nach unten zu bewegen. Bei einem negativen Winkel κ_i hat der Streifen demgegenüber die Tendenz, sich nach oben zu verschieben, was bei einer großen stützenden Horizontalkraft oder bei steil nach innen fallender Gleitfläche beim Böschungsfuß der Fall sein kann.

Bild 4.3:



Im Falle, daß die Resultierende in der Gleitfläche nicht aufgenommen werden kann und der Streifen sich auf den benachbarten unteren stützt, ist $\mu_i = 1$. In diesem Fall errechnet sich der Erddruck E_{i-1} aus

$$E_{i-1} = \frac{(R_i - \Delta R_i) \cdot \sin(\kappa_i - \varphi_i)}{\cos(\varphi_i + \delta_{i-1} - \theta_i)}$$

anderenfalls ($\mu_i < 1$) ist

$$E_{i-1} = 0.$$

Die Normalkraft N_i in der Gleitfläche errechnet sich für $\mu_i = 1$ aus

$$N_i = \frac{[E_{i-1} \cdot \sin(\chi_i - \delta_{i-1}) + (T_{c,i} + T_{D,i} + Z_{i,i}) \cdot \cos \kappa_i] \cdot \cos \varphi_i}{\sin(\kappa_i - \varphi_i)}$$

und für $\mu_i < 1$ aus

$$N_i = R_i \cdot \cos \kappa_i.$$

Die Scherkraft im Gleitflächenabschnitt beträgt

$$T_{r,i} = T_{e,i} + N_i' \cdot \tan \varphi_i.$$

Die in der Gleitfläche übertragene Schubkraft beträgt bei $\mu_i = 1$

$$T_i = T_{r,i} + T_{D,i} + Z_{i,i}$$

und bei $\mu_i < 1$

$$T_i = R_i' \sin \kappa_i.$$

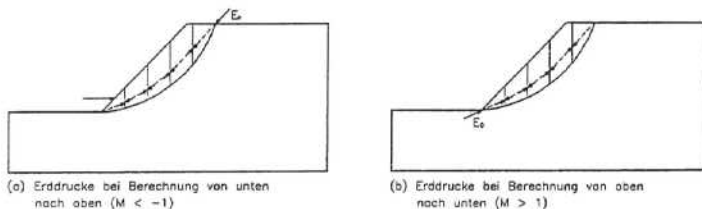
Der globale Ausnutzungsgrad wird berechnet aus

$$M = \frac{\sum [T_i + E_{i-1} \cdot \cos(\delta_{i-1} - \vartheta_i)] + E_0 \cdot \cos(\delta_0 - \vartheta_i)}{\sum (T_{r,i} + T_{D,i} + Z_{i,i})}.$$

Dabei sind E_{i-1} die negativ genommenen Beträge derjenigen Erddrücke, die eine negative Horizontalkomponente $E_{h,i-1}$ (Zugkraft) aufweisen; diese können in der Schnittfläche nicht übertragen werden. Solche Erddrücke können sich rechnerisch beispielsweise im Falle $M < 1$ bei steil nach unten fallender Gleitfläche im Böschungsfußbereich ergeben.

E_0 ist eine im Falle $M > 1$ am unteren Ende des Gleitkörpers in Richtung der Drucklinie wirkende Stützkraft (sh. Bild 4.4a); sie ist als Druckkraft positiv.

Bild 4.4:

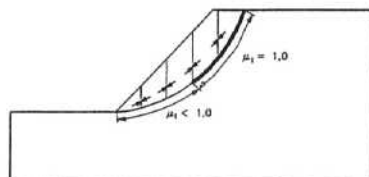


Ist nach der Berechnung des globalen Ausnutzungsgrades M in einzelnen Streifen i der lokale Ausnutzungsgrad $\mu_i = 1$ oder $\mu_i = -1$ und wird davon ausgegangen, daß bei Erreichen der Scherfestigkeit τ_f eine Entfestigung auf die Restscherfestigkeit τ_r auftritt, so kann dies dadurch erfaßt werden, daß der beschriebene Rechenablauf wiederholt wird, wobei jedoch jetzt in den Streifen, in denen die Scherfestigkeit voll mobilisiert ist, die Scherparameter c_r und φ_r der Restfestigkeit angesetzt werden. Dies ist so oft zu wiederholen, bis sich bei aufeinander folgenden Berechnungen die Anzahl der Streifen mit voller Mobilisierung der Scherfestigkeit nicht mehr verändert.

Bild 4.5 zeigt schematisch den aktiven ($\mu_i = 1$) und den passiven Bereich ($\mu_i < 1$) einer kreiszylindrischen Gleitfläche.

Weist eine oben liegende Schichte eine hohe Kohäsion auf, so wird deren Einfluß auf die Standsicherheit durch den Ansatz der Restfestigkeit bzw. durch den Ausschluß von Zugspannung in den vertikalen Schnitten eliminiert. Damit werden in der Berechnung dort auftretende Zugrisse bzw. ein Nachgeben nur der darunter liegenden Schicht erfaßt.

Bild 4.5:



Aktiver und passiver Bereich entlang der Gleitfläche

4.2. Vergleiche mit den Verfahren von Bishop und Janbu

Im folgenden werden für eine bestimmte Geometrie und für eine bestimmte Gleitfläche die Scherparameter variiert und Situationen mit einem Anker durch Bewehrungslagen und mit einer Verdübelung durch eine Pfahlwand behandelt. Außerdem wird vergleichsweise die kreiszylindrische Gleitfläche durch eine daran angepaßte prismatische Gleitfläche mit sechs gleich langen Gleitflächenabschnitten ersetzt. Damit soll die Gleichwertigkeit der Berechnung mit kreiszylindrischer und prismatischer Gleitfläche überprüft werden.

Schichtenaufbau

OK Schicht 1: \bar{x} (m)	\bar{y} (m)	OK Schicht 2: \bar{x} (m)	\bar{y} (m)	OK Schicht 3: \bar{x} (m)	\bar{y} (m)
-10,00	25,00	10,00	25,00	10,00	20,00
65,00	25,00	66,00	25,00	220,00	20,00
179,57	66,70	122,69	46,00		
220,00	66,70	220,00	46,00		

Büsungsneigung $\beta = 20^\circ$

Die Beispiele 1 bis 6 behandeln jeweils einen homogenen Untergrund. Bei Beispiel 7 dienen die Schichten 2 und 3 nur zur Festlegung der Porenwasserdrücke; es werden daher bei diesem Beispiel für alle Schichten die gleichen Bodenkennwerte angesetzt.

