



**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTTGART**

**1981**

**MITTEILUNG 14**

**HANS-HENNING SCHMIDT**

**BEITRAG ZUR ERMITTLUNG  
DES ERDDRUCKS  
AUF STÜTZWÄNDE  
BEI NACHGIEBIGEM  
BAUGRUND**





**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTT GART**

**1981**

**MITTEILUNG 14**

**HANS-HENNING SCHMIDT**

**BEITRAG ZUR ERMITTLUNG  
DES ERDDRUCKS  
AUF STÜTZWÄNDE  
BEI NACHGIEBIGEM  
BAUGRUND**

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung  
"INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK"  
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

**ISBN 3-921837-14-6**

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine  
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1981 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart befaßt sich seit zehn Jahren mit Erddruckproblemen, die sich mit den gängigen Berechnungsverfahren nicht oder nicht zuverlässig bearbeiten lassen (s.a. HILMER 1976, LAUMANS 1977, SPOTKA 1977). Die hier der Öffentlichkeit übergebene Dissertation von Herrn Schmidt beschäftigt sich mit der Wechselwirkung zwischen Stützwänden in geschütteten Hinterfüllungen und der Größe und Richtung des Erddrucks. In großmaßstäblichen Modellversuchen mit simulierten Setzungenbewegungen und in Nachrechnungen wird gezeigt, wie sensibel der Erddruck auf ein Setzen der Hinterfüllung reagiert, zumal wenn sich bei kompressiblem Untergrund die Stützwand bei der Setzungenbewegung gegen die Hinterfüllung dreht.

Die Arbeit muß, wie der abschließend formulierte Praxisvorschlag zeigt, nicht notwendigerweise in allen Fällen Anlaß zu einer aufwendigeren Bemessung von Widerlager- und Stützwänden sein. Sie sollte aber das Ingenieurbewußtsein für die zusätzlichen Risiken schärfen, die bei Schüttungen von Dämmen und Hinterfüllungen auf kompressiblem Untergrund für Stützwände entstehen und denen unsere derzeitigen technischen Richtlinien nur mit allgemein gehaltenen Hinweisen Rechnung tragen.

Smoltczyk

## EDITOR'S PREFACE

The Institute for Ground Engineering and Soil Mechanics at Stuttgart University has, during the last ten years, been active in studying earth pressure problems which cannot be solved in conventional ways (refer to HILMER (1976), LAUMANS (1977), SPOTKA (1977) ). The thesis of Mr. Schmidt concerns the interaction between earth retaining structures against tipped backfill and the magnitude and direction of the earth pressure. In large-scale model tests with simulated settlement movements it is shown how the earth pressure is sensitive to settlement of the backfill, particularly where the structure rotates on compressible subsoil.

As the concluding recommendation for use in practice shows, the work need not necessarily require a more expensive dimensioning of the abutments and earth retaining structures. It should, however, improve the engineering judgment of the additional risks which originate from filling embankments and from fill behind abutments upon compressible subsoil, and about which our current technical standards only give general indications.

Smoltczyk

## Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing.U.Smoltczyk gilt mein besonderer Dank für die Anregungen zu dieser Arbeit, für die Unterstützung und die Übernahme des Hauptberichts.

Ebenso danke ich Herrn Privatdozent Dr.-Ing. P.Gußmann für seine hilfreiche Kritik und Herrn Prof. Dr.-Ing. J.Schlaich für die Übernahme des Mitberichts sowie für seine ergänzenden Anregungen.

Mein Dank gilt auch meinen früheren Kollegen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik für ihre förderlichen Diskussionen und Hinweise.

Ein Dank auch an Herrn Sooss vom Institut, der mit seiner Kreativität ganz wesentlich zum Gelingen der Versuche beigetragen hat.

Für die Förderung und Finanzierung der Großversuche danke ich dem Bundesministerium für Verkehr.

Schmidt

Stuttgart, März 1981

# INHALT

## ABKÜRZUNGEN

### 1. ZIEL DER ARBEIT

### 2. STAND DER TECHNIK

#### 2.1 ERDRUCKANSÄTZE

#### 2.2 MESSUNGEN AN STÜTZBAUWERKEN UND BRÜCKENWIDERLAGERN

#### 2.3 BESONDERHEITEN DER WINKELSTÜTZWAND MIT BERGSEITIGEM SPORN

### 3. KINEMATIKFÄLLE IN DER PRAXIS UND BEI DEN VERSUCHEN

### 4. VERSUCHE

#### 4.1 GROSSVERSUCHE

##### 4.1.1 Versuchseinrichtung

##### 4.1.2 Versuchsergebnisse

#### 4.2 SCHNEEBELI-VERSUCHE

### 5. BERECHNUNGEN

#### 5.1 FEM-NACHRECHNUNG FÜR GROSSVERSUCHE A

##### 5.1.1 Eingangsdaten, Vorgehen

##### 5.1.2 Rechenergebnisse und Vergleich mit Versuchen

#### 5.2 BERECHNUNG FÜR BRÜCKENWIDERLAGERSTÜTZWÄNDE

##### 5.2.1 FEM-Berechnung für ein Brückenwiderlager

###### 5.2.1.1 Verfahren

###### 5.2.1.2 Vorgehensweise, Ergebnisse

###### 5.2.1.3 Ergebnisse im einzelnen

###### 5.2.1.4 Folgerungen

##### 5.2.2 Brückenwiderlager, Vorgehen in praktischen Fällen

#### 5.3 WAND MIT ABSACKENDER HINTERFÜLLUNG

6. ZUSAMMENFASSUNG

- 6.1 ERDDRUCK AUF STÜTZWÄNDE UND WIDERLAGER; NACHGIEBIG  
GEGRÜNDET UND GEGEN HINTERFÜLLUNG DREHEND
- 6.2 ERDDRUCK AUF STÜTZWÄNDE BEI ABSACKENDER HINTERFÜLLUNG
- 6.3 TEILMOBILISierter ERDDRUCK BEI FUSSPUNKTDREHUNG DER WAND
- 6.4 WINKELSTÜTZWAND MIT BERGSEITIGEM SPORN, ALLGEMEIN

7. SCHLUSS

ANLAGEN

SCHRIFTTUM

## ABKÜRZUNGEN

ZEICHEN	DIMENSION	ERLÄUTERUNG
$c'$	$\text{kN/m}^2$	Kohäsion (Effektivwert)
$d$	$\text{mm}$	Korndurchmesser
DELTA	1	Wanddrehung; Tangens der Wanddrehung berechnet aus der Wandkopfverschiebung bei Berücksichtigung eventuell auftretender Verkantungen der Plattform, auf der die Sandhinterfüllung aufgelagert war.
FEV...	-	Numerische Berechnungen für Versuchswand
FEB...	-	Numerische Berechnungen für Brückenwiderlager
$f$	$\text{kN/m}^2$	Federspannung
$E$	$\text{kN/m}^2$	Elastizitätsmodul
$E_s$	$\text{kN/m}^2$	Steifemodul
$E_{\text{Fußzeiger}}$	$\text{kN}$	Erddruckkraft
$E_o$	$\text{kN}$	Erdruhedruckkraft
$e$	1	Porenzahl
$e_o$	1	Porenzahl, lockerste Lagerung
$e_d$	1	Porenzahl, dichteste Lagerung
$G$	$\text{kN/m}^2$	Schub- oder Gleitmodul
$H, h$	$\text{m}$	Wandhöhe
$K$	$\text{kN/m}^2$	Kompressionsmodul
$K_{\text{Fußzeiger}}$	1	Erddruckbeiwert
$K_o$	1	Erdruhedruckbeiwert
KM	1	globaler mittlerer Erddruckbeiwert $\int_0^H \sigma_{xx} / \gamma \cdot H = E_n / E_v$
$K_{\text{anf}}$	1	globaler mittlerer Erddruckbeiwert zu Beginn der Setzungsversuche
$\bar{K}$	1	mittlerer Erddruckbeiwert über $n$ -Auffüllschichten $\sum_{i=1}^n (\sigma_{xx_i} / \sigma_{zz_i}) / n$
$p$	$\text{kN/m}^2$	Porenwasserdruck
$q$	$\text{kN/m}^2$	Belastung
$s$	$\text{mm}$	Setzung
$\Delta s$	$\text{mm}$	Setzungsdifferenz
$S$	1	Scherzahl
$S_1, S_2, S_3$	$\text{m}$	Wandbewegung

ZEICHEN	DIMENSION	ERLÄUTERUNGEN
S3 bis S8	-	Versuchsserien
TANV	-	Sporndrehung, s. Bild 13, Seite 26
U	1	Ungleichförmigkeitszahl $d_{60}/d_{10}$
U'	1	Kornverteilungszahl $d_{30}^2/(d_{10} \cdot d_{60})$
u	mm	Verschiebung
z	m	Tiefenordinate von Oberfläche der Auf- bzw. Hinterfüllung
zS	1	auf die Wandhöhe H bezogener Schwerpunkt der jeweiligen über die Wand verteilten Erddruckfigur, gemessen von Unterfläche Sandfüllung
$\alpha$	Grad	Bruchwinkel
$\gamma$	1	Sicherheitswert nach DIN 1045
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	Feuchtwichte des Bodens
$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	Trockenwichte des Bodens
$\delta$	Grad	Wandreibungswinkel: $\arctan(\sigma_{xz}/\sigma_{xx})$
$\varepsilon$	1	Dehnung
$\vartheta$	Grad	Bruchwinkel
$\mu$	1	Reibungsbeiwert
$\nu$	1	Querdehnzahl
$\sigma$	kN/m <sup>2</sup>	Spannung
$\phi'$	Grad	Scherwinkel (Effektivwert)

### FUSSZEIGER

a	aktiv
f	Bruchwert (failure)
h	horizontal wirkend
i	Anfangswert (initial)
m	Mittelwert
mob	mobilisiert
p	passiv
t	tangentialer Wert
v	vertikal wirkend
x, z	Indizierung der Komponenten bezüglich des kartesischen Koordinatensystems (x, z)
1, 2, 3	Indizierung der Hauptkomponenten

Weitere Bezeichnungen sind im Text erläutert.

## 1. ZIEL DER ARBEIT

Bei der Berechnung von Brückenwiderlagern und Stützwänden wird gewöhnlich von der Vorstellung ausgegangen, daß die Bauwerke eine Entspannung des Hinterfüllbodens nicht behindern und daher nur für den aktiven Erddruck bemessen zu werden brauchen. Bei nachgiebig gegründeten Stützwänden, wie zum Beispiel bei flach gegründeten Widerlagern im Auftragsbereich, überlagern sich die Setzungen aufgrund der Sohlpressungen des Fundaments mit denen der Dammlast. Wenn der Einfluß der Dammsetzungsmulde überwiegt, dreht sich das Bauwerk zur Hinterfüllung hin. Dabei ist die Weckung eines erhöhten Erddrucks denkbar, der größenordnungsmäßig über den Erdruheindruck hinausgehen kann. Im "Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken, Abs. 3.2.2" steht dazu: "Ob und ggf. unter welchen Voraussetzungen eine Drehung der Stützwand zur Hinterfüllung hin - unter Berücksichtigung entlastender Wirkungen durch waagerechte Verschiebungen zur Luftseite in der Gründungsfuge oder in darunterliegenden Bodenschichten - zu einem erhöhten Erddruck führt, ist noch nicht eindeutig geklärt. In Übereinstimmung mit DIN 1055, Blatt 2, wird ... der Ansatz des Ruhedrucks für diesen Fall nicht verlangt." Auch der Entwurf der DIN 4085 gibt dazu keine Auskunft.

Weiter ist zu fragen, welcher Erddruck sich einstellt, wenn die Stützwand relativ unbeweglich gegründet ist (z.B. mit Pfählen) und sich die anschließende Hinterfüllung setzt. Darüber hinaus sind ggf. Einflüsse der Verdichtung der Hinterfüllung oder zeitliche Einwirkungen wie die von Verkehrserschütterungen oder Bauwerksbewegungen infolge von Temperaturschwankungen ebenfalls bei der Berechnung von Stützwänden zu berücksichtigen.

Die vorliegende Arbeit soll helfen, diese Fragen zu klären. Sie beruht auf Großversuchen und deren Nachrechnung, auf Berechnungen für ein Brückenwiderlager und ergänzenden Versuchen nach Schneebebi.

## 2. STAND DER TECHNIK

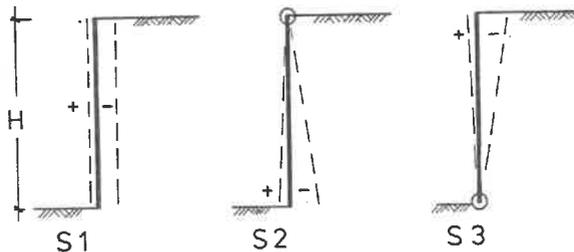
### 2.1. Erddruckansätze

In der Regel geht man bei der Berechnung von Stützkonstruktionen von den beiden Grenzfällen des aktiven bzw. passiven Erddrucks (s.a. DIN 4085, Entwurf) aus, wenn die entsprechenden Bewegungsmöglichkeiten der Wand gegeben sind, oder setzt den Erdruheindruck an, wenn die Bewegung verhindert ist.

Lediglich bei Baugrubenwänden und Spundwänden werden gewisse Spannungsumlagerungen durch pauschale Modifizierungen des Erddruckverlaufs erfaßt.

Ebenso ist es üblich, den Erdwiderstand als Reaktionskraft nur halb auszunutzen, um die erforderlichen Wandbewegungen in erträglichen Grenzen zu halten. Nur in wenigen Fällen, s.a. HILMER (1976), LAUMANS (1977), SPOTKA (1977), wurden bisher auch Zwischenzustände der Erddruckausbildung als Funktion der Wandbewegung oder zusätzlicher Lasteinwirkungen in einer für die Baupraxis handhabbaren Form erdstatisch berücksichtigt. Noch immer wird - s. Beitrag von GUDEHUS (1980) - die Erddruckaufgabe in der Baupraxis vorwiegend als Traglastproblem behandelt. Dabei liegt in der Regel die Coulomb'sche Erddrucktheorie zugrunde; sie beruht auf der Annahme eines Bruchmechanismus mit ebenen Gleitfugen (Linienbruch). Mit dieser sogenannten "kinematischen Methode" wird so die extremale Erddruckkraft ermittelt. Gekrümmte oder zusammengesetzte ebene Gleitmechanismen entsprechen je nach Bewegungsart oft eher der Wirklichkeit, werden aber selten verwendet.