Bodenkennwerte

Dichte

$\gamma_0 = 18 \text{ kN/m}^3$ (oberhalb des Grundwasserspiegels)
 $\gamma_0 = 20 \text{ kN/m}^3$ (unterhalb des Grundwasserspiegels und für rein kohäsiven Boden)

Coulombsche Bruchbedingung

Kohäsionsloser Boden: $c = 0$	$\phi = 30^\circ$	$c_r = 0$	$\phi_r = 20^\circ$
Kohäsiver Boden: $c = 10 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 30^\circ$	$c_r = 5 \text{ kN/m}^2$	$\phi_r = 20^\circ$
Rein Kohäsiver Boden: $c = 100 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 0^\circ$	$c_r = 50 \text{ kN/m}^2$	$\phi_r = 0^\circ$

Kreiszyklindrische Gleitfläche (Bild 4.6)

$x_M = 84,38$, $y_M = 150,00$, $r = 126,49$ m

Prismatische Gleitfläche (Bild 4.7)

x (m)	y (m)
65,000	25,000
86,126	23,519
107,203	25,583
127,641	31,135
146,866	40,018
164,330	51,985
179,570	66,700

Bild 4.6:

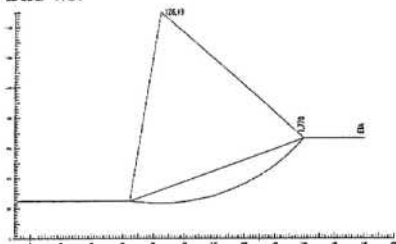
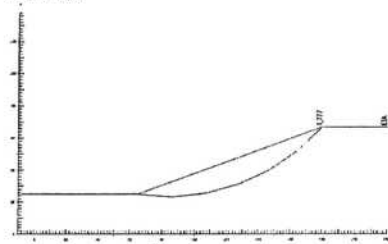


Bild 4.7:



Streifenbreite

$B = 2,0$ m








Ergebnisse

Die Ergebnisse aller Berechnungen sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Beim Verfahren mit lokalen Ausnutzungsgraden wird wegen des Vergleiches mit dem Verfahren von Bishop und Janbu jeweils zuerst der Fall $c_r = c$ und $\phi_r = \phi$ angegeben. Es ist zu sehen,

- daß die Unterschiede zwischen den Ergebnissen mit kreiszyklindrischen und daran angepaßten prismatischen Gleitflächen nur gering sind und
- daß das Verfahren mit lokalen Ausnutzungsgraden Sicherheitsbeiwerte ergibt, die den bisherigen Werten etwa entsprechen.

Bemerkenswert ist, daß bei den Beispielen 4, 6 und 7 bei den Verfahren von Bishop und Janbu in der Gleitfläche rechnerisch Zugspannungen auftreten und daß sich trotzdem die Sicherheitszahlen η von denen, die mit dem Verfahren mit lokalen Ausnutzungsgraden erhalten werden, nicht sehr stark unterscheiden. Trotzdem erscheint es nicht sinnvoll die Verfahren von Bishop und Janbu in solchen Fällen anzuwenden.

Tabelle 4.1:

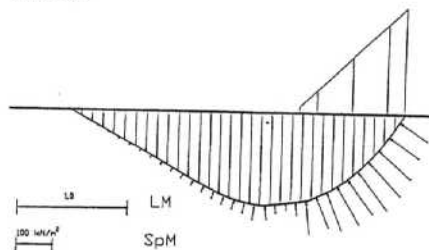
Beispiel	Bruchbedingung	Anmerkung	Schemaskizze	Globaler Sicherheitsbeiwert γ			
				Kreiszylind. Gleitfläche		Prismatische Gleitfläche	
				Bishop	VLM	Janbu	VLM
Test01	Kohäsionsloser Boden	-		1,78	1,69 1,17	1,78	1,69 1,16
Test02	Kohäsiver Boden	-		1,95	1,86 1,32	1,95	1,86 1,32
Test03	Kohäsiver Boden	Pfahlwand an der Stelle $x = 85,0 \text{ m}$ $SH = 1000 \text{ kN/m}$		1,95	1,86 1,32	1,95	1,86 1,32
Test04	Rein Kohäsiver Boden	Anfangszustand in Einschnittsboschung berücksichtigt durch die Scherparameter c_0 und ϕ_0		1,73 ¹	1,73 1,10	1,78 ¹	1,78 1,13
Test05	Kohäsiver Boden	Verankerung: Lastfläche entlang der Böschung ab Kote 46,0 m nach oben: $\Delta x = 1,0 \text{ m}$, $P_v = 400 \text{ kN/m}^2$, $P_h = 1200 \text{ kN/m}^2$		2,27	2,23 1,85	2,37	2,25 1,87
Test06	Kohäsionsloser Boden	Drei horizontale Bewehrungslagen in Höhenabständen von 41,4/4=10,4 m Zugkraft: $S = 50 \text{ kN/m}$ $PAS = 1$		2,32 ¹	2,44 2,27	2,49 ¹	2,43 2,26
Test07	Kohäsiver Boden	Artesisches Grundwasser auf Kote 46,0 m in Schicht 3: kein Porenwasserdruck		0,99 ¹	0,94 0,62	0,93 ¹	0,94 0,62

¹ In diesem Fall treten in der Gleitfläche rechnerisch Zugspannungen oder ein Verflüssigungsbrech auf.

Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden (Bild 4.9)

Mit der an das Charakteristikenverfahren angepassten Gleitfläche und der Belastung $Q_G = 166$ kN/m wurde ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\eta = 0,993$ erhalten.

Bild 4.9:



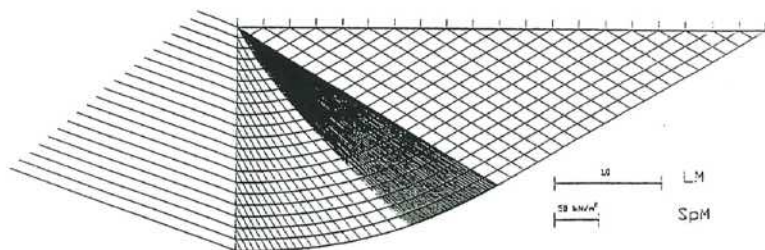
4.3.2. Passiver Erddruck

Angaben:	Wichte des Bodens	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c = 0,0$
	Reibungswinkel	$\varphi = 30^\circ$
	Vertikale Auflast	$p_v = 10 \text{ kN/m}^2$
	Erddruckneigungswinkel	$\delta = -20^\circ$

Charakteristikenverfahren (Bild 4.12)

Als Ergebnis wurde ein passiver Erddruck von $E_p = 336,45 \text{ kN/m}$ erhalten.

Bild 4.12:

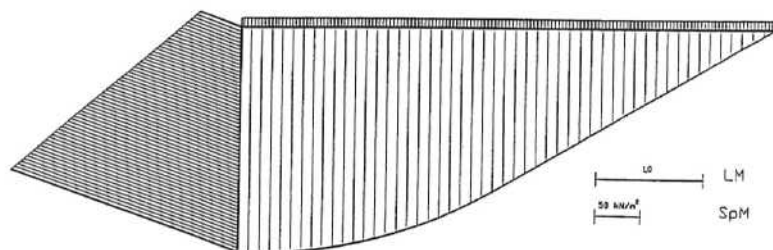


Verfahren mit lokalen Mobilisierungsgraden (Bild 4.13)

Mit der an das Charakteristikenverfahren angepaßten Gleitfläche und der Belastung $E_p = 336,45 \text{ kN/m}$ wurde ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\eta = -0,996$ erhalten. Das negative Vorzeichen von η gibt an, daß der Gleitkörper nach oben geschoben wird.

Bei Erddruckaufgaben ist es zweckmäßig, die Berechnung "von unten nach oben" durchzuführen (sh. Abschnitt 4.1) und die Drucklinie unterhalb des Dreiteilpunktes der Streifenhöhe anzunehmen. Bei den hier gezeigten Beispielen wurde $f = 0,125$ gesetzt.