Über die Größe der für die Grenzzustände notwendigen Bauwerksbewegungen sind in der Literatur aufgrund von Versuchen verschiedene Angaben gemacht; siehe TERZAGHI (1934) und NEUMEUER (1960). Im allgemeinen gelten die Richtwerte in Bild 1a.



$$E_a: S1 = S2 = 1/1000 \text{ bis } 1/2000 H$$

$$S3 = 1/500 H$$

$$E_p: S1 = S2 = 1/20 \text{ bis } 1/50 H$$

$$S3 = 1/10 H$$

+ : aktive Bewegung

- : passive Bewegung

Bild 1a Grundformen der Wandbewegung  
Vorzeichendefinition

Nach dem "Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken" sind für die Mobilisierung von 50 bzw. 30 % des Erdwiderstands 10 bzw. 1 % der Grenzbewegung erforderlich. Bei den Bewegungen S1 und S3, Bild 1 a, werden überwiegend dreiecksförmige, bei S2 parabolische, oder angenähert, rechteckige Erd-druckverteilungen angenommen (BRISKE, 1953).

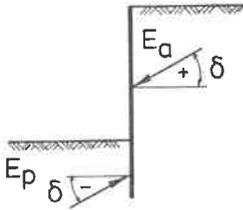


Bild 1b

Vorzeichendefinition des Wandreibungswinkels

Mit dem Wandreibungswinkel  $\delta$  wird die Richtung des Erd-drucks angegeben (Bild 1 b). Er wird allgemein als konstant über die Wandhöhe angenommen. Die Größe von  $\delta$  ist  $\leq \phi'$ . Im allgemeinen wird selbst bei glatt geschalteten Betonwänden und mindestens steifen Hinterfüllböden  $\delta = 2/3 \phi'$ , bei glatten Flächen bzw. plastischen Bauwerksabdichtungen und weichen Hinterfüllböden  $\delta = 1/3 \phi'$  bzw.  $\delta = 0$  gesetzt.

Der Erd-druck wird für lotrechte Wände und waagerechtes Gelände allgemein nach Jaky, s. KEZDI (1962), mit dem Beiwert  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  ermittelt.

Obwohl das Auftreten der drei vorgenannten Erd-drücke in "klassischen" Versuchen gemessen wurde (NEUMEUER, 1960; LAUMANS, 1977), trifft ihr Ansatz in der Praxis selten zu, weil

- der wechselseitige Einfluß von Bauwerk und gestütztem Boden während der Herstellung des Bauwerks vielen Zwischenzuständen ausgesetzt ist, die nicht einmal qualitativ genau vorhersehbar oder steuerbar sind;
- der Erd-druck und vor allem seine Verteilung über die Tiefe nicht allein von mechanischen, sondern auch Temperatureinflüssen abhängt.

## 2.2 Messungen an Stützbauwerken und Brückenwiderlagern

In der Literatur sind keine Messungen von Erd-drücken für die zwei hier hauptsächlich untersuchten Bewegungs-moden

A Drehung des Bauwerks gegen die Hinterfüllung infolge der durch die Hinter-

fülllast bewirkte Setzungsmulde,

B Setzung der Hinterfüllung allein, bei tiefgegründetem, relativ unbeweglichem Bauwerk

(s. Bilder 8 und 10) zu finden. Jedoch wird von BROMS/INGELSON (1971) berichtet, daß infolge Temperatúrausdehnung eines Brückenüberbaus im Sommer eine Widerlagerdrehung um einen Punkt bei etwa  $H/2$  um etwa  $1/600 H$  gegen die Hinterfüllung beobachtet wurde. Dabei erhöhte sich der Erddruck gegenüber der Wintermessung um mehr als das Doppelte, so daß Erddruckbeiwerte von  $K_h > 4$  erreicht wurden. Die Erddruckverteilung war nicht linear sondern parabelähnlich. Die gleichen Autoren (1972) berichten weiter von einer anderen Brückenbeobachtung und Messung über den Zeitraum von mehr als zwei Jahren. Hier wurden an den Brückenwiderlagern im Winter teilweise gar keine Erddrücke gemessen. Im Sommer erfolgte ein rascher Anstieg bis zu einem Erddruck mit einem Beiwert von  $K_h \cong 0,5$  bis  $0,6$  mit einer eher rechteckigen Verteilung. Die Bewegungsmöglichkeiten waren nach einem Jahreszyklus kleiner und der Erddruck geringfügig größer als im Vorsommer. Dies weist darauf hin, daß im Winter der Boden in die offene Fuge zwischen Hinterfüllung und der Wand nachgesackt war und ggf. Setzungen und Verdichtungen in der Hinterfüllung eingetreten waren. Außerdem wurden tageszeitliche Änderungen des Erddrucks, vor allem im Sommer, registriert. Der Erddruckanstieg war während der zwei Jahreszyklen klein, vor allem wohl deshalb, weil das Schwinden und Kriechen des Betons noch nicht beendet war. In beiden genannten Veröffentlichungen ist außerdem der Einfluß der Verdichtung auf den Erddruck gemessen worden. Es wurden Erddruckbeiwerte bis zu  $K_h \cong 1,0$  ermittelt. SMOLTCZYK und HILMER (1976) berichten über Erddrücke auf Schleusenwände. Messungen an der Schleuse Eibach zeigen ebenfalls Temperatureinflüsse auf.

Die folgenden Beobachtungen deuten überwiegend auf Verdichtungseinflüsse hin. L.CASAGRANDE (1973) berichtet von seinen Beobachtungen an Autobahnbrücken in Deutschland in den frühen dreißiger Jahren. Diese Brücken waren überwiegend pfahlgegründet, obwohl sie nach heutigen Erkenntnissen hätten flachgegründet werden können. Die Beobachtungen:

- an allen Brückenwiderlagern waren deutliche Bewegungen zu erkennen,
- je älter die Brücken waren, je größer waren die Gesamthorizontalverschiebungen.

### CASAGRANDES Schluß:

der wirklich vorhandene Erddruck muß größer gewesen sein als der in den Berechnungen angesetzte.

Weiter wird auf Erddruckmessungen an einer Anzahl von Autobahnbrücken aus den dreißiger Jahren von MÜLLER hingewiesen. Bei diesen mit granulierter Schlacke hinterfüllten Brückenwiderlagern war erstmals eine maschinelle Verdichtung mit pneumatischen Stampfern erfolgt. Die Messungen zeigen, s. Bild 2, daß der Erddruck größer war als der aktive, die Verteilung nicht dreiecksförmig. Der Erddruck nahm zwar infolge von Bauwerksbewegungen mit der Zeit etwas ab, aber keinesfalls bis auf den aktiven Erddruck.

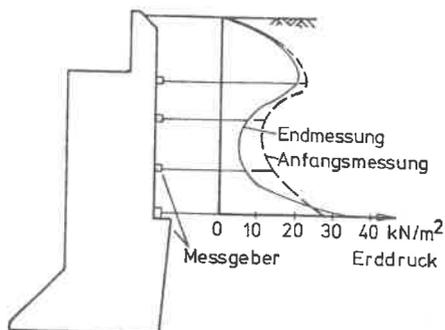


Bild 2

Brückenwiderlager auf Pfählen  
mit granulierter Schlacke hinter-  
füllt, nach L. CASAGRANDE (1973)

Im weiteren berichtet L. CASA-GRANDE von einem Versagensfall bei einer 7 m hohen - mit Mischboden hinterfüllten - Stützwand durch das Auftreten eines erhöhten Erddrucks. Ursache des hohen Erddrucks war die Zunahme der Wichte des Hinterfüllmaterials durch Wasserzutritt und die Verdichtungswirkung.

PEARSON-KIRK (1976) berichtet von mehreren Schadensfällen an Wänden und Widerlagern und einem Versagensfall in Großbritannien aufgrund zu niedriger Erddruckansätze und Nichtberücksichtigung eines Verdichtungsdrucks. Es wird dort darauf hingewiesen, daß der Erddruck infolge Verdichtung über den Erdruhedruck hinausgehe.

INGOLD (1979) berichtet von Rissen an einer Stützwand infolge des Verdichtungs-erddrucks. COYLE et.al. (1974) berichten von Erddruckmessungen an einer pfahlgegründeten 5 m hohen Winkelstützwand. In der oberen Wandhälfte waren die Bewegungen groß genug, um den aktiven Erddruck zu erreichen. Bis zum Wandfuß stieg der Erddruck bis über den Erdruhedruck an, obwohl dort Horizontalverschiebungen von etwa 5 mm auftraten; offensichtlich nicht genug, um den Verdichtungs-erddruck

abzubauen. In einem Zeitraum von etwa 1,5 Jahren reduzierte sich der Erddruck nur geringfügig. JONES und SIMS (1975) beschreiben Erddruckmessungen an vier Straßenbrücken, etwa 13 m hoch. Die Erddrücke waren mehr als doppelt so groß wie der für die Berechnung angesetzte aktive Coulomb'sche Erddruck. Die Erddruckverteilung war eher rechteckig oder parabelförmig. Als Rechenansatz wurde eine parabolische Erddruckverteilung empfohlen.

Nach MÜLLER (1973) wiesen Erddruckmessungen an einem 10 m hohen Widerlager auf Fels Erddruckbeiwerte infolge der Verdichtung von  $K = 2K_0$  auf, die mit der Zeit auf  $K_a$  abnahmen. Infolge Verkehrsbelastung und -erschütterung nahm der Erddruck mit der Zeit wieder leicht zu.

v.BECKER (1970) berichtete von Erddruckmessungen an zwei hohen, auf Fels gegründeten Flügeln. Der bei der Verdichtung sich einstellende Erddruck in der Größe und Verteilung nahe dem Erdruhedruck konnte sich infolge der geringen Bewegungsmöglichkeiten der Wand nicht abbauen.

JONES (1979) weist auf eine wesentliche Ursache des Verdichtungs-erddrucks hin, nämlich die Tatsache, daß sich eine Winkelstützwand, s. Bild 3, während des Hinterfüllens verformt und sich deshalb der Boden nicht überall genügend entspannen kann, damit sich der aktive Erddruck einstellen kann. Um dies zu erreichen, müßte man die Wand während der Hinterfüllung absteifen, was aber sicher nie gemacht wird.

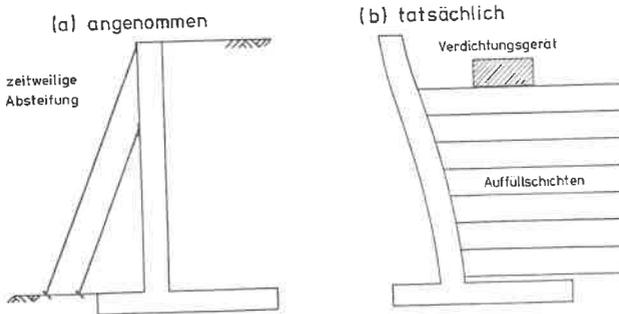


Bild 3 Schematische Darstellung der angenommenen (a) und tatsächlichen (b) Ausführung einer Winkelstützwandhinterfüllung nach JONES (1979)

Der empfohlene Rechenansatz, s. Bild 4, eine Mischung aus verbleibendem Verdichtungseffekt, Erdruhedruck und aktivem Erddruck ist jedoch fragwürdig, da kaum vorstellbar ist, daß gerade am Fuß einer Winkelstützwand die Bewegungen für einen aktiven Erddruck ausreichen. Die vorgenannten Messungen erhärten diese Ansicht.

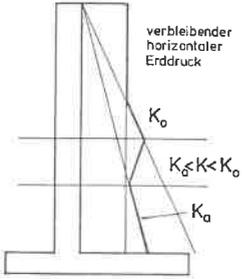


Bild 4 nach JONES (1979)  
empfohlener Erddruck-  
ansatz

Plausibel und durch Versuche nachgewiesen ist der Ansatz von SPOTKA (1977), s. Bild 5. Aufgrund der aufgeführten Messungen müßte danach für Brückenwiderlager und Winkelstützwände in der Regel die Bemessungsgrundlage des Erdruhedrucks angewendet werden.

Die dargelegten Beispiele und Messungen zeigen eindeutig, daß bei Winkelstützwänden und Widerlagern infolge der relativ steifen Konstruktionen, der heutigen Verdichtungstechnik, dynamischer Wirkungen von Verkehrserschütterungen und saisonaler Temperatureinflüsse mindestens ein über den aktiven Coulomb'schen Erddruck hinausgehender Erddruckansatz erforderlich ist. Darüber hinaus sind die in Abs. 1 aufgeführten Überlegungen für Stützwände bei nachgiebigem Untergrund anzustellen.

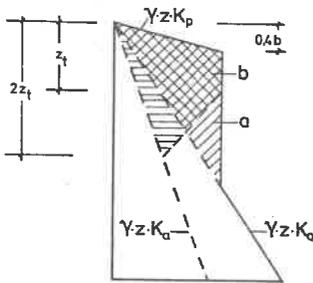


Bild 5  
Näherungsverfahren zur Erfassung des  
Verdichtungserddrucks nach SPOTKA (1977)

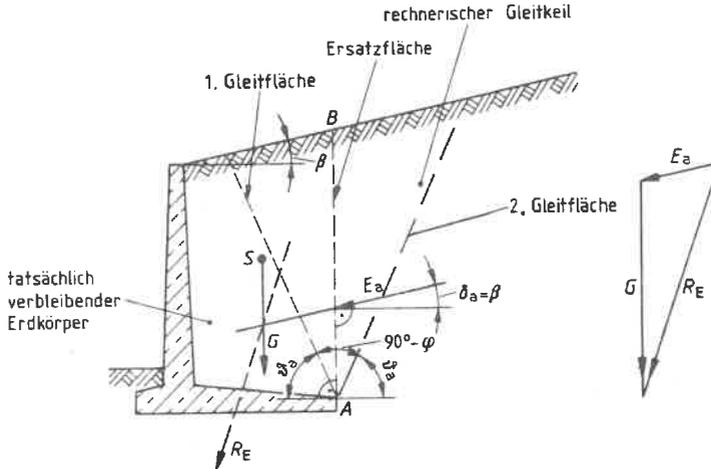
- a) Bemessungsgrundlage Erdruhedruck
  - b) Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck
- $z_t$  = Einflußtiefe des Rüttlers  
 $b$  = Breite des Rüttlers

### 2.3 Besonderheiten der Winkel- stützwand mit bergseitigem Sporn

Die Ausführungen in Abs. 2.1 und 2.2 zeigen unter anderem, daß die Winkelstützwand mit bergseitigem Sporn, schon allein wegen ihrer häufigen Verwendung, eine besondere Untersuchung rechtfertigt.