Bild 4.13:

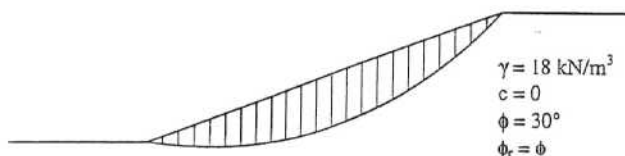


4.4. Berücksichtigung des progressiven Bruchablaufes

(a) Ohne Entfestigung

Böschungsneigung $\beta = 20^\circ$

Böschungshöhe $h = 41,7 \text{ m}$



$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

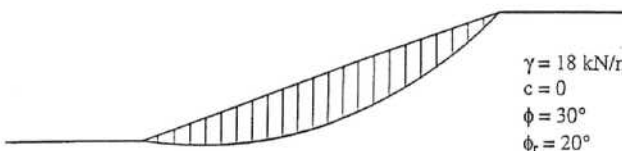
$$c = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi_r = \phi$$

$$\eta = 1,693$$

(b) Mit Entfestigung



$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi_r = 20^\circ$$

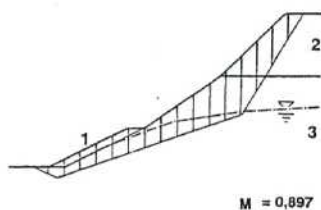
$$\eta = 1,160$$

4.5. "Feste Schichte" über "weicher Schichte"

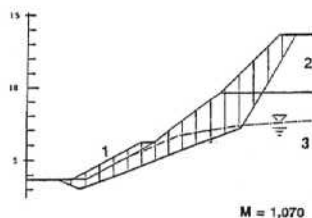
Im Beispiel des Bildes 1 weist die obere Schichte (2) eine hohe Kohäsion auf, in der unteren Schichte (3) ist $c = 0$. Wird für die gezeigte prismatische Gleitfläche eine gleichmäßige Mobilisierung der Scherfestigkeit entlang der Gleitfläche angenommen (Verfahren von Janbu), so erhält man eine ausreichende Standsicherheit ($M < 1$), berücksichtigt man aber eine Entfestigung in dem Bereich der Gleitfläche, in dem die Scherfestigkeit voll mobilisiert ist, so ergibt sich $M > 1$; die Standsicherheit ist also tatsächlich nicht gegeben.

Bild 4.5.1:

Verfahren von Janbu



VLM



Schichte 1

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\phi = 35,0^\circ$$

$$\phi_d = 28,3^\circ$$

Schichte 2

$$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 40,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c_d = 30,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_d = 19,7^\circ$$

Schichte 3

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_b = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\phi_d = 28,3^\circ$$

$$\gamma_c = \gamma_\phi = 1,3$$

5. Probabilistische Berechnung

In diesem Abschnitt wird ein von Hanisch/Struck [9] behandeltes Dammprojekt an der Nordseeküste untersucht. Die Geometrie und der Schichtenaufbau sind in Bild 5.1 gezeigt.

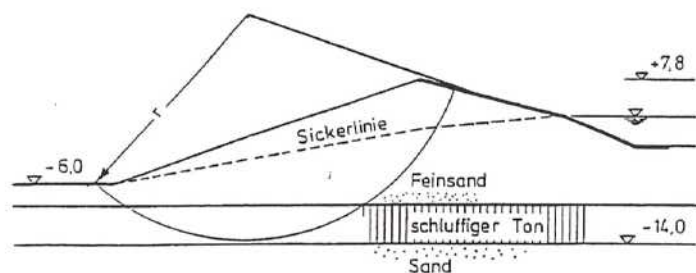
Die Bodenkennwerte waren:

$$\bar{\gamma} = 18,6 \text{ kN/m}^3, \nu_{\gamma} = 0,05$$

$$\bar{c} = 20 \text{ kN/m}^2, \nu_c = 0,3$$

$$\bar{\phi} = 22,3^\circ, \nu_{\phi} = 0,15$$

Bild 5.1:



Für die im Bild 5.1 gezeigte kreiszylindrische Gleitfläche wurde das Monte-Carlo-Verfahren mehrfach angewendet. Die Ergebnisse für den Sicherheitsindex sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst. Dabei bedeutet:

- n Anzahl der Berechnungen
- β Sicherheitsindex berechnet aus der Anzahl der Versagensfälle im Vergleich zur Gesamtheit der Fälle
- β_z Sicherheitsindex berechnet aus der Verteilung der η -Werte (=globaler Sicherheitsbeiwert) durch Anpassung einer Normalverteilung
- β_x Sicherheitsindex berechnet aus dem Abstand im Raum der normierten Variablen für den ungünstigsten Fall

$\alpha_{\gamma}, \alpha_c, \alpha_{\phi}$ Wichtungsfaktoren

γ_d, c_d, ϕ_d Bemessungswerte (Koordinaten des Bemessungspunktes)

Werden über die Beziehung $\gamma_i = 1/(1 - \alpha_i \beta \nu_i)$ die Teilsicherheitsbeiwerte berechnet, so ergeben sich die in Tabelle 5.2 angegebenen Werte.

Die Berechnung mit den Mittelwerten $\bar{\gamma}$, \bar{c} und $\bar{\phi}$ ergab eine globalen Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,579$, eine Vergleichsberechnung mit den Werten des Bemessungspunktes γ_d , c_d , ϕ_d ergab einen globalen Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,002$.

Tab. 5.1

n	β	β_z	β_x	α_γ	α_c	α_ϕ	γ_d	c_d	ϕ_d
10.000	3,032	3,070	3,243	0,0628	0,8365	0,5440	18,410	3,775	16,790
50.000	3,052	3,035	3,087	0,0956	0,7174	0,6901	18,330	6,710	15,170
100.000	3,104	3,057	3,117	0,0468	0,7313	0,6805	18,460	6,320	15,205
500.000	3,102	3,052	3,095	0,0106	0,6201	0,7845	18,570	8,484	14,177
1.000.000	3,081	3,052	3,082	0,0403	0,6602	0,7500	18,485	7,797	14,569
2.000.000	3,084	3,052	3,087	0,1007	0,7109	0,6961	18,311	6,835	15,113
2.000.000	3,071	2,945	3,089	0,0371	0,6544	0,7552	18,493	7,871	14,497
3.000.000	3,079	3,050	3,085	0,0259	0,6947	0,7188	18,526	7,141	14,883
Mittelwert	3,076	3,039	3,111	0,0525	0,7032	0,7024	18,448	6,867	15,051

Tab. 5.2:

n	γ_γ	γ_c	γ_ϕ
10.000	1,0096	4,1820	1,3287
50.000	1,0148	2,9142	1,4618
100.000	1,0073	3,1347	1,4638
500.000	1,0016	2,3644	1,5749
1.000.000	1,0062	2,5655	1,5305
2.000.000	1,0158	2,9216	1,4750
2.000.000	1,0057	2,5182	1,5335
3.000.000	1,0040	2,7909	1,4970
Mittelwert	1,0081	2,9239	1,4832

6. Schrifttum

- [1] Pregl, O. (1997): Böschungen; Handbuch der Geotechnik, Band 10. Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien
- [2] Bishop, A.W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique. Vol. V, pp.7-17
- [3] Janbu, N.(1973): Slope stability computations. In: Embankment-Damm Engineering, Casagrande Volume. John Wiley & Sons, New York
- [4] Gußmann. P. (1986): Die Methode der kinematische Elemente. Baugrund Institut Stuttgart, Mitteilung 25
- [5] Z_Soil. Soil Mechanics on Micro Computers using Plasticity Theory; Zacc Services Ltd. CH - Lausanne
- [6] PLAXIS: Geotechnical Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Plaxis BV, Kleidijk. The Netherlands
- [7] Preindl, P. (1983): Einfluß des in-situ Spannungszustandes auf die Standsicherheit von Böschungen. Dissertation an der Universität für Bodenkultur, Wien
- [8] Pregl, O. (1997): Kontinuumsmechanik/Statistische Aufgaben; Handbuch der Geotechnik, Band 5. Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien
- [9] Hanisch, J. and Struck, W. (1993): Verification of Safety Level (expressed by the Safety Index β) with given Partial Safety Factors in Geotechnical Design for different Failure Modes (Verification Equations). In: Intern. Symp. Limit state design in geotechnical engineering. Copenhagen, 26-28 May 1993

Experimentelle Untersuchungen zur Kontaktscherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen, Geotextilien und mineralischen Materialien

H. Wick und O. Pregl

Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien

(1) Problemstellung

Im Rahmen der Geotechnik werden Dichtungssysteme im Deponie- und Wasserbau verwendet. Sie bestehen in der Regel aus mehreren Komponenten. Jede dieser Komponenten erfüllt eine spezifische Aufgabe und kann, je nach Anforderung, unterschiedlich ausgebildet sein bzw. sogar entfallen. So besteht das übliche Dichtungssystem in der Deponie aus einer mineralischen Dichtschicht (z.B.: Ton oder Bentokies), einer Kunststoffdichtungsbahn, einer Schutzlage und einer Dränageschicht.