Die im Entwurf der DIN 4085 getroffene Betrachtungsweise, s. Bild 6, die auch der bisherigen praktischen Handhabung entspricht, ist nur gerechtfertigt, wenn die Wand eine ausreichende entlastende

Für die Ermittlung der Erddrucklast bei Winkelstützmauern im Rahmen von Standsicherheitsberechnungen des Gesamtsystems darf vereinfacht eine fiktive lotrechte Wandfläche durch die Hinterkante des waagerechten Schenkels angenommen werden (Bild 8). Die Neigung der Erddrucklast ist dabei parallel zur Neigung der Geländeoberfläche anzusetzen.



(Bild 8. Winkelstützmauer)

Für den Erddruck unmittelbar hinter dem lotrechten Winkelschenkel der Winkelstützmauer als Grundlage für die Bemessung ist dieselbe Erddrucklast maßgebend.  
Die Erddrucklast muß aber über die Wandhöhe gleichförmig verteilt angesetzt werden.

Bild 6 Winkelstützmauer nach DIN 4085, Entwurf, Abs. 5.9

aktive Translation - bzw. Drehbewegung - erfährt. Diese kann nur auftreten, wenn

- keine Setzung auftritt (Gründung auf Fels) und die volle Sohlreibung - die andererseits eine mindestens 1,5-fache Sicherheit gegen Gleiten gewährleistet - überwunden wird, so daß die notwendige Grenzbewegung auftreten kann;
- bei Gründung auf Lockergestein die Resultierende in der Sohlfuge mittig oder luftseitig außenmittig angreift (in der Regel bei kurzem Bergsporn) und der Setzungseinfluß der Hinterfüllung nicht dominiert;
- die aufgehende Wand so biegeweich ist, daß sie die notwendige aktive Drehbewegung erlaubt. Diese Möglichkeit ist gerade bei der meistens starren Verbindung von Wandfuß und Fundament sicher selten gewährleistet.

Die Voraussetzungen a) und c) dürften selten zutreffen. In der Regel werden folgende Bedingungen vorherrschen:

- d) Die Sohlreibung wird nicht voll mobilisiert. Auf jeden Fall müßte zumindestens die Wand für einen höheren Erddruck als den aktiven bemessen werden, da zunächst einmal ein höherer Erddruck auftritt.
- e) Bei Wänden auf Lockergestein im Damm- bzw. Hinterfüllauftragsbereich, vor allem mit langem Bergsporn, wird kaum eine ausreichende aktive Bewegung eintreten, sondern eher eine bergseitig gerichtete Drehbewegung.
- f) Die Wand verbiegt sich nur leicht, so daß nach Bild 4 während der Einbringung der Hinterfüllung nicht über die ganze Wandhöhe der aktive Erddruck mobilisiert werden kann und dazu noch ein Verdichtungserddruck auftritt.

Die aufgezeigten Gesichtspunkte und die Meßergebnisse, s. Abs. 2.2, erfordern in den meisten Fällen einen anderen Erddruckansatz, als er bisher gehandhabt wurde und in dem Entwurf der DIN 4085 aufgeführt ist. Diese Feststellung wird im weiteren durch eigene Berechnungen und Versuche untermauert.

### 3. KINEMATIKFÄLLE IN DER PRAXIS UND BEI DEN VERSUCHEN

Die Bilder 7 a und b zeigen kinematische Fälle, bei denen infolge Untergrundverformungen Drehungen der Bauwerkswände gegen das hinterfüllte Erdreich erfolgen können. Im Fall a) wird es wegen möglicher Horizontalverformungen des Untergrunds zu einem Abrücken des unteren Wandbereiches von der Hinterfüllung kommen. Beim Trogbauwerk im Bild 7 b wird wegen der möglichen Biegelinie der Sohle ebenfalls diese Entspannungsbewegung im unteren Bereich der Wände auftreten.

Infolge von Kräften aus Temperaturdehnungen der Überbauten treten Drehungen der Wände zum Erdreich auf, s. Bilder 7 c und d.

Alle vorgenannten, zur Hinterfüllung hin gerichteten Bauwerksbewegungen werden zu erhöhten Erddrücken führen.

Die für diese Bewegungsarten ausgeführten Versuchsserien A, deren Kinematik in Bild 8 dargestellt ist, trifft streng genommen nur für den Fall in Bild 7 b zu. Im Fall a) erfolgt gleichzeitig eine Horizontalverschiebung, in den Fällen zu den Bildern 7 c und d verläuft die Biegelinie der Wände entgegengesetzt

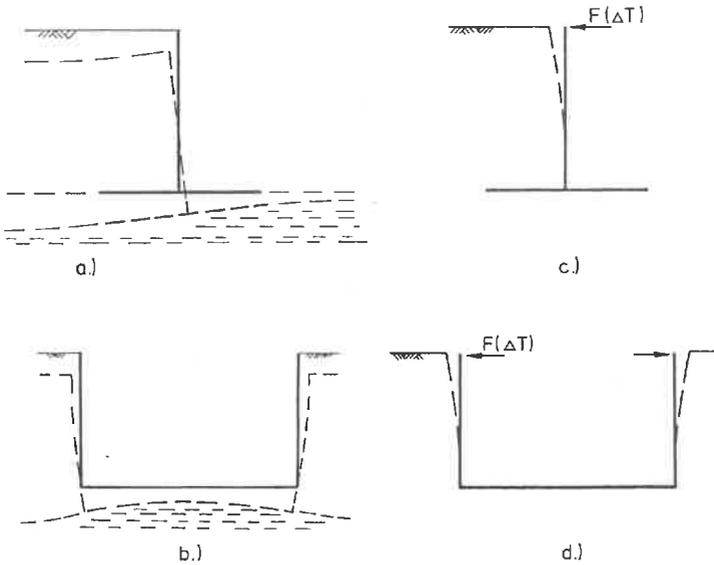


Bild 7 Kinematische Fälle in der Praxis,  
flachgegründete Bauwerke

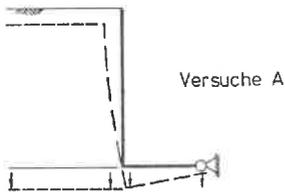


Bild 8 Großversuche A, vorgegebene  
Kinematik

gekrümmt.

Annähernd vertikal unverschiebliche Stützwände bzw. behälterartige Bauwerke mit überwiegend senkrechten Hinterfüll- bzw. Füllmaterialbewegungen (Sackungen) sind in Bild 9 dargestellt. Eine gleichmäßige Sackung der Hinterfüllung ist in den Fällen auf den Bildern 9 a bis c denkbar. Sind Pfähle sehr dicht gestellt oder ist eine Spundwand als Schürze vorhanden (Bild 9a), so ist wegen  $\epsilon_x = 0$  an dieser Stelle eine gleichmäßige Setzung zu erwarten (Behandlung wie die Setzung in der Symmetrieachse einer Last). Im Fall b) liegt die Hinterfüllung auf einem locker gelagerten Sand. Infolge von Verkehrserschütterungen oder Erschütterungen beim Einbau der Hinterfüllung kann diese Art der Bewegung ein-

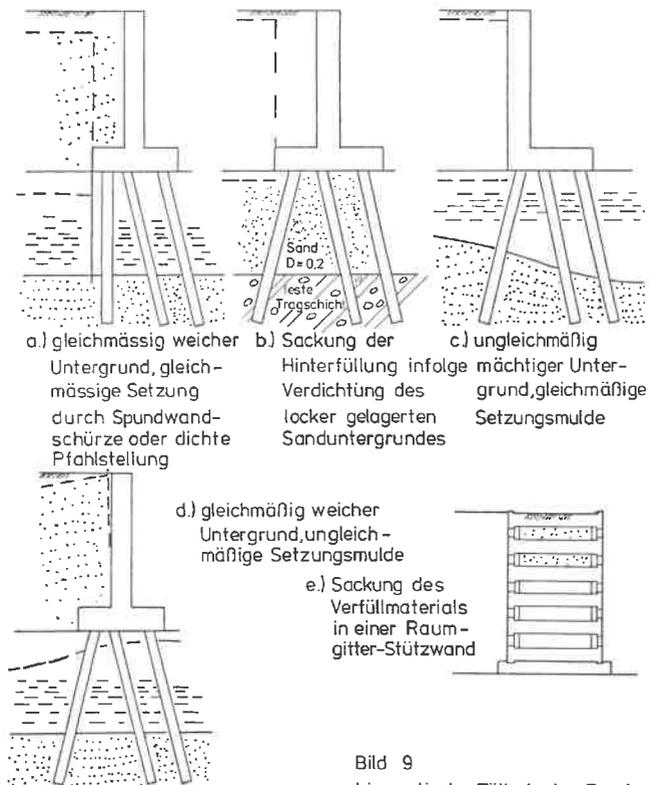


Bild 9  
kinematische Fälle in der Praxis:  
tiefgegründete Stützwände,  
Raumgitter-Stützwand

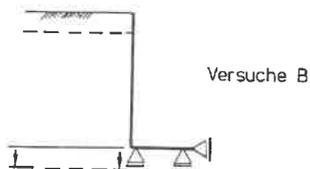


Bild 10 Großversuche B,  
vorgegebene Kinematik

treten. In Bild 9 c ist die gleichmäßige Setzung durch eine ungleichmäßige Untergrundsichtung bedingt. Im übrigen können bei der dargestellten Untergrundsituation langfristige Kriechbewegungen in den weichen Schichten auftreten. In diesem Fall bewegen sich Untergrund und Hinterfüllung in Richtung Bauwerk, so daß es hier langfristig, nach der Sackung der Hinterfüllung, zum Aufbau des vollen passiven Erddrucks kommen kann.

In Bild 9 d erfolgt durch die sich einstellende ungleichmäßige Setzungsmulde eine Entlastung der Wand. Die Hinterfüllung bewegt sich von der Wand weg. Gleichzeitig kann - ebenfalls wie in Bild 9 c - ein Seitendruck auf die Pfähle infolge der seitlichen Untergrundverformungen auftreten. Dieser Fall wird auch anschaulich von TSCHEBOTARIOFF (1958) diskutiert und durch seine Versuche bestätigt.

Der Verfüllboden zwischen den Läufer- und Binderelementen einer Raungitter-Stützwand kann infolge nicht ausreichender Verdichtung oder eines nachgiebigen Untergrunds in sich sacken oder sich setzen, s. Bild 9 e. Dieser Vorgang entspricht somit ebenfalls dem hier angesprochenen kinematischen Fall.

Die durchgeführten Versuchsserien B, s. Bild 10, stimmen in der Kinematik nur mit den Fällen c und e von Bild 9 genau überein. Im Fall a) und b) tritt die Hauptverformung nicht zwischen Boden und Wand sondern im Hinterfüllboden selbst auf.

#### 4. VERSUCHE

##### 4.1 Großversuche

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik erhielt im Frühjahr 1977 vom Bundesminister für Verkehr den Forschungsauftrag "Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen" zur Ausführung. Der Autor war für die Forschungsarbeiten in der Planung und Durchführung verantwortlich. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsanlage, der Ausführung der Versuche und der Ergebnisse ist im Forschungsbericht, SCHMIDT (1979), zu finden.

Auf die Versuchsanlage und die Durchführung wird hier noch einmal nur sehr kurz eingegangen. Von den Ergebnissen, die teilweise die Grundlage der weiteren Arbeit darstellen, werden einige typische Beispiele gezeigt.

#### 4.1.1 Versuchseinrichtung

Die Versuchsanlage im Freigelände des Instituts ist auf Bild 11 zu sehen. Die Versuchsanlage bestand im wesentlichen aus:

- einer 9 m langen und 4 m hohen Stahlbetonwinkelwand, bestehend aus neun Einzelelementen, auf einem Trägerrost aufgesetzt, und
- einem mit Holzbohlen abgedecktem Trägerrost als Auflagerfläche für die Sandhinterfüllung des zu simulierenden Damms.

Beide geschweißte Stahlträgerroste lagerten auf hydraulischen Pressen, über die die Verschiebungen (Setzungen) geregelt wurden. Das horizontale Auflager der Meßwandelemente bildete ein Stahlträger, der die Kräfte auf drei Stahlbetonwiderlager abgab. Über Zuganker und mittels hydraulischen Pressen konnte die Wand ebenfalls gegen die Hinterfüllung gedreht werden.

Mit der Meßeinrichtung wurden Erdkräfte nach ihrer Größe, Richtung und Verteilung über die Wand infolge vorgegebener Verschiebungen (Setzungen) des Verfüllbodens allein oder auch zusammen mit der Modellwand gemessen. Zur Simulation des ebenen Erdendrucks wurden die Messungen im mittleren Drittel der Versuchswand durchgeführt. Bild 12 (übernächste Seite) zeigt die Meßanordnung im Querschnitt. Die über Normalspannungsmeßgeber, System Gloetzl, s. SPOTKA (1977), und Normal- und Schubspannungsmeßgeber, SMOLTICZYK/DIEM/SPOTKA (1977), registrierten Erdkräfte und ihre Richtung wurden durch die Messung der Wandaullagerkräfte kontrolliert.

#### Versuchsboden

Als Hinterfüllboden wurde gebaggerter Rheinsand von einer Entnahmestelle in Forchheim verwendet. Der Einbau für die Versuche erfolgte unter Baustellenbedingungen: lagenweiser Einbau und Verdichtung des erdfuchten Sandes.