Dichtungssysteme kommen häufig in Böschungen zu liegen (Bild 1.1): einerseits in der Basis der Basis- und Oberflächenabdichtungen, andererseits in der Basis geneigter Hangdeponien. Im Zuge der Planung solcher Konstruktionen ist es notwendig deren Standsicherheit auch für Bruchmechanismen nachzuweisen, deren Gleitflächen ganz oder teilweise in den Kontaktflächen zu den Geokunststoffen liegen.

Für solche Nachweise ist die Kenntnis der Scherfestigkeit zwischen den einzelnen Komponenten erforderlich, also zwischen dem Geokunststoff und dem angrenzenden mineralischen Material bzw. einem anderen Geokunststoff. Eine gleichartige Fragestellung ergibt sich bei Bewehrungen aus Geokunststoffen in steilen Böschungen.

Diese Scherfestigkeit kann durch verschiedenartige Versuche, wie durch Rahmenscherversuche, Kipptischversuche und Herausziehversuche (Pull-Out-Tests) experimentell ermittelt werden. In Ausnahmefällen ist sie auch aus 1:1 Modellversuchen ableitbar, was allerdings einen großen Aufwand erfordert.

Da die Dichtungssysteme jedenfalls vorübergehend oberflächennahe angeordnet werden, liegen sie in einem niedrigen Normalspannungsbereich ($\sigma \leq 20 \text{ kN/m}^2$), der üblicherweise durch die genannten Versuche nicht erfaßt wird.

Auch die Auswertung solcher Versuchsergebnisse nach der Coulombschen Bruchbedingung wirft weitere Fragen auf.

In diesem Aufsatz sollen für die zuletzt genannten Fragen Lösungen angegeben werden

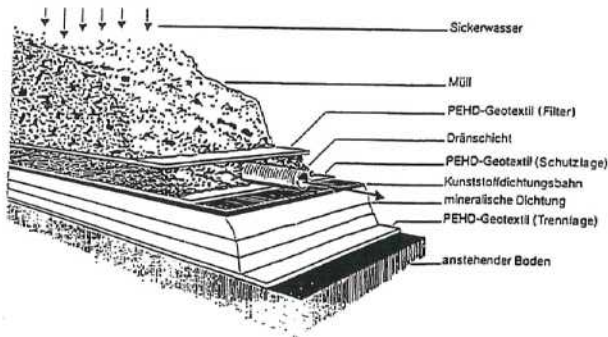


Bild 1.1.: Deponiebasisabdichtungssystem [1]

(2) Scherfestigkeit und Kontaktscherfestigkeit

Durch eine relative Verschiebung zweier, sich berührender Flächen, werden Schubspannungen mobilisiert. Die in dieser Fläche größtmöglichen Schubspannungen werden als Scherfestigkeit τ , bezeichnet. Wird die Scherfestigkeit in der Kontaktfläche zweier unterschiedlichen Materialien ermittelt, so spricht man auch von **Kontaktscherfestigkeit**.

Um aufgrund von Scherversuchen Scherparameter ableiten zu können, die die Scherfestigkeit eines untersuchten Materials bzw. die Kontaktscherfestigkeit zwischen zwei unterschiedlichen Materialien zusammenfassend beschreiben, werden Bruchbedingungen festgelegt.

(2.1) Mohrsche Bruchbedingung

Führt man mehrere Scherversuche mit unterschiedlichen Normalspannungen durch und trägt man die erhaltenen Scherfestigkeiten τ , bzw. Restfestigkeiten τ_r , in einem Spannungsdiagramm σ/τ auf, so liegen die Punkte auf einer gekrümmten Linie, die durch den Koordinatenursprung geht (Bild 2.1). Der Verlauf dieser Kurve ist bei mineralischen Materialien von der Normalspannung und der Dichte bzw. der Porenzahl des Bodens nach abgeschlossener Konsolidation abhängig. Die Kontaktscherfestigkeit ist neben den oben angeführten Parametern auch von den Oberflächenstrukturen der Materialien in dieser Kontaktflächen abhängig.

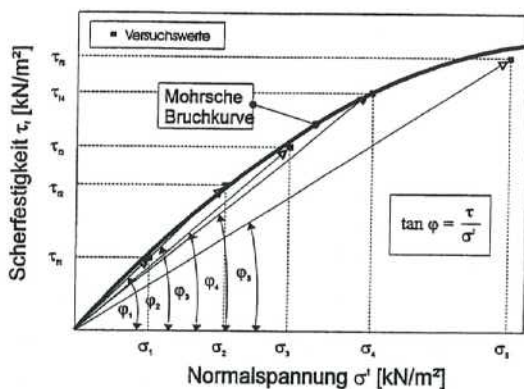


Bild 2.1: Mohrsche Bruchkurve

Um die Scherfestigkeiten eines Bodens in Abhängigkeit der Dichte und der Normalspannung zu beschreiben, können die Scherwinkel in ein dreidimensionales Diagramm eingetragen werden, wobei auf der x-Achse und auf der y-Achse die dimensionlosen Parameter σ'/σ_n und e/e_0 logarithmisch aufgetragen werden und auf der z-Achse die experimentell ermittelten Scherwinkel. Durch die aufgetragenen Punkte kann eine ausgleichende Ebene gelegt werden, die das Scherverhalten des Bodens in Abhängigkeit von der Normalspannung und Porenzahl beschreibt (Bild 2.2).

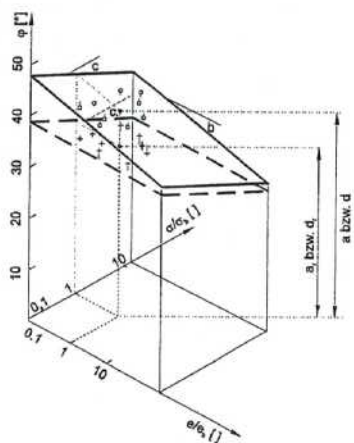


Bild 2.2: Dreidimensionale Darstellung der Mohrsche Bruchbedingung

Ein analytischer Ansatz zur Erfassung dieser Ebene, die die Mohrsche Bruchbedingung beschreiben kann wie folgt angegeben werden [2]:

$$\varphi = a + b \log \frac{e}{e_b} + c \log \frac{\sigma'}{\sigma_b}$$

a, b, c bzw. a, und c, Mohrsche Scherparameter

Dabei ist φ der Scherwinkel, σ_b eine beliebige Bezugsspannung, die hier mit $\sigma_b = 60 \text{ kN/m}^2$ gewählt wurde und e_b beliebige Bezugsporenzahl, die hier mit $e_b = 0,5$ gewählt wurde.