#### Bodenkennwerte

Kornverteilung:	Mittel/Grobsand, schwach feinsandig, sehr schwach feinkiesig
Ungleichförmigkeitszahl:	$2,75 \leq U \leq 3,18$
Kornverteilungszahl:	$0,84 \leq U' \leq 0,93$

Der Sand gilt somit als gleichkörnig und eng gestuft.

Korndichte:  $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$

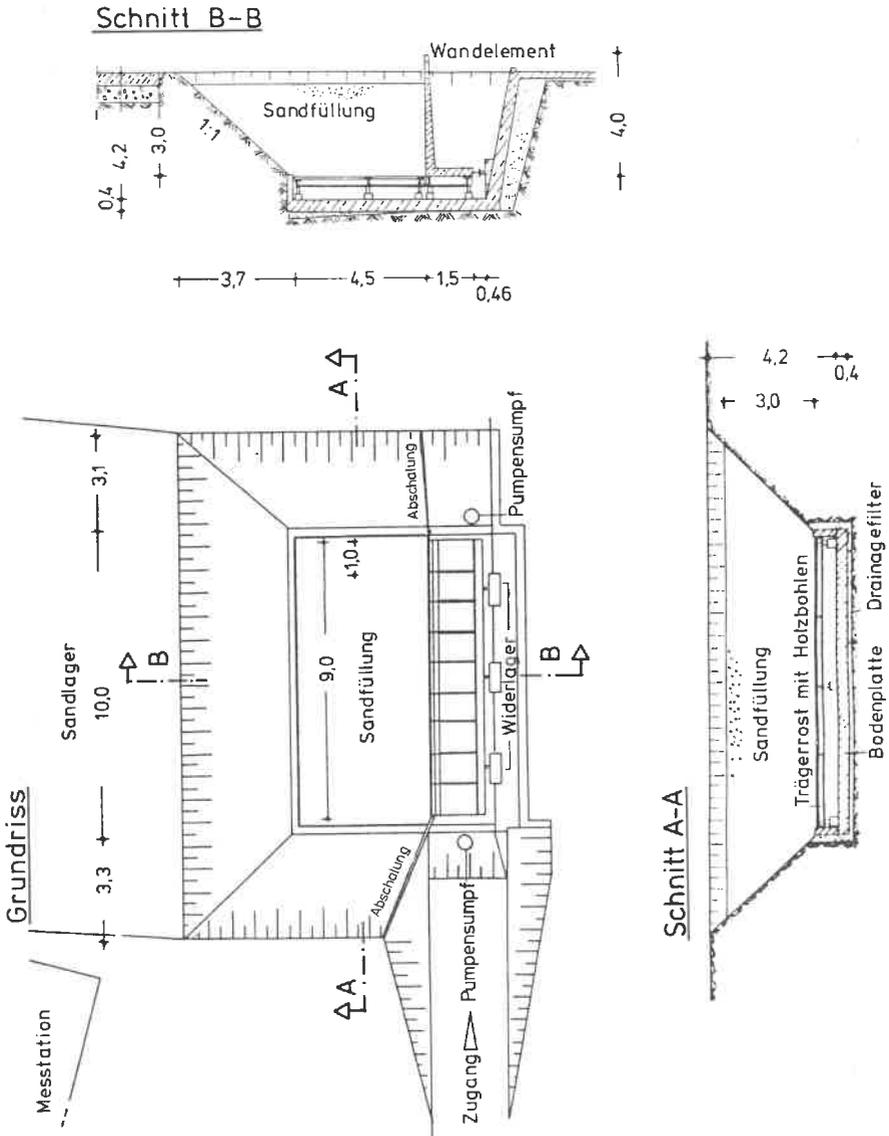


Bild 11 Versuchsanlage



Lockerste und dichteste Lagerung:  $15,27 \leq \gamma_d \leq 15,57 \text{ kN/m}^3$   
 $17,61 \leq \gamma_d \leq 17,79 \text{ kN/m}^3$

Verdichtungsfähigkeit:  $D_f = \frac{e_o - e_d}{e_d} = 0,45$

Proctordichte:

Gemäß DIN 18127 wurden für die einfache Proctordichte folgende Werte erzielt:

Proctordichte:  $100 \% : \gamma_d = 17,1 \text{ kN/m}^3$   
 $97 \% : \gamma_d = 16,6 \text{ kN/m}^3$   
optimaler Wassergehalt  $w_{Pr} = 11,5 \%$

Lagerungsdichte:

Für die Versuche sollte eine mitteldichte und dichte Lagerung erreicht werden.  
Dafür mußten folgende Trockenwichten erzielt werden:

$$15,97 \leq \gamma_d \leq 16,44 \text{ kN/m}^3$$
$$16,44 \leq \gamma_d \text{ kN/m}^3$$

Folgende Lagerungsdichten wurden bei den einzelnen Versuchsserien erreicht:

Serie 1 bis 5  $15,6 \leq \gamma_d \leq 16,4 \text{ kN/m}^3$   
(mitteldichte Lagerung angestrebt)

Serie 5 bis 8  $16,6 \leq \gamma_d \leq 16,8 \text{ kN/m}^3$   
(dichte Lagerung angestrebt)

dabei vorhandene Wassergehalte:  $5,4 \leq w \leq 8,2 \%$

Scherfestigkeit:

Nach SPOTKA (1977) wurden für denselben Sand aufgrund von Triaxialversuchen folgende Scherfestigkeiten für Nachrechnungen angesetzt:

mitteldichte Lagerung:  $\phi' = 32,5^\circ; c' = 0$

dichte Lagerung:  $\phi' = 35,0^\circ; c' = 0$

Versuche am Institut im direkten Schergerät ergaben für die mitteldichte Lagerung:

$$34,5 \leq \phi' \leq 38,0^\circ; c' = 0$$

Für die Nachrechnungen, s. Abs. 5, wurden angesetzt:

mitteldichte Lagerung:  $\phi' = 36^\circ, \gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$

dichte Lagerung:  $\phi' = 40^\circ, \gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

Wandreibung:

Für Vergleichsrechnungen wurde zunächst der in der Praxis übliche Wandreibungswinkel von  $\delta = \pm 2/3 \phi'$  angesetzt.

Der Sand für die Hinterfüllung wurde wegen der großen Sandmenge von ca. 200 m<sup>3</sup> unter Baustellenbedingungen 3 m hoch eingebaut. Von einem Greiferradbagger wurde der erdfeuchte Sand von der Sanddeponie in die Versuchsgrube befördert, dort zu Lagen verteilt und - je nach angestrebter Lagerungsdichte - mit leichtem bzw. mittelschweren Flächenrüttlern verdichtet. Die Dichten des Sandes wurden mit der Ausstechzylindermethode bestimmt.

### Versuchsdurchführung

Vor dem jeweiligen Versuch mußten die während des Verfüllens vorhandenen Arretierungen der Wand und der Plattform durch leichtes Anheben mit den Pressen gelöst werden. Bei den ersten Versuchen sind dabei leichte Störungen des Ausgangszustands eingetreten. Evident waren diese Störungen durch leichte Ribbildungen parallel zur Wand in etwa 0,5 m Abstand von der Wand und durch einen leicht veränderten Erddruck. Da die Störungen nur gering waren und die mobilisierten Zustände auf die leicht gestörten Zustände bezogen wurden, war dieser Umstand ohne Bedeutung.

Die Steuerung der Setzungen geschah über die aus den einzelnen Regelkreisen durch Düsen ausfließenden Ölmengen. Die gewählten Setzungsschritte waren jeweils anfangs 2 bis 3 mm groß, zum Ende der Serie bis 5 mm groß. Die Setzungsgeschwindigkeit betrug 0,4 bis 0,6 mm/min.

Die Datenerfassung erfolgte jeweils nach Beendigung eines Setzungsschritts und dauerte etwa 20 Minuten. Ruhezustände konnten nach Lösung der Arretierung nicht erfaßt werden, da infolge geringer Undichtigkeiten der Hydraulikzylinder "kriechende" Bewegungen bis zu 0,5 mm zwischen Beginn und Beendigung der Ablesung stattfanden.

Grenzen für mögliche Wanddrehungen waren infolge der relativ geringen Wandsteifigkeit und durch begrenzte Pressenkräfte (maximal möglicher Öldruck = 40 MN/m<sup>2</sup>) gegeben. Die Gesamtdauer einer Versuchsserie dauerte 12 bis 14 Stunden; sie wurde während eines Tages ohne Unterbrechung durchgeführt.

Die Ausführung einer ganzen Versuchsserie bestand aus Sandeinbau, Bewegungsversuchen, Sandausbau, Richten der Elemente und Eichung der Meßgeber für die neue Serie. Die Zeitdauer betrug zwischen 4 und 7 Wochen.

#### 4.1.2 Versuchsergebnisse

Neben einem Vorversuch zum Testen der Anlage wurden für die Versuche A (Bauwerksdrehung gegen Hinterfüllung) insgesamt 4 Versuchsserien, für die Versuche B (Sackung) 3 Serien gefahren. Beispielhafte Ergebnisse beider Versuchsarten A und B, s. Bilder 8 und 10, teilweise für die mitteldichte und dichte Hinterfüllung, sollen hier gezeigt und interpretiert werden.

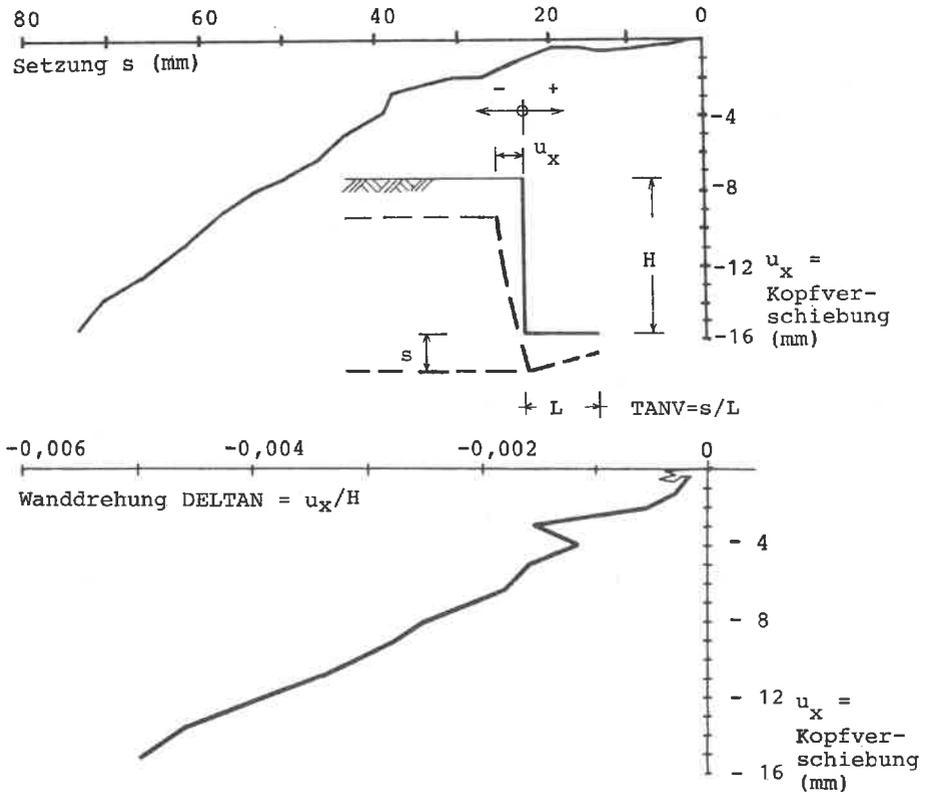


Bild 13 Versuche A:  
Schema der Wandverschiebung,  
Verschiebungsspuren S7

Versuche A	Serie 3 (S3) (mitteldicht),	$\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$
	Serie 7 (S7) (dicht),	$\gamma = 17,6 \text{ kN/m}^3$
Versuche B	Serie 5 (S5) (mitteldicht),	$\gamma = 17,2 \text{ kN/m}^3$
	Serie 8 (S8) (dicht),	$\gamma = 17,6 \text{ kN/m}^3$

Versuche A, s. Bild 8

Die Verschiebungsspuren des Versuchs S7 sind in Bild 13 dargestellt. Durch die Handsteuerung der Oelhydraulikanlage sind einige unvermeidliche Unregelmäßigkeiten des Bewegungsablaufs zu erkennen.

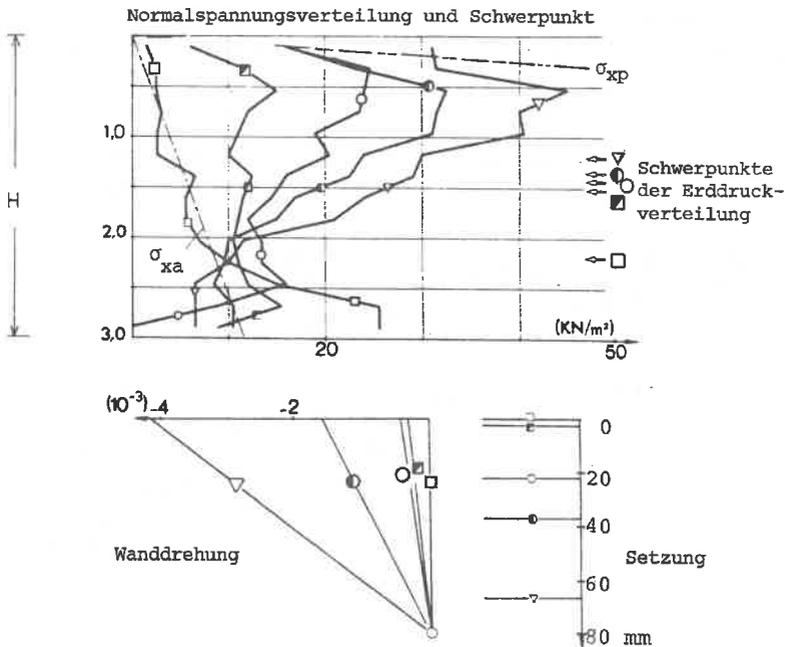


Bild 14 Entwicklung des Erddrucks, Versuche A, Serie 7

Bild 14 stellt die Entwicklung der Erddruckspannungen über der Wandhöhe dar. Im Ausgangszustand wurde überwiegend der aktive Erddruck gemessen. Im oberen Wandbereich ist eine geringe Überschreitung infolge der Verdichtungswirkung zu erkennen. Im unteren Wandbereich ist aufgrund des starren Wandfußes und der Ver-

dichtung ein bedeutend höherer Erddruck als der aktive gemessen worden. Mit der Wandbewegung - und zwar schon bei sehr kleinen Drehungen - ändert sich das Spannungsbild erheblich. Die Resultierende der Erddruckfigur, s. Pfeile rechts oben auf Bild 14, springt nach oben, d.h. die Reaktionsspannungen wachsen im oberen Bereich an, während der hohe Erddruck im unteren Wandbereich wegen der vom Boden weggerichteten Bewegung des Wandfußes abnimmt. Bei einer Wanddrehung von etwa  $-0,004$  bis  $-0,005$  wird in Oberflächennähe fast der passive Grenzstand erreicht.