Im Gegensatz zur Ermittlung der Scherfestigkeit von mineralischen Materialien, bei denen die Dichte bzw. die Porenzahl nach abgeschlossener Konsolidation bekannt ist, ist diese bei der Ermittlung der Kontaktscherfestigkeit nicht bekannt. Während der Konsolidation wird einerseits sowohl der Geokunststoff, als auch der Boden komprimiert, andererseits der Boden in den Geokunststoff gedrückt und die jeweiligen Kompressionsanteile sind nicht exakt meßbar. Daher wird die Abhängigkeit der Scherwinkel von der Dichte in den Scherparameter a eingerechnet. Dieser Scherparameter, der eigentlich für die Auswertung einer Probe mit gleichbleibender Porenzahl gültig ist, wird mit d gekennzeichnet.

$$d = a + b \log \frac{e}{e_b}$$

Damit wird die dreidimensionale Darstellung der Mohrschen Bruchbedingung, auf eine zweidimensionale (Bild 2.3) reduziert. Der Scherwinkel ist nur noch abhängig von der Normalspannung; Gleichung (1) reduziert sich zur Gleichung der Kontaktscherfestigkeit.

$$\varphi = d + c \log \frac{\sigma'}{\sigma_b} \quad (1)$$

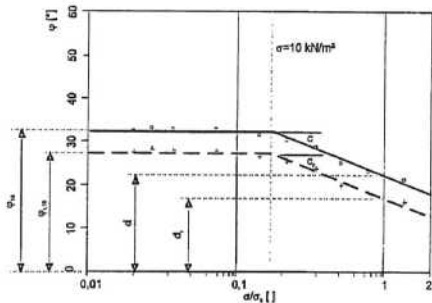


Bild 2.3: Abhängigkeit des Scherwinkels von der bezogenen Normalspannung

Bei der praktischen Anwendung wird zuerst σ' für den behandelten Fall und dann mit Hilfe von Gleichung (1) der Kontaktscherwinkel φ berechnet. Die Scherfestigkeit ergibt sich sodann aus Gleichung (2).

$$\tau_r = \sigma' \tan \varphi \quad (2)$$

(2.2) Coulombsche Bruchbedingung

Es ist üblich, die Scherfestigkeit durch die Coulombsche Bruchbedingung auszudrücken. Diese Bruchbedingung wird im σ/τ -Diagramm als ausgleichende Gerade durch die experimentell ermittelten Scherfestigkeiten dargestellt (Bild 2.4).

Sie kann für Kontaktflächen wie folgt analytisch beschrieben werden:

$$\tau_r = a + \sigma' \tan \delta$$

a...Adhäsion

δ ...Reibungswinkel

und für Böden:

$$\tau_r = c + \sigma' \tan \phi$$

c...Kohäsion

ϕ ...Reibungswinkel des Bodens

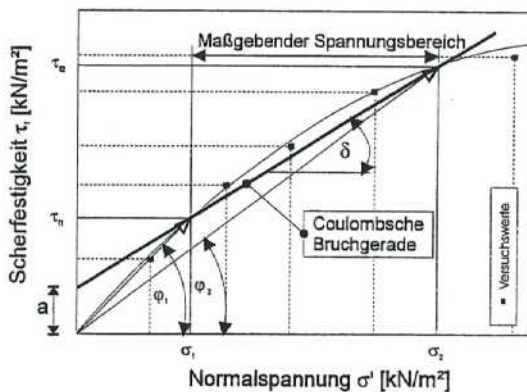


Bild 2.4: Darstellung der Coulombschen Bruchbedingung

Dabei stellen a (Adhäsion als Ordinatenabschnitt bei $\sigma' = 0$) und δ die Coulombschen Kontaktscherparameter dar. Da es sich bei der Anwendung der Coulombschen Bruchbedingung um eine Anpassung einer Geraden an eine Kurve handelt, kann dieser Ansatz nur innerhalb eines bestimmten Spannungsbereiches gültig sein. (In der Geotechnik ist das üblicherweise der Spannungsbereich zwischen 50 und 500 kN/m²).

Man erhält die Coulombschen Scherparameter aus den Mohrschen Scherparametern für einen gewissen Spannungsbereich (z.B.: $\sigma_1 - \sigma_2$), in dem man die Grenzen dieses Bereiches betrachtet (Bild 2.4). Die Coulombschen Scherparameter sind allerdings nur zwischen den gewählten Grenzen gültig und eine Extrapolation darüber hinaus liefert falsche Ergebnisse. Deshalb ist es beispielsweise falsch, von einer Adhäsion bei $\sigma' = 0$ zu sprechen.

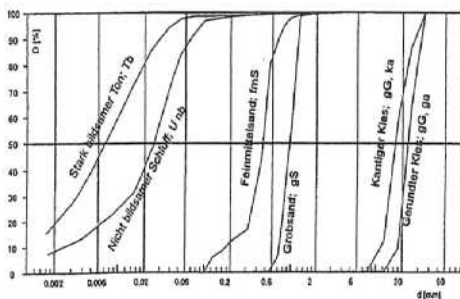
(3) Kontaktscherfestigkeit zwischen Geokunststoffen und mineralischen Materialien

(3.1) Untersuchte Kontaktflächen

(3.1.1) Materialien

Die untersuchten Kombinationen setzen sich aus mineralischen Materialien und Geokunststoffen zusammen.

Mineralische Materialien



- Gerundeter Kies 16/32: gG,ge
- Kantiger Kies 16/32: gG,ka
- Grobsand: gS
- Feinmittelsand: fmS
- Nicht bildsamer Schluff: U nb
- Stark bildsamer Ton: T̄b

Kunststoffdichtungsbahnen (KDB)

Acht Kunststoffdichtungsbahnen mit unterschiedlichen Oberflächenstrukturen:

Glatt: G

Ellipse: E

Stegrastrer: R50

Stegrastrer mit kleinen Spikes: RS12

Große Spikes: S

Sandrauh (schuppenartig): T(USA)

Sandrauh: T

Sandrauh mit kleinen Spikes: SS

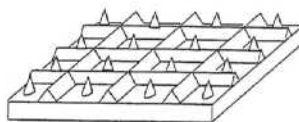


Bild 3.1: Kunststoffdichtungsbahn RS12

Vliese (VL)

Mechanisch verfestigte Endlosfaservliese (z.B.: 400g Endlosfaservlies TS800)

Mechanisch verfestigtes Stapelfaservlies

Verbundstoffe (VST)

Endlosfaser - Grundvliese mit aufgenähten Polyester - Zugfäden

(3.1.2) Kombinationen

Aus den im Abschnitt 3.1.1 angeführten Materialien ergeben sich folgende allgemeine Kombinationsmöglichkeiten:

Material unterhalb der Scherfläche	Material oberhalb der Scherfläche			
	Böden	KDB	VL	VST
Böden	•	•	•	•
KDB	•	-	•	-
VL	•	-	•	-
VST	•	-	-	-

•...Durchgeführte Untersuchungen

In diesem Aufsatz werden die Versuchsergebnisse folgender einzelnen Kombinationen ausführlich behandelt:

Material unten	Material oben
KDB-RS12	GRS, KT, ZKT
gS	GRS, KT

GRS...Großrahmenscherversuch

KT...1g - Kipptischversuch

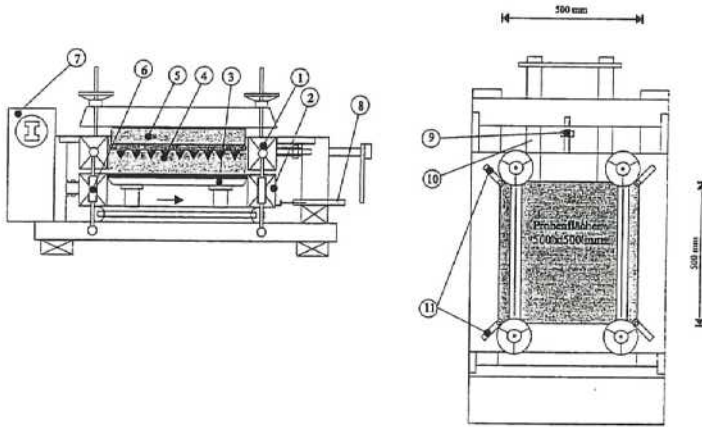
ZKT...Zentrifugen - Kipptischversuch

(3.2) Verwendete Versuchsgeräte

Zur Ermittlung der Kontaktscherfestigkeit kamen folgende Versuchstypen zum Einsatz:

- Rahmenscherversuch \varnothing 100 mm
- Großrahmenscherversuch 500×500 mm (pneumatisch, Bild 3.2)
- Großrahmenscherversuch 500×500 mm (mechanisch)
- 1g-Kipptischversuch 500×500 mm (Bild 3.3)
- Zentrifugen-Kipptischversuch 200×200 mm (Bild 3.4)

Diese Versuchsgeräte wurden gewählt, um den Einfluß der verschiedenen Methoden zu untersuchen. Die Unterschiede der Geräte liegen vor allem in der Probenfläche, die zwischen ca. 80 und 2500 cm² variiert, in der Erzeugung der Normalkraft (statisch, mechanisch, pneumatisch), in der Erzeugung der Schubkraft und anderen geometrisch-mechanischen Einzelheiten. Der Probeneinbau, d.h. Dichte und Wassergehalt, sowie die geometrische Anordnung der Materialien (z.B.: nicht bindiges Material oberhalb des Geokunststoffes) wurden an in der Realität häufig vorkommende Fragestellungen angepaßt.



- | | | |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------|
| 1 Oberer Rahmen | 2 Unterer Rahmen | 3 Höhenverstellbarer Block |
| 4 Probenmaterial | 5 Luftkissen mit Gegenplatte | 6 Höhenverstellung |
| 7 Motor u. Getriebe | 8 Wegaufnehmer (Verschiebung) | 9 Kraftdose (Schub) |
| 10 Führungsholme | 11 Wegaufnehmer (Setzung) | |

Bild 3.2: Schematische Darstellung des pneumatischen Großrahmenschergerätes

Kipptischversuche

Diese Schergeräte werden für die Ermittlung der Kontaktscherfestigkeit in einer bzw. zwei definierten Gleitflächen für die Normalspannungsbereiche von 0 bis 10 kN/m^2 im Fall des 1g-Kipptisches (Bild 3.4), bzw. bis 100 kN/m^2 im Fall des Zentrifugenkipptisches (Bild 3.5) eingesetzt. Das neuartige an diesen Geräten ist die Art der Schubkrafteinleitung. Während bei den Rahmenschergeräten, die für die Ermittlung von Kontaktscherfestigkeiten in Frage kommen die Schubkraft durch eine Relativverschiebung zweier übereinanderliegenden Scherrahmen erzeugt wird und dadurch vor allem bei großflächigen Schergeräten die Schubspannung örtlich konzentriert wird, (die Schubspannung ist über die Gleitfläche nicht gleichmäßig verteilt) wird bei den Kipptischen die Schubkraft durch ein gleichmäßig verteiltes Gewicht oberhalb der Scherfuge erzeugt. Wird dieses Gewicht G_p um den Winkel α geneigt, so ergibt sich eine Schubkraftkomponente $T = G_p \cos \alpha$ (Bild 3.3).

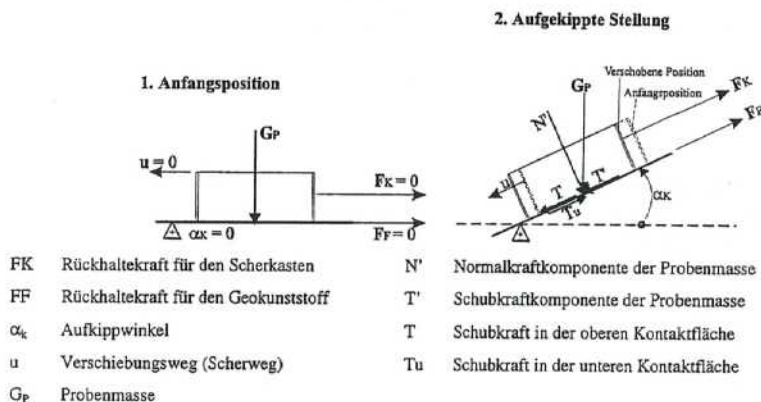
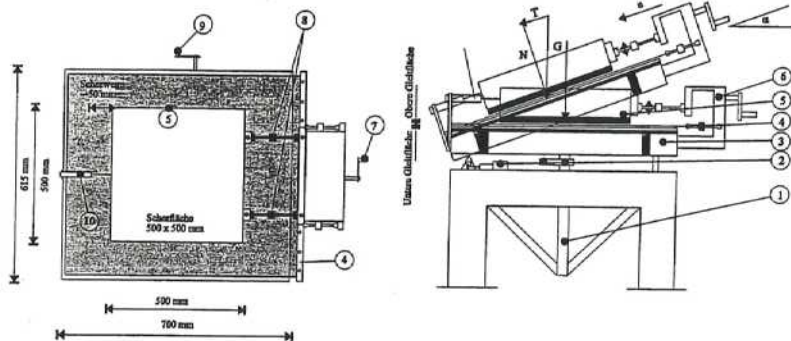


Bild 3.3: Lage der Scherfläche und der auftretenden Kräfte



- | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| 1 Aufkippmechanismus | 6 Nachlaßmechanismus |
| 2 Wegaufnehmer (Aufkippwinkel) | 7 Nachlaßkurbel |
| 3 Unterer Rahmen | 8 Kraftaufnehmer (Oberer Rahmen) |
| 4 Klemmvorrichtung mit Kraftaufnehmer | 9 Aufkippkurbel |
| 5 Oberer Rahmen | 10 Wegaufnehmer (Oberer Rahmen) |

Bild 3.4: Schematische Darstellung des 1g-Kipptisches

W1 - Wägezelle zur Messung der
 Zugkraft in der KDB
 W2 - Wägezelle zur Messung der
 Schubkraft des o.Rahmens
 U.R. ... unterer Rahmen
 O.R. ... oberer Rahmen
 T ... eingeleitete Schubkraft
 G ... Auflast
 N ... Normalkraft
 u ... Verschiebungsrichtung
 α ... Neigungswinkel
 M2 ... Aufkippmotor
 M1 ... Motor für die Ver-
 schiebung des O.R.

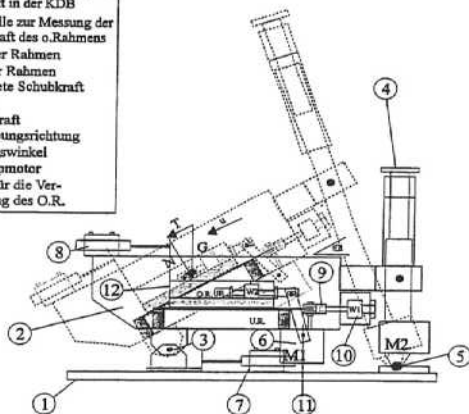


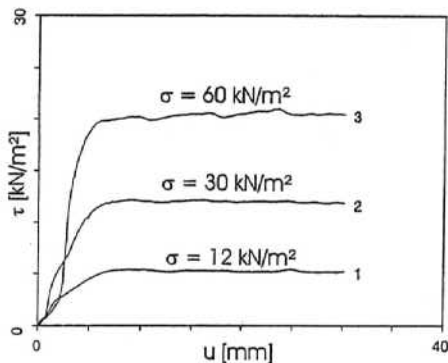
Bild 3.5: Schematische Darstellung des Zentrifugen-Kipptisches

(3.3) Versuchsergebnisse

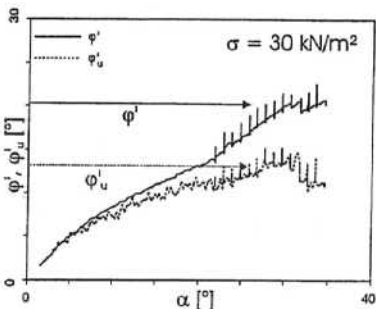
Im folgenden sind die Versuchsergebnisse der unterschiedlichen Untersuchungsmethoden für die in Abschnitt 3.1.2 angegebenen Kombinationen angeführt.