Die oben beschriebenen Beobachtungen werden durch die Darstellungen des mobilisierten Erddruckbeiwerts, Bild 15, und die Entwicklung des Schwerpunkts der Erddruckverteilung, Bild 16, beide in Abhängigkeit von der Wanddrehung, unterstrichen. Gegenüber der Sandunterfläche verändert sich der Schwerpunkt der Erddruckfigur von etwa  $0,33 \cdot H$  bis  $0,4 \cdot H$  auf  $0,7 \cdot H$ , gemessen von der Sandunterfläche.

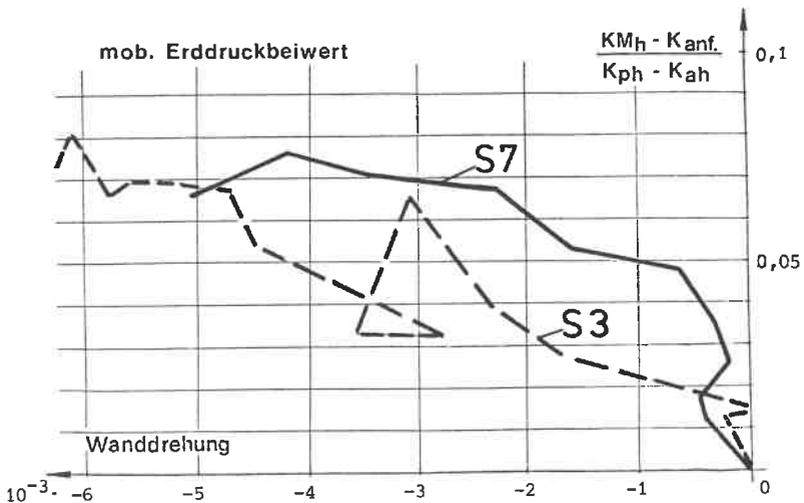


Bild 15 Entwicklung des relativen mobilisierten Erddruckbeiwerts mit zunehmender Wanddrehung, bezogen auf Werte nach COULOMB mit  $\delta = + 2/3 \phi'$

Auch die Versuchsspuren für die Versuche der Serie 3 (S3) in den Bildern 15 und 16 weisen einige Unregelmäßigkeiten infolge der Handsteuerung auf.

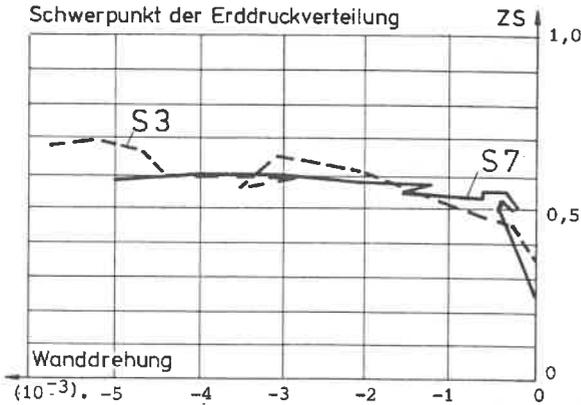


Bild 16 Entwicklung des bezogenen Erddruckangriffspunktes ZS (Schwerpunkt der Erddruckverteilung) mit zunehmender Wanddrehung

Bild 17 zeigt die Entwicklung der Wandschubspannungen und des aus Schub- und Normalspannungen definitionsgemäß hergeleiteten Wandreibungswinkels  $\delta$  bei zunehmender Wanddrehung. Bei Versuchsbeginn ist die auf die Wand wirkende Schubkraft im Sinne des aktiven Erddrucks positiv nach unten gerichtet, während sich bei fortschreitender Drehung im oberen Teil der Wand das Vorzeichen umkehrt.

In Bild 18 ist die Entwicklung des gemittelten

Wandreibungswinkels aufgetragen: Bild 18 a ist das Ergebnis der globalen Gleichgewichtsbetrachtung über die Auflagerkräfte, 18 b das der Spannungsmessungen. Man erkennt, daß sich hier eine Diskrepanz ergibt, die sich mit den wenigen Versuchen, die das Programm zwangsläufig enthielt, nicht beheben läßt.

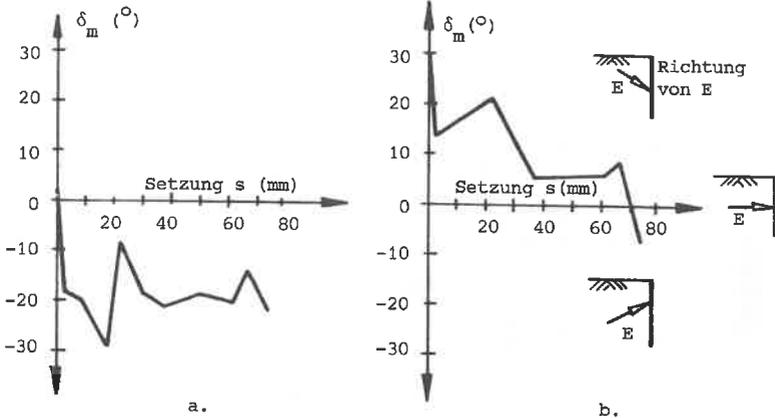


Bild 18 Entwicklung des mittleren Wandreibungswinkels  $\delta_m$  mit zunehmender Setzung (und somit zunehmender Wanddrehung).  
 a. globale Errechnung aus den Auflagerkräften  
 b. aus Spannungsmessungen

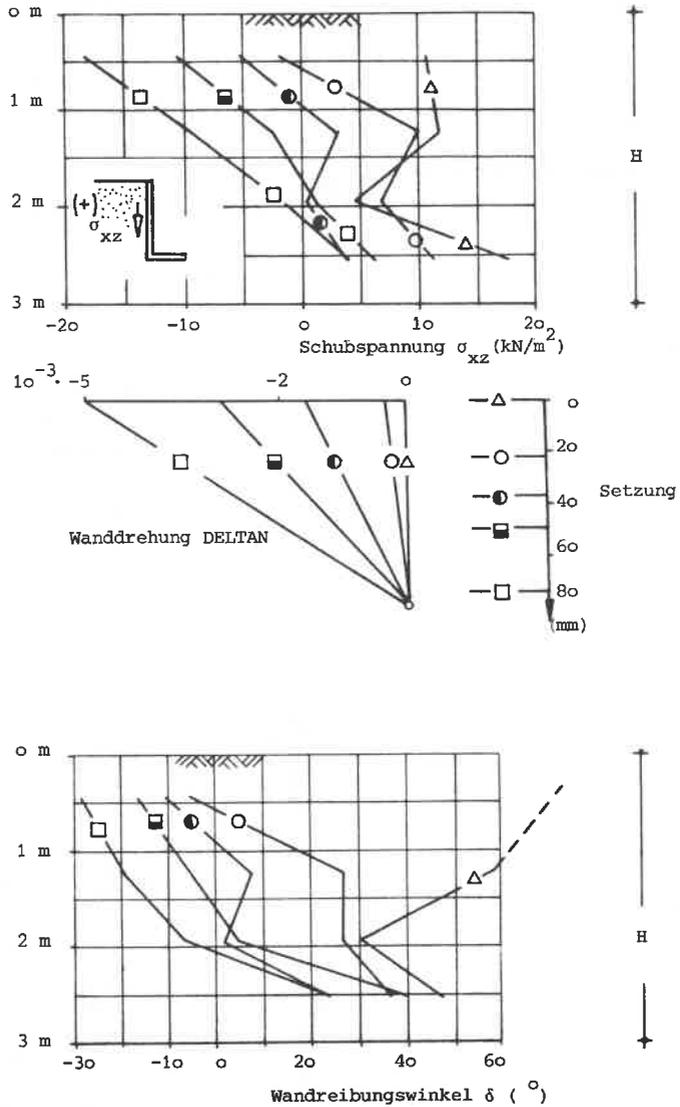


Bild 17 Entwicklung der Schubspannungsverteilung und des Wandreibungswinkels über der Wandhöhe bei zunehmender Wanddrehung

Zwar ist die generelle Tendenz zu einer nach oben gerichteten Erddruckkraft bei allen Auswertungen erkennbar, doch werden die Ergebnisse im oberen Bereich (zu Beginn) und im unteren Bereich (zu Versuchsende) sehr stark durch die Tatsache verzerrt, daß hohe Schubspannungen bei gleichzeitig kleinen Normalspannungen gemessen wurden, was ja an sich mit der Bruchbedingung nicht verträglich ist. SMOLTCZYK (1979) hat darauf hingewiesen, daß man bei der lokalen Messung von Spannungen mit Interaktionen zu rechnen hat, die sich nicht durch Fehlanzeigen des Meßgebers oder durch Verspannungen infolge der Fuge zwischen Meßgeber und Wandoberfläche befriedigend erklären lassen, sondern die durch Verspannungen im Sand selbst auftreten.

#### Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Serien A

Infolge der Drehung gegen den Hinterfüllboden tritt ein erhöhter Erddruck auf. Eine rasche Entwicklung der Bodenreaktion tritt schon bei ganz geringen Wanddrehungen von etwa 0,001 auf, das Erreichen eines Grenzzustands im oberen Wandbereich beim 4- bis 5-fachen Wert. TERZAGHI (1934) erreichte bei seinen Großversuchen mit dichtem Sand ebenfalls eine große Mobilisierung bei einer Drehung von 0,001, wobei die Schwerpunktsverschiebung der Erddruckverteilung nicht ganz so ausgeprägt war. Auch LAUMANS (1977) und andere Autoren machten ähnliche Beobachtungen. Interessant und neu ist als Ergänzung zu den älteren Forschungsergebnissen der Umstand, daß sich bei einem Umkehrlastfall - zuerst aktiver Grenzzustand und dann passiver Zwischenzustand - dieselben Erddruckwerte ergeben. Diese Tatsache wird auch durch die ausgeführten Schneebedi-Versuche, s. Abs. 4.2, verdeutlicht.

Die Verteilung der Erddruckspannungen war nach der Drehung annähernd parabolisch. Der Angriffspunkt des Erddrucks wechselte vom unteren ins obere Drittel der Wandhöhe. Der in Bild 15 dargestellte Mobilisierungsgrad in Abhängigkeit von der Wanddrehung erlaubt eine Abschätzung vom Erddruckbeiwert  $K_{Mn}$  bei ähnlichen Randwertaufgaben.

Die Größe und Richtung der Wandschubspannungen und der daraus abzuleitenden Wandreibungswinkel sind von der Verdrehung abhängig und nicht konstant über die Wandhöhe verteilt. Bei größter Mobilisierung wurde im Bereich der Sandoberfläche ein  $\delta$  zwischen  $-2/3 \phi'$  und  $-\phi'$  und an der Sandunterseite von  $\delta \approx +2/3 \phi'$  gemessen.

Versuche B (absackende Hinterfüllung, s. Bild 10)

Die Entwicklung der Erddruckverteilung der Versuche B zeigt Bild 19.

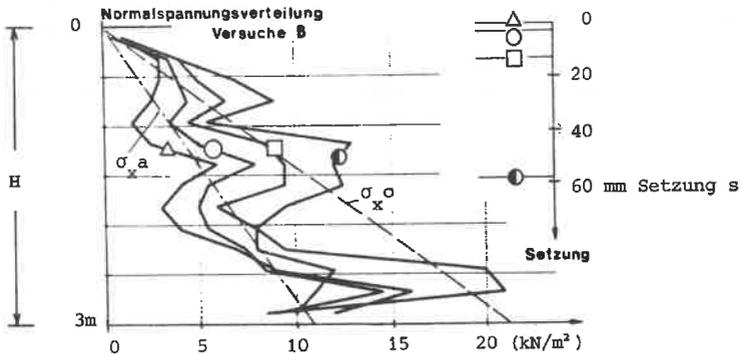


Bild 19 Entwicklung der Erddruckverteilung über der Wandhöhe bei zunehmender Setzung (Sackung), Versuche B, Serie B

Normalerweise gehen wir von der Vorstellung aus, daß sich bei diesem Bewegungsablauf keine Änderung des aktiven Grenzzustands ergibt. Die Meßergebnisse zeigen demgegenüber etwas anderes auf. Zwar hatte die Wand bei der Hinterfüllung eine Belastung, die dem aktiven Erddruck (bei  $\delta = 2/3 \phi'$ ) entspricht, da sich die Wand um max. 2 mm verbogen hatte - doch stellte sich mit zunehmender Setzung des Bodens ein erhöhter Erddruck in der Größenordnung des Erdruhedrucks ein. Bei zunehmendem Erddruck verbiegt sich der Wandkopf weiter um max. 1 mm, so daß sich infolge dieser Bewegung der Erddruck nur gedämpft weiter aufbaut und nahezu einem Endwert zustrebt.

Der Schwerpunkt der Erddruckfigur bleibt bei diesem Bewegungsfall nahezu konstant, s. Bild 20.

Schubspannungen und Wandreibungswinkel bleiben - wie die Bilder 21 und 22 zeigen - positiv, obwohl beide Größen kleiner werden.

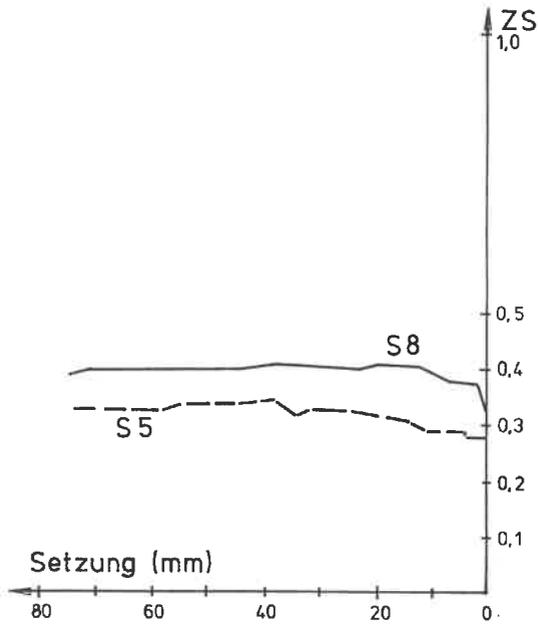


Bild 20 Entwicklung des bezogenen Erddruckangriffpunktes  $ZS$  (Schwerpunkt der Erddruckverteilung) mit zunehmender Setzung

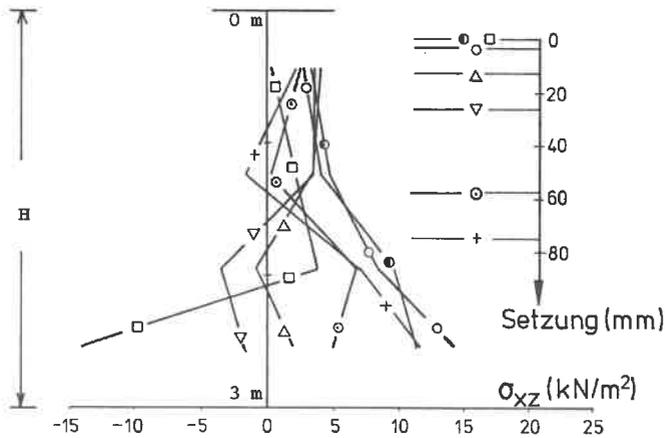


Bild 21 Wandschubspannungen  $\sigma_{xz}$  über der Wandhöhe bei zunehmender Setzung, Versuche B, Serie 8

### Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Serien B

Bei Stützkonstruktionen, die tiefgegründet sind und bei denen die Kinematik der Hinterfüllung der der Versuchsserien B entspricht, tritt ein erhöhter Erddruck auf. Die im vorliegenden Fall gemessene Erddruckerhöhung liegt etwa 100 % über dem am Ende der Hinterfüllung gemessenen aktiven Erddruck.

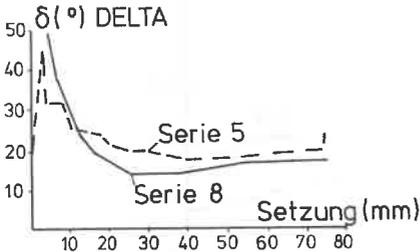


Bild 22 Versuche B, mittlerer Wandreibungswinkel  $\delta_m$  bei zunehmender Setzung

Die Neigung des Erddrucks nahm vom anfänglichen Wert ( $\delta = 2/3\phi'$  bis  $\phi'$ ) auf etwa  $\delta = 1/2 \phi'$  ab. Die Erddruckverteilung blieb in etwa linear.

#### 4.2 Schneebeli-Versuche

Zuverlässige Verschiebungsmessungen im Boden selbst sind technisch schwer durchführbar. Bei

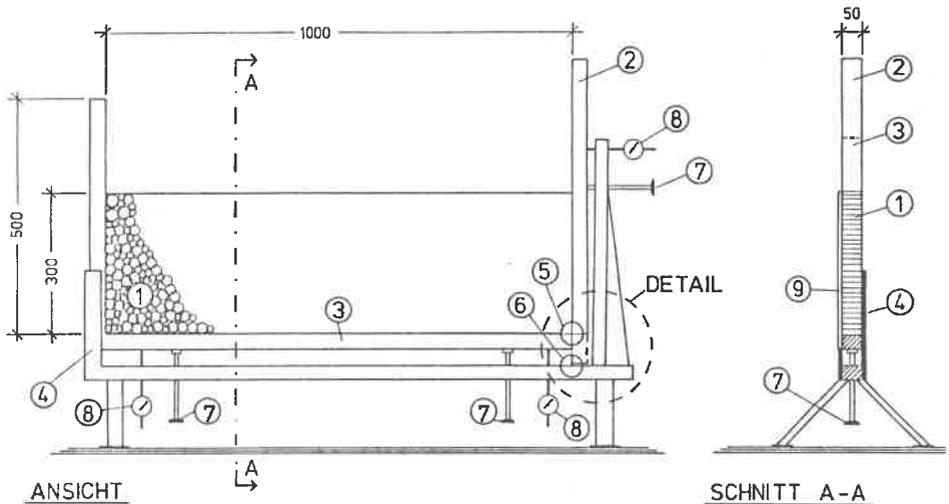
den Großversuchen wurde daher von vornherein auf solche Messungen verzichtet. Um trotzdem Aufschluß über die inneren Verformungen eines rolligen Materials bei ähnlichen Randverschiebungen wie in den Großversuchen zu erhalten und somit einige offene Fragen klären zu können, wurden sogenannte "Schneebeli"-Versuche durchgeführt, s. SCHNEEBELI (1957)\*). Ebene Modellversuche mit inneren Verschiebungsmessungen sind schon in England, ROSCOE et al (1963), und von ZANGL (1977) sehr exakt mit Hilfe der Röntgentechnik durchgeführt worden. Diese aufwendige und teure Technik stand nicht zur Verfügung. Dagegen wurden schon früh einfache Versuche mit eingefärbten Sandstreifen, s. z.B. von MÖRSCH (1926) für eine Winkelstützwand bei horizontaler Translation, angestellt, die aber wegen der Randeinflüsse sicher mit Fehlern behaftet sind, zudem können die Verschiebungen aus fototechnischen Gründen nicht quantitativ genau verfolgt werden.

Die geometrischen Verhältnisse der äußeren Längenabmessungen (1/10) und der Korndurchmesser des Versuchsmaterials (~ 5:1) stimmen mit den Anforderungen an ein Realmodell nicht voll überein, so daß aus diesem Grunde die Folgerungen aus den Versuchen nur qualitativer Art sein können.

\*) Der Verfasser dankt Herrn cand.ing. Rilling für einige der Versuche, die im Rahmen einer Diplomarbeit ausgeführt wurden.

Schneebeli verwendete als Versuchsmaterial Nylonstäbe. Bei den hiesigen Versuchen wurden aus fototechnischen Gründen 50 mm lange Kohlestäbchen benützt, wie sie normalerweise für Trockenbatterien verwendet werden, s. auch MALCHAREK (1976). Es wurde ein Gemisch (1:1,5) von Stäbchen mit den Durchmessern von 4 und 6 mm eingebaut. Die Bodenkennwerte wurden für eine dichte Lagerung wie folgt ermittelt:

"Kornwichte" ( Wichte der Kohle)	$\gamma_s$	= 18,5 kN/m <sup>3</sup>
Wichte des Stäbchenaufwerks	$\gamma$	= 14,3 kN/m <sup>3</sup>
Scherwinkel für ebene Beanspruchung	$\phi'$	= 30°



**LEGENDE:**

- 1 - SCHNEEBELI-MEDIUM(KOHLESTÄBCHEN)
- 2 - DREHBARE WAND
- 3 - STARRER RAHMEN, VERTIKAL VERSCHIEBBAR
- 4 - STANDRAHMEN MIT FÜHRUNGSSCHIENE
- 5 u. 6 - ALTERNATIVE DREH- UND FESTPUNKTE FÜR WAND
- 7 - VERSTELLSCHRAUBEN FÜR VERSCHIEBUNGEN
- 8 - WEGMESSUHREN
- 9 - ABNEHMBARE RÜCKWAND

**DETAIL:**

Alternativ für Winkelwand

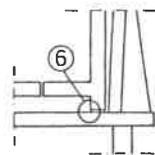


Bild 23 Schneebeli-Modell

Die Kohlestäbchen wurden in dem Versuchsrahmen, s. Bild 23, 300 mm hoch aufgestapelt. Die Randbewegungen wurden schrittweise vorgegeben. Über rastermäßig angebrachte Markierungen auf einzelnen Stäbchen wurden dann die ebenen Verschiebungen der Ränder und des Stäbchenmaterials photographisch festgehalten.

Die durchgeführten Schneebedi-Versuche stellen ein sehr einfaches Mittel dar, um die Entwicklung von ebenen Verschiebungen in einem rolligen Medium sehr genau zu verfolgen. Schädliche Reibungseinflüsse senkrecht zur betrachteten Ebene sind vollkommen ausgeschaltet. Es wurden u.a. Versuche an einer Wand mit und ohne bergseitigem Sporn für Wanddrehungen um den Fußpunkt von der Hinterfüllung weg und gegen die Hinterfüllung sowie für die absackende Hinterfüllung durchgeführt.

#### Ergebnisse:

##### a.) Wand ohne Sporn

- a.1) Wanddrehung gegen Hinterfüllung (passiv)
- a.2) Wanddrehung von Hinterfüllung weg (aktiv), anschließend gegen die Hinterfüllung (passiv), analog der Versuche A

Die Wanddrehungen in beiden Versuchen entsprechen denen des jeweiligen Grenzzustands nach Bild 1 a. Wie schon unter 4.1.2 erwähnt, zeigen beide Versuche in etwa die gleichen inneren Verschiebungsbilder, s. Anl. 4.1 und 4.2. Wenn man aus den Verschiebungen starrplastische Bewegungsmoden ableiten will, bietet sich der Vergleich mit zusammengesetzten ebenen Bruchfiguren an, wie sie u.a. von GÜDEHUS (1980) empfohlen werden.

- a.3) Wand in Ruhe, absackende Hinterfüllung bei drei verschiedenen Wandrauigkeiten, analog der Versuche B

Bei diesen Versuchen wurden drei verschiedene Wandrauigkeiten untersucht. Die Wandoberfläche bestand jeweils aus Fensterglas (glatt), aus mit Oelfarbe angestrichenem glatten Stahl und aus rauhem Schmirgelleinen. In den Verschiebungsbildern ergeben sich bei den beiden letztgenannten Rauigkeiten keine großen Unterschiede, deutlich hebt sich dagegen das Ergebnis bei einer Oberfläche aus Glas ab, s. dazu die Bilder 24 bis 26 und die Anlagen 4.3 bis 4.5. Nur bei den beiden "rauen" Oberflächen treten in Wandnähe deutlich Zonen verzögerter Bewegung auf; hier zeigt die Wandreibung eine deutliche Wirkung. Besonders hervorgehoben werden soll schon hier, daß somit eine mit einem Anstrich versehene glatte Oberfläche aus Stahl schon als rau angesehen werden muß. Dies zeigen auch Gleitreibungsversuche mit den verwendeten

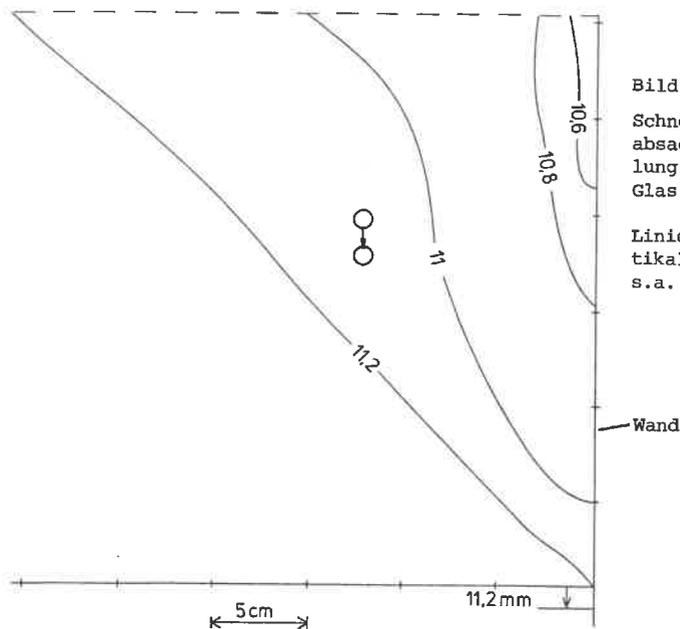


Bild 24

Schneebeli-Versuch SG;  
absackende Hinterfüllung,  
Wandoberfläche:  
Glas

Linien gleicher Vertikalverschiebung;  
s.a. Foto auf Anl. 4.3

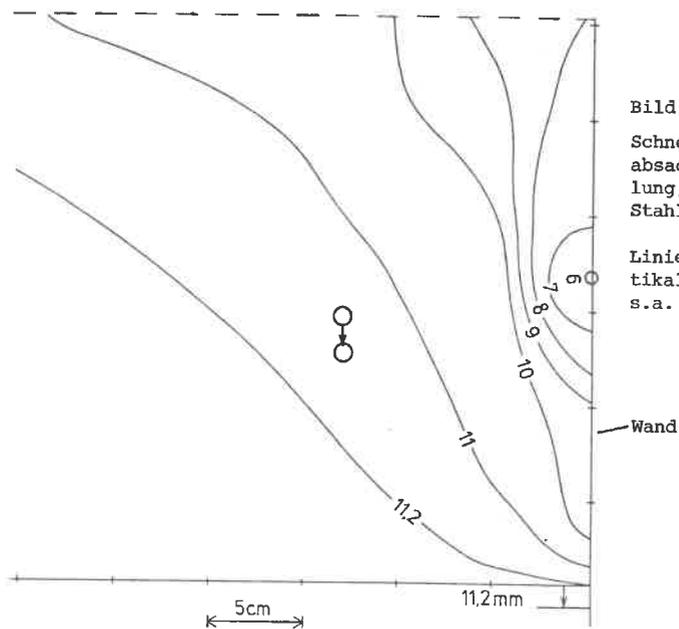
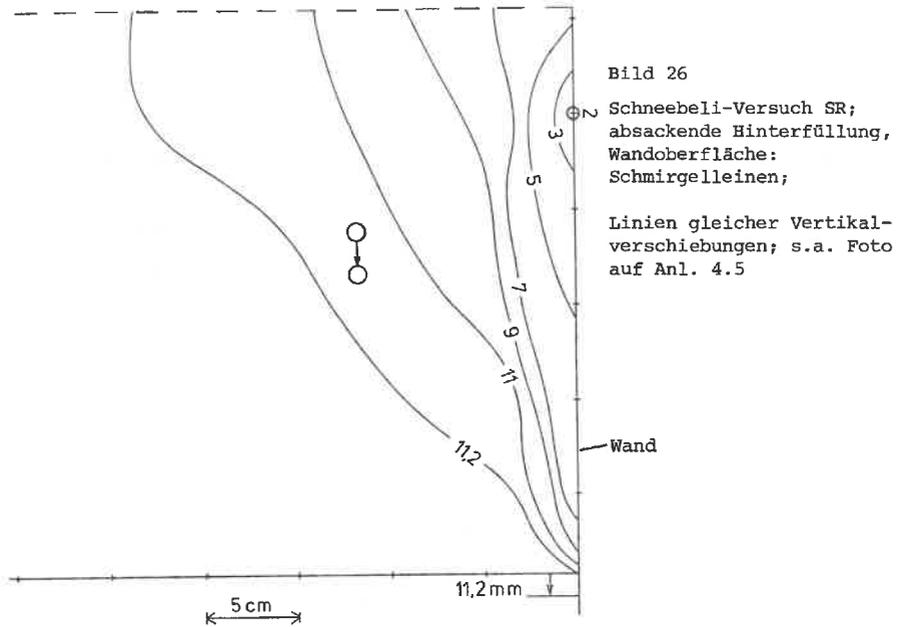