(a) Kombination KDB-RS12 / VL-TS800 [3]

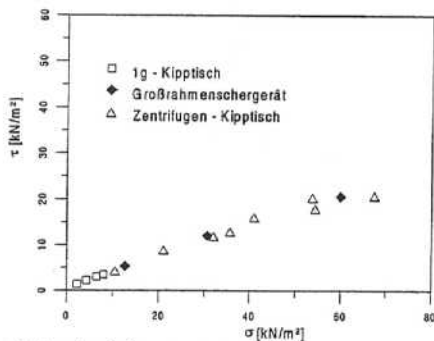
(Vlies als Schutz und Trennfunktion)



Großrahmenscherversuch

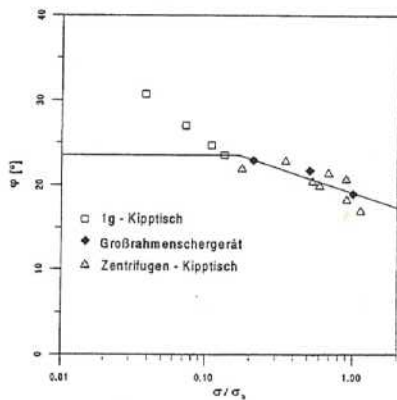


Zentrifugen - Kipptischversuch



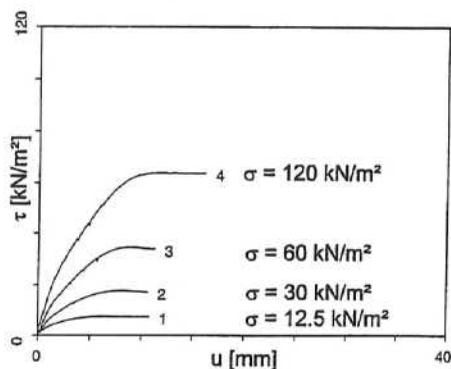
Mohrsche Scherparameter:

$$d = 19,1^\circ \quad c = -5,7^\circ \quad \varphi_{10} = 23,5^\circ$$

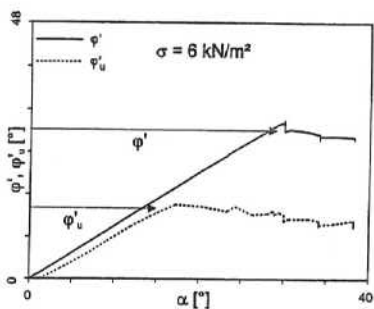


Versuchsergebnisse der unterschiedlichen Versuchsgeräte

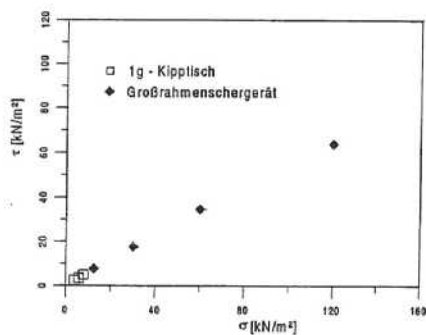
(b) Kombination VL-TS800 / gS [4]
 (Vlies als Schutz und Trennfunktion)



Großrahmenscherversuch

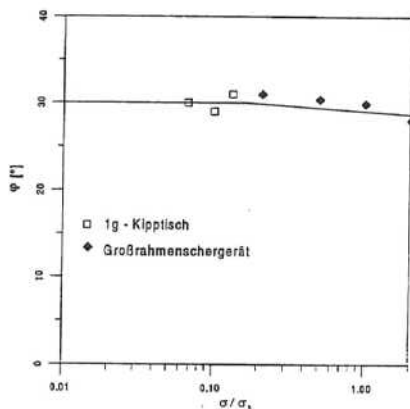


1g - Kipptischversuch



Mohrsche Scherparameter:

$d = 29,2^\circ$	$c = -1,0^\circ$	$\varphi_{10} = 30,0^\circ$
------------------	------------------	-----------------------------



Versuchsergebnisse der unterschiedlichen Versuchsgeräte

(3.4) Bemessungsdiagramme

Um die Ergebnisse der durchgeführten Versuche für die Praxis übersichtlich und anwendungsfreundlich darzustellen, wurden im Rahmen von zwei Forschungsprojekten unseres Institutes ([5], [6]) Bemessungsdiagramme entwickelt. Das angeführte Bemessungsblatt (Bild 3.6) gilt für den Spannungsbereich von 0 - 60 kN/m², die angeführten Mohrschen Scherparameter für eine Bezugsspannung $\sigma_b = 60$ kN/m². Die Coulombschen Parameter werden mit den Spannungen $\sigma_1 = 10$ kN/m² und $\sigma_2 = 60$ kN/m² rückgerechnet, unterhalb dieser Spannungen ist der Scherwinkel φ_{10} anzusetzen.

Zur rechnerischen Ermittlung der Scherfestigkeit kann wie folgt vorgegangen werden, wobei zwei Normalspannungsbereiche zu unterscheiden sind.

Spannungsbereich σ' zwischen 0 bis 10 kN/m²

Für diesen Bereich wird der Scherwinkel φ_{10} konstant angenommen, die Scherfestigkeit ergibt sich aus:

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi_{10}$$

Spannungsbereich σ' zwischen 10 bis 60 kN/m²

Mohrsche Bruchbedingung

Aus dem Spannungsverhältnis σ'/σ'_b und den Mohrschen Scherparametern d' und c' , die aus der Tabelle entnommen werden, wird der Scherwinkel errechnet:

$$\varphi = d + c \log \frac{\sigma}{\sigma'_b}$$

Coulombsche Bruchbedingung

Aus der Tabelle werden die Coulombschen Scherparameter a und δ . Die Scherfestigkeit ergibt sich aus:

$$\tau_f = a + \sigma' \tan \delta$$

Abminderungsfaktoren

Mit Hilfe des dritten Diagramms kann die Kontaktscherfestigkeit für einen, von den hier untersuchten Böden ähnlichen Boden ermittelt werden. Die Kontaktscherfestigkeit folgt aus:

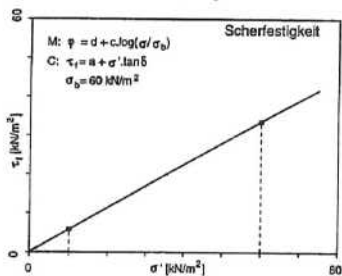
$$\tau_f = f \cdot \sigma' \tan \varphi_{\text{Böden}}$$

Kontaktscherfestigkeit zwischen Vlies und mineralischen Material

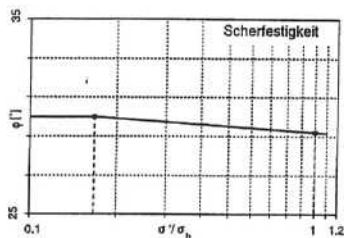
Vlies: Endlofaservlies 400 g

Boden: Grobsand

Mohrsche und Coulombsche Bruchbedingung



Scherwinkel



Scherparameter

	Mohrsche Bruchbedingung			Coulombsche Bruchbedingung	
	φ_{10} [°]	d [°]	c [°]	a [kN/m ²]	δ [°]
Scherfestigkeit τ_1	30.0	29.2	-1.0	0.22	29.0

Abminderungsfaktor

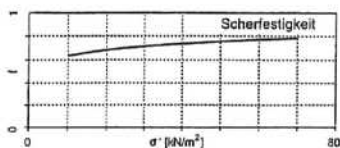


Bild 3.6: Bemessungsblatt für die Kombination VL-TS800 / gS

(4) Beispiel

Im folgenden wird die im Bild 4.1 gezeigte Kombinationsabdichtung auf einer Böschung behandelt. Dabei werden zwei unterschiedliche Böden für die mineralische Dichtschicht und unterschiedliche Böschungsneigungen angenommen.