Bild 25

Schneebeli-Versuch SM;  
absackende Hinterfüllung,  
Wandoberfläche:  
Stahl mit Anstrich

Linien gleicher Vertikalverschiebung;  
s.a. Foto auf Anl. 4.4



Kohlestäbchen, die für die drei verwendeten Oberflächen und den Kohlestäben folgende Reibungsbeiwerte ergaben:

Glas	$\mu = 0,13$	$\hat{=} \delta = 0,25 \phi'$
Metall mit Anstrich	$\mu = 0,52$	$\delta = 0,92 \phi'$
Schmirgelleinen	$\mu = 0,71$	$\delta = 1,18 \phi'$

Aufgrund der rauhen Schmirgelleinenoberfläche kommt es hier zu einer Verzahnung der Kohleoberfläche mit dem scharfen Schmirgelleinensand, so daß hier ein Wandreibungswinkel auftritt, der größer ist als der Reibungswinkel der Kohlestäbchen.

b.) Wand mit Sporn,  $\mu = 0,52$

b.1) Wanddrehung von Hinterfüllung weg (aktiv)

Wie Bild 27 und Anl. 4.6 zeigen, treten bei der drehenden Winkelstützwand zwei kreisförmige Bewegungsmoden auf. Ein ähnlicher Versuch, bei dem die von der Wand und dem Spornende abgelegene Hinterfüllung die selbe Vertikalverschiebung wie am Spornende erfährt, zeigte ein gleiches Verschiebungsbild; zu den Versuchen s. auch Abs. 6.4.

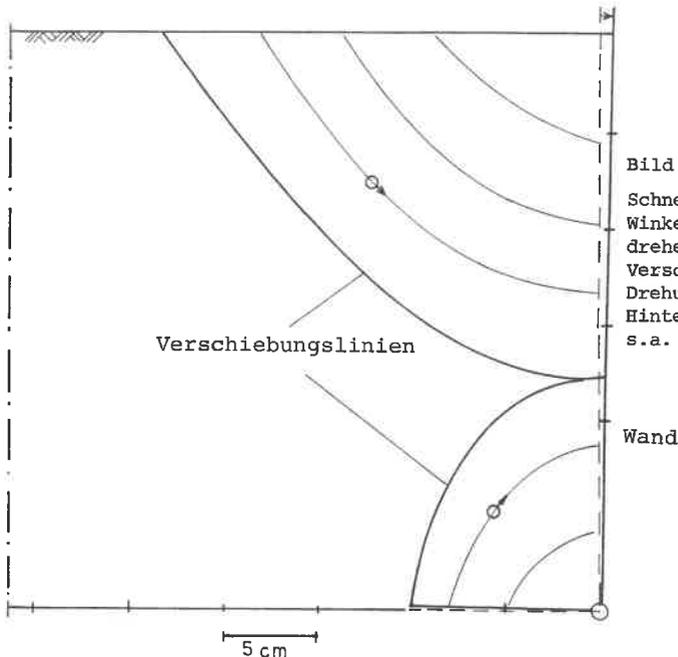


Bild 27

Schneebeli-Versuch;  
Winkelstützwand, fuß-  
drehend, kreisförmige  
Verschiebungsmoden bei  
Drehung weg von der  
Hinterfüllung;  
s.a. Anl. 4.6

#### b.2) Wand in Ruhe, absackende Hinterfüllung

Die in den Bildern 9 a und b gezeigten kinematischen Fälle sollten mit diesen Versuchen überprüft werden. Auf die sich über dem Spornende überwiegend senkrecht einstellende Gleitfuge, s. Anl. 4.7, wird genauer in Abs. 5.3 eingegangen.

#### 5. BERECHNUNGEN

Zunächst wurden die Großversuche der Serie A, s. Bild 8, mit der FE-Methode nachgerechnet. Nach Überprüfung und Vergleich der Rechenergebnisse mit denen der Versuche wurde der Fall eines flachgegründeten Brückenwiderlagers ebenfalls numerisch untersucht. Eine Vergleichsberechnung der Setzungen und Verkantungen des Widerlagers auf herkömmlichem Wege ist in Abs. 5.2.2 durchgeführt.

Da von den zwei Arten der großmaßstäblichen Versuche nur die Versuche A numerisch sinnvoll nachgerechnet werden konnten, wird in Abs. 5.3 gesondert auf das Problem bei absackender Hinterfüllung eingegangen.

### 5.1 FEM-Nachrechnung für Großversuche A

Es wurde mit einem am Institut vorhandenen Programm, s. Anl. 5.0, S. 1 u. 2, unter Verwendung eines linear-elastischen und eines einfachen nichtlinearen Stoffgesetzes, SCHAD (1979), ähnlich dem von DUNCAN/CHANG (1970) gerechnet. Das nicht-lineare Stoffgesetz ist gegenüber dem von DUNCAN/CHANG dahingehend modifiziert, daß zwar weiterhin ein im Lastinkrement gültiger E-Modul bzw. ein daraus abgeleiteter Gleitmodul  $G$  eingeführt wird, der von der Scherbeanspruchung und dem Spannungsniveau abhängig ist, darüber hinaus jedoch eine variable Querkontraktionszahl berücksichtigt wird. Die Querkontraktionszahl  $\nu$  wird so bestimmt, daß der Kompressionsmodul, abgeleitet aus  $E$  und  $\nu$ , konstant und so von der Scherbeanspruchung unabhängig ist. Mit zunehmender deviatorischer Beanspruchung strebt demzufolge  $\nu$  gegen den Grenzwert  $\nu = 0,5$ .

Im ursprünglichen Stoffansatz von DUNCAN/CHANG streben dagegen der Kompressionsmodul  $K$  und der Gleitmodul  $G$  wegen der konstant gehaltenen Querdehnzahl  $\nu$  gegen 0. Der Boden würde dadurch zu einem extrem kompressiblen Stoff entarten. Das jetzt verwendete, modifizierte Stoffgesetz hat gegenüber dem HOOKE'SCHEN Gesetz den Vorteil, daß es bei zunehmender Scherbeanspruchung "schubweicher" wird und so das Materialverhalten eines Bodens bei monotonen Spannungspfaden besser wiedergibt, als es ein linear elastischer Ansatz vermag.

Folgende Nachteile müssen allerdings hingenommen werden:

- Der Grenzzustand des Bodens (MOHR-COULOMB) kann mit diesem einfachen Stoffgesetz nicht exakt beschrieben werden, da ein endlich kleiner Schubmodul immer vorhanden ist.
- Spannungspfade, die von einer monotonen Belastung abweichen, können nur in grober Näherung nachvollzogen werden. Hier entsteht vor allem das Problem der Definition von Belastung und Entlastung.
- Dilatantes Verhalten des Bodens bleibt unberücksichtigt.
- Auswirkungen von Hauptspannungsdrehungen auf das Stoffverhalten können ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

Das Stoffgesetz des Bodens und der zwischen Beton und Boden verwendeten Übergangselemente wird nachfolgend kurz beschrieben.

Spannungs-Dehnungs-Beziehung

$\{ \Delta \sigma \} = [ D ] \cdot \{ \Delta \epsilon \}$  reduziert auf:

$$\Delta(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 = 3K_t \cdot \Delta \epsilon_m \quad (\text{Kompressionsbeziehung})$$

wegen ebener Betrachtung:

$$\Delta \sigma_x = \nu_t \Delta(\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 2 G_t \cdot \Delta(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad (\text{Deviatorbeziehung})$$

Für die Belastung gilt (als Belastungen sind Spannungsänderungen mit wachsender Hauptspannungsdifferenz definiert):

tangentiale Kompressionsmodul:

$$K_t = K_i = \frac{E_i}{3(1-2\nu_o)}$$

tangentiale Schubmodul:

$$G_t = \frac{E_i (1-R_f \cdot S)^2}{3-(1-2\nu_o) (1-R_f \cdot S)^2} \quad (\text{s. Ableitung auf Anl. 5.0, Seite 2})$$

mit:

$$E_i = A \cdot p \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2p} \right)^n$$

A = Dimensionsloser Parameter, entsprechend K bei DUNCAN/CHANG (1970)

= E-Modul bei  $S = 0$  und  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 1$

p = Bezugsspannung (z.B. atmosphärischer Druck)

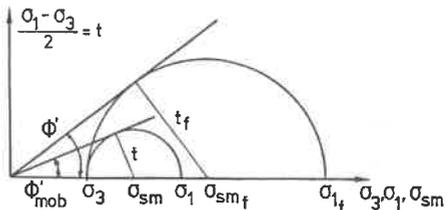
$\nu_o$  = Querdehnzahl für  $S = 0$

$R_f$  = dimensionsloser Parameter zur Anpassung der in Versuchen gefundenen Spannungs-Dehnungs-Beziehung an eine Hyperbel

n = dimensionsloser Parameter zur Beschreibung der Steifigkeitszunahme bei wachsender mittlerer Hauptspannung  $\left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)$

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{t}{t_f} = \frac{(\sin \phi'_{mob} \cdot \sigma_{sm})}{\sin \phi' \cdot \sigma_{smf}} \quad : \text{Maß für die Scherbeanspruchung des Bodens}$$

$$\sigma_{sm} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$



Für die Entlastung und Wiederbelastung gilt:

$$E_j = B \cdot p \cdot \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2p} \right)^n$$

$$G_t = \frac{E_j}{2(1+\nu)}$$

$$K_t = \frac{E_j}{3(1-2\nu)}$$

mit:

B = dimensionsloser Parameter, entsprechend  $K_{UR}$  bei DUNCAN/CHANG (1970)

v = Querdehnhzahl, konstant für Ent- und Wiederbelastung

Für die Übergangselemente zur Simulierung des Scherverbands und der Klaffung zwischen Boden und Bauwerk gilt:

- die Normalsteifigkeit ist konstant und sehr groß
- die Schubsteifigkeit wird nach DUNCAN/CHANG (1971) wie folgt beschrieben:

$$K_s = K_I \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p}\right)^n (1-R_f \frac{\tau}{\sigma_n \cdot \tan \delta})^2$$

Die aus dem direkten Scherversuch (Sand-Betonoberfläche) gewonnene Spannungs-Dehnungsbeziehung wird wiederum mit einer Hyperbel beschrieben.

#### 5.1.1 Eingangsdaten, Vorgehensweise

Die Versuchswand mit der Hinterfüllung als FE-Netz und den äußeren Lagerbedingungen ist in Anlage 5.1 dargestellt. Zwischen der Betonwand und der Sandhinterfüllung sind Übergangselemente angeordnet, ebenso für den Übergang vom Sand zur Holzbohlenlage am unteren Rand.

Die Auflagerbedingungen an den Randknoten sind wie folgt:

unterer Sandrand: feste Lager

rechter Sandrand: nur horizontal feste Lager

Betonwand: mit drei jeweils nur in Normalenrichtung festen Lagern statisch bestimmt gelagert.

Die Stoffparameter für die einzelnen Rechnungen sind aus der Tabelle in Anl. 5.2 zu ersehen. Dabei wurden die Werte für den Beton so gewählt, daß - unter Verwendung eines Luftlements - an der unteren Wandaußenseite die Durchbiegung der Wand nach dem Auffüllen im Versuch und in der Rechnung gleich groß war. Das Luftlement soll dabei eine im Wandquerschnitt vorhandene Aussparung berücksichtigen. Die Stoffparameter für die Übergangselemente wurden nach CLOUGH und DUNCAN (1971) gewählt, weil hier keine eigenen Versuchswerte vorliegen.

Die Parameter für den Füllsand sind für die nichtlinearen Ansätze im Labor ermittelt. Die E-Moduln für die beiden linear-elastischen Rechnungen orientieren

sich an statistisch gesicherten Erfahrungswerten für Steifemoduln von Sand bei vertikaler Beanspruchung. Da diese Rechnungen nur einen qualitativen Vergleich zu den anderen Rechnungen darstellen, wurde eine ggf. vorhandene Anisotropie nicht berücksichtigt. Der E-Wert von 57 MN/m<sup>2</sup> (Rechnung FEV 162) steht für einen mitteldicht gelagerten Hinterfüllsand; der von E = 19 MN/m<sup>2</sup> (Rechnung FEV 163) für einen locker gelagerten Sand, wie er für eine Hinterfüllung nicht mehr zulässig wäre. Der untere Wert sollte nur zeigen, wie selbst dabei noch im Vergleich zur nichtlinearen Rechnung viel zu große Erdrücke auftreten. Die Querdehnzahl  $\nu = 0,3$  wurde von STROH (1974) übernommen.

Die FEM-Rechnungen bestehen gemäß dem Versuchsablauf im wesentlichen aus zwei Schritten:

- lagenweises Einbringen der 3 m hohen Hinterfüllung mittels 14 Elementreihen; Speicherung des Verschiebungs- und Spannungszustands;
- schrittweise Verschiebung der jeweiligen Auflager.