Böschungsaufbau:

Dränmaterial:

Gerundeter Kies 16/32 mm, ($h = 0,5 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)

Schutzvlies: 2000g mechanisch verfestigtes Stapelfaservlies

KDB:

Oberseite RS12 (Stegrastrer mit kleinen Spikes)

Unterseite: T (sandrauh)

Mineralische Dichtschicht:

Stark bildsamer Ton

Nicht bildsamer Schluff

Böschungsneigungen: 1:4, 1:3, 1:2,5, 1:2,25; 1:2 und 1:1,5

Die Porenwasserdrücke werden als sehr gering vorausgesetzt, d.h. in der Dränschicht ergibt sich kein Wasseraufstau.

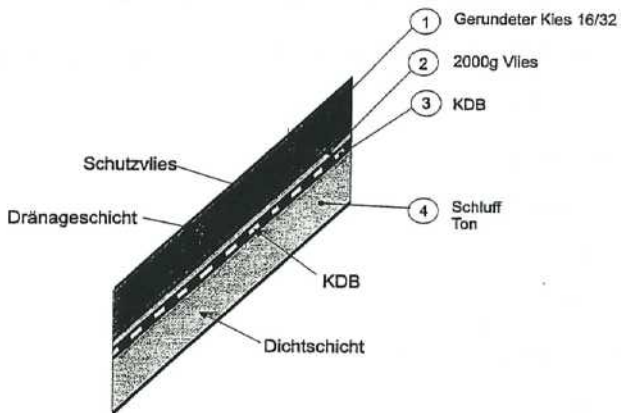


Bild 4.1: Kombinationsabdichtung auf einer Böschung

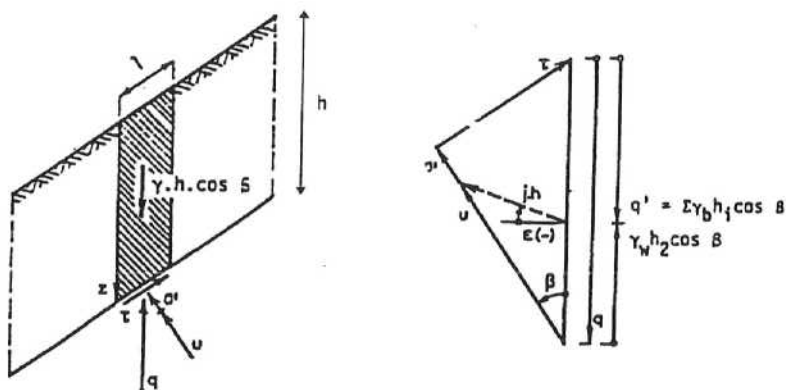


Bild 4.2: Kräfte am Streifenelement

Folgende Kontaktflächen werden untersucht:

- KF₁₋₂ Kontaktfläche zwischen Dränageschicht und Vlies
- KF₂₋₃ Kontaktfläche zwischen Vlies und KDB
- KF₃₋₄ Kontaktfläche zwischen KDB und Dichtschicht
- KF₄ Böschungsparelle Gleitfläche in der mineralischen Dichtschicht

In den einzelnen Kontaktflächen errechnet sich die wirksame Normalspannung (Bild 4.2) aus:

$$\sigma' = \gamma h \cos^2 \beta,$$

die Schubspannung aus:

$$\tau = \gamma h \cos \beta \sin \beta$$

und die Scherfestigkeit aus

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi.$$

Damit ergibt sich der globale Sicherheitsbeiwert zu:

$$\eta = \tau_f / \tau$$

Für eine Böschungswinkel von 1:3 ergibt sich

$$\sigma' = 20 \cdot 0,5 \cos^2 18,4 = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{und } \tau = 20 \cdot 0,5 \cos 18,4 \sin 18,4 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Für die Kombination 2000 g Vlies und KDB RS12 gilt

$$\tau_r = 9,0 \tan 26,1 = 4,41$$

und damit

$$\eta = \tau_r / \tau = 4,41 / 3,00 = 1,47$$

In Tabelle 4.1 sind die so berechneten globalen Sicherheitsbeiwerte für die unterschiedliche Kontaktflächen angegeben.

Die Standsicherheit einer bestimmten Anordnung und Neigung ist gegeben, wenn in allen Kontaktflächen der globale Sicherheitsbeiwert $\eta \geq \eta_{\text{erf}}$ ist. Handelt es sich um eine temporäre Baumaßnahme so ist ein Wert $\eta_{\text{erf}} = 1,20$ ausreichend. Wird dieser Wert der Bemessung zugrunde gelegt, so ergibt sich in allen Fällen eine maximal zulässige Böschungsneigung von 1:2,5.

Neigung	Kontaktflächen					
	KT ₁₋₂	KT ₂₋₃	KT ₃₋₄		KT ₄	
	Kies	Vlies	Schluff	Ton	Schluff	Ton
1:4	2,10	2,00	3,44	2,50	3,44	2,50
1:3	1,58	1,47	2,58	1,88	2,58	1,88
1:2,5	1,31	1,22	2,15	1,56	2,15	1,56
1:2,25	1,18	1,10	1,94	1,41	1,94	1,41
1:2	1,05	0,98	1,72	1,24	1,72	1,24
1:1,5	0,79	0,73	1,29	0,94	1,29	0,94

Tabelle 4.1: Globale Sicherheitsbeiwerte

Gegenüber dem hier angewendeten Berechnungsschema sind bei ähnlichem Böschungsaufbau steilere Böschungen möglich, wenn oberhalb des Schutzvlieses eine nach oben verankerte Bewehrung angeordnet wird. Praktisch übernimmt vielfach auch das Schutzvlies eine derartige Funktion.

Schrifttum

- [1] Albers, Heerten, Spreen (1989), Geotextilien in Deponie-Dichtungssystemen. Entsorgungspraxis 6
- [2] O. Pregl (1989): Verformbarkeit und Scherfestigkeit von Gesteinen, Handbuch der Geotechnik, Band 8; Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien

- [3] H. Hartl (1996): Ermittlung der Kontaktscherfestigkeit zwischen Geokunststoffen und Böden mittels Zentrifugen-Kipptischversuchen; Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien
- [4] S. Braunegg (1996), Ermittlung der Kontaktscherfestigkeit zwischen Geokunststoffen und Böden mittels 1g-Kipptischversuchen; Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien
- [5] Forschungsprojekt des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien und der Fa. Polyfelt, (1996): Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen, typischen Bodenarten und Geotextilien
- [6] Forschungsprojekt des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien und der Fa. Agru, (1995): Untersuchung der Scherfestigkeit zwischen Kunststoffdichtungsbahnen, Böden und Geotextilien