Aus den verschiedenen Rechenläufen werden Ergebnisse von zwei nichtlinear-elastischen Rechnungen (FEV 51 und FEV 6) sowie von zwei linear-elastischen Rechnungen (FEV 162 und 163) ausgewählt. Für die einzelnen Rechnungen sind die erforderlichen Stoffparameter des Hinterfüllsandes nachfolgend aufgeführt:

Rechnung	$\gamma$	$\phi'$	A	n	E	$\nu$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(-)	(-)	(MN/m <sup>2</sup> )	
FEV 51 nicht-	16,5	36	500	1,1		
FEV 6 linear	18,0	40	940	0,626		
FEV 162 linear	16,5				57,0	0,3
FEV 163	16,5				19,0	0,3

Für die linear-elastische Rechnung wurde zum besseren Vergleich der Ergebnisse in allen Rechnungen dieselbe Wichte angesetzt, was aufgrund der Annahme unterschiedlicher Lagerungsdichten und daraus abgeleiteter unterschiedlicher E-Moduln bodenmechanisch nicht ganz wirklichkeitsgetreu ist.

### 5.1.2 Rechenergebnisse und Vergleich mit Versuchen

Verformungen von Wand und Boden

Das verformte FE-Netz der Rechnung FEV 51 für eine Spordrehung von  $TANV = 9,6 \cdot 10^{-3} \hat{=} \Delta s = 12 \text{ mm}$  (Definition von TANV, s. Bild 13 auf Seite 26!) ist in

Anlage 5.3 dargestellt. Die relativ gute qualitative Übereinstimmung zwischen den Biegelinien der Wand in den Versuchen S3 und S7 mit denen der Rechnung FEV 51 zeigt Anl. 5.4.

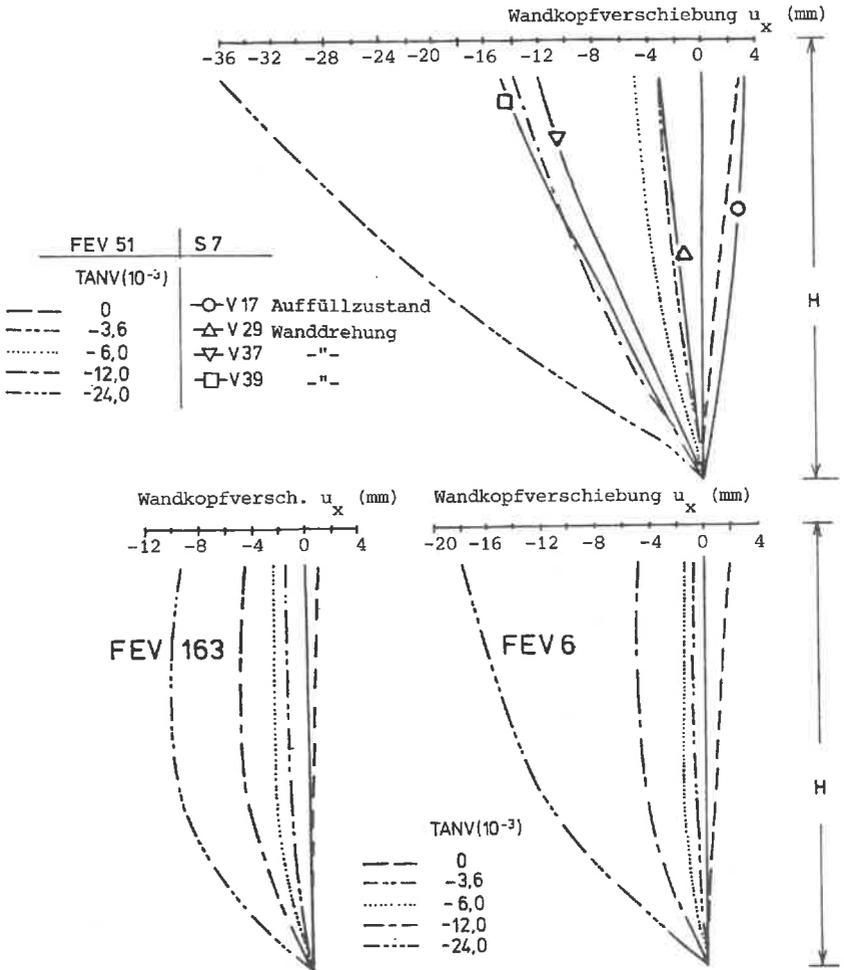


Bild 28 Biegelinien von Versuch und Rechnungen bei gleicher Spordrehung TANV

Auf Bild 28 werden für den Versuch S7 und für Rechnungen FEV 51, 6 und 163 die Biegelinien der Wand bei gleichen Spordrehungen TANV dargestellt, die Spordrehung selbst ist der Deutlichkeit halber nicht gezeigt. Bei Versuch S3 wurde nur die Wandkopfverschiebung gemessen, und somit ist die gemessene Biegelinie

nicht darstellbar. Bild 28 macht deutlich, daß nur bei S7 und FEV 51 der Wandkopf allen anderen geometrischen Orten der Wand immer vorausseilt und somit ein etwa gleiches Wandverformungsverhalten zeigt.

FEV 6 (nichtlinear) und FEV 163 (linear) zeigen ebenfalls anfangs ähnliche - leicht konvex gekrümmte - Biegelinien. Diese Übereinstimmung dürfte eigentlich nicht bestehen, da die Stoffparameter der beiden Rechnungen qualitativ sehr unterschiedlich sind (Rechnung für dichte Sandhinterfüllung: FEV 6; Rechnung für lockere Sandhinterfüllung: FEV 163). Die Krümmung der Biegelinie verstärkt sich im weiteren nur bei FEV 163. Das Vorseilen des Kopfes in FEV 6 weist auf zunehmende deviatorische Verformungen im oberen Bereich hin. Deutlicher zeigt noch Bild 29, mit der Darstellung der Wandkopfverdrehung und der Spordrehung, die bessere Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnungen.

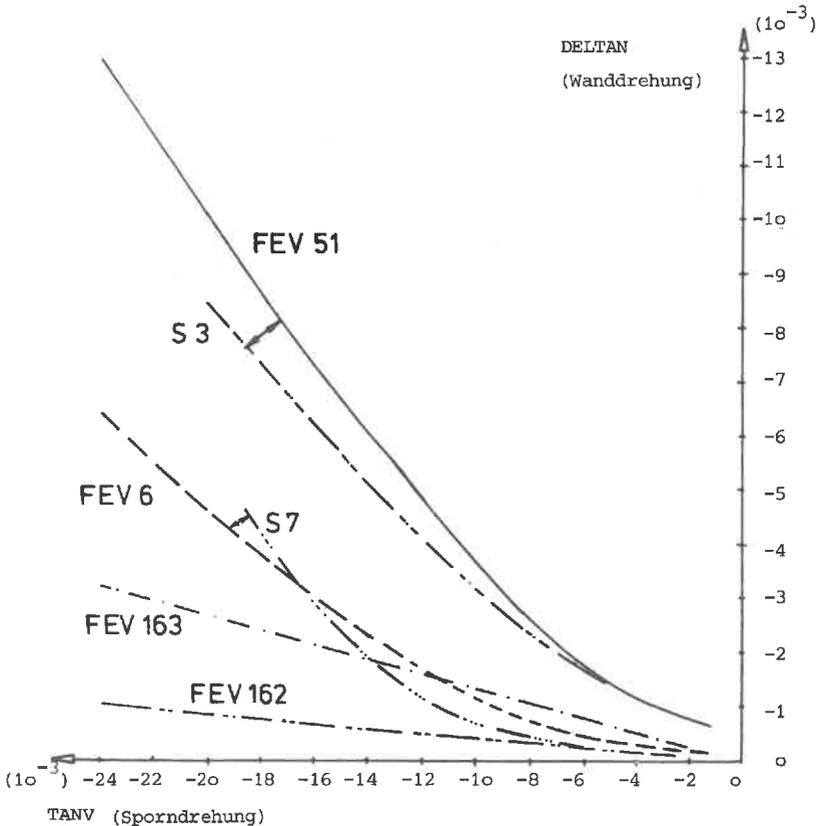
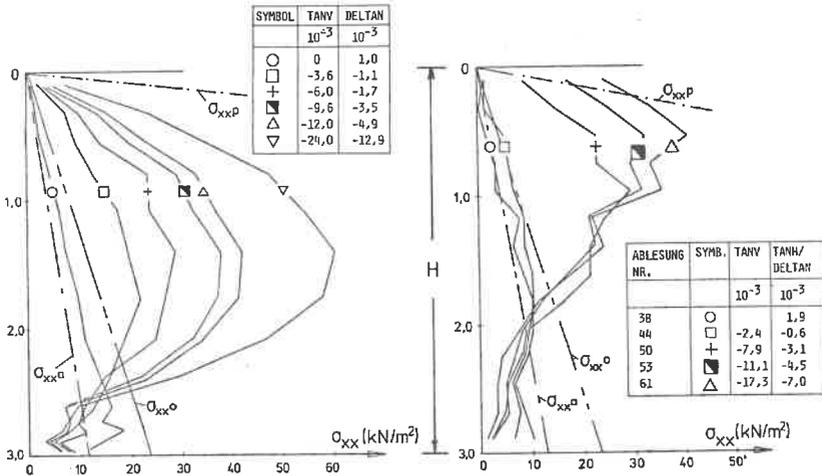


Bild 29 Wandkopfverdrehungen infolge der Spordrehung für Versuche und Rechnungen

Erddruck

In den Versuchen stellt sich im Auffüllzustand in etwa der aktive Erddruck ein. Aus der nichtlinearen Rechnung ergibt sich ein etwas größerer Erddruck als der aktive, da ein Grenzzustand mit dem Stoffgesetz nicht erreicht wird; s. dazu Bild 30. Die Erddruckverteilung ist in etwa dreieckförmig.



Rechnung FEV 51,  
 $\sigma_{xx}$ -Spannungen über Wandhöhe

Versuch S 3,  $\sigma_{xx}$ -Spannungen über  
Wandhöhe

Bild 30 Verteilung der Erddrucknormalspannungen über der  
Wandhöhe bei zunehmender Drehung

Bei der linearen Rechnung, s. Anl. 5.5, treten hingegen im oberen Wandbereich Zugspannungen auf, die in der Praxis nicht vorstellbar sind.

Für die nichtlinearen Rechnungen FEV 51 und den Versuch S3 ist in Bild 30 die Erddruckverteilung mit zunehmender Wanddrehung für etwa gleiche Drehbewegungen dargestellt, wobei größere Wanddrehungen als im Versuch gerechnet wurden. In Ergänzung sind die gleichen Darstellungen für die übrigen Versuche und Rechnungen auf Anl. 5.5 beigegeben. Bei den nichtlinearen Rechnungen sind die max. Erddruckspannungen in etwa gleich groß, obgleich die Form der Verteilung in ihrer parabolischen Form etwas unterschiedlich ist. Der Unterschied in der Erd-

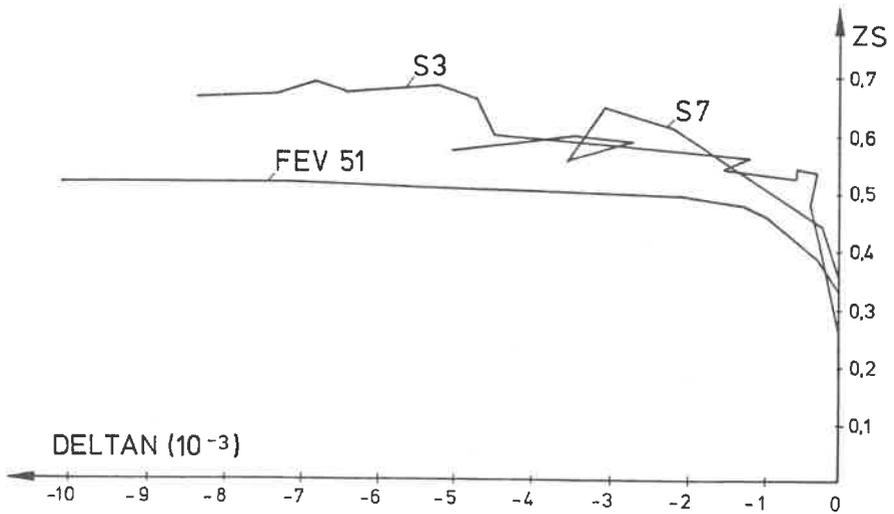


Bild 31 Veränderung des auf die Wandhöhe bezogenen Schwerpunkts der Erddruckfigur mit zunehmender Wanddrehung

druckverteilung wird durch Bild 31 verdeutlicht, in dem die Veränderung des aus der Erddruckfigur errechneten bezogenen Schwerpunkts ZS gezeigt wird.

Die Erddruckverteilung wie auch die Größe der Erddruckspannungen der linearen Rechnungen bei etwa gleichen Drehbewegungen sind sehr unterschiedlich bzw. viel größer als bei den Versuchen, s. Anl. 5.5, S. 3.

Der aus den Erddruckspannungen abgeleitete Erddruckbeiwert KM in Abhängigkeit von der Wanddrehung ist für S3, S7 und FEV 51 in Bild 32 zu sehen. Bodenmechanisch gehören S3 und FEV 51 zusammen, obwohl die Übereinstimmung von S7 und FEV 51 besser ist. Die FEM-Rechnung ergibt somit etwas höhere Erddrücke als der Vergleichsversuch; dies zeigt auch schon der erhöhte Anfangserddruck bei FEV 51 in Bild 30. In beiden Versuchsspuren von Bild 32 sind bei großer Verdrehung Bruchzustände erkennbar, während bei der Rechnung FEV 51 vorerst nur der nichtlineare Charakter des Stoffgesetzes deutlich wird. Dazu unterstreicht Bild 33 beim Vergleich der Rechnungen untereinander die beste Übereinstimmung von FEV 51 mit den Versuchen, da die anderen Rechnungen viel zu große Erddruckbeiwerte ergeben und außerdem bei FEV 162 und 163 die Wirkung des linear-elastischen Stoffgesetzes deutlich erkennbar wird.

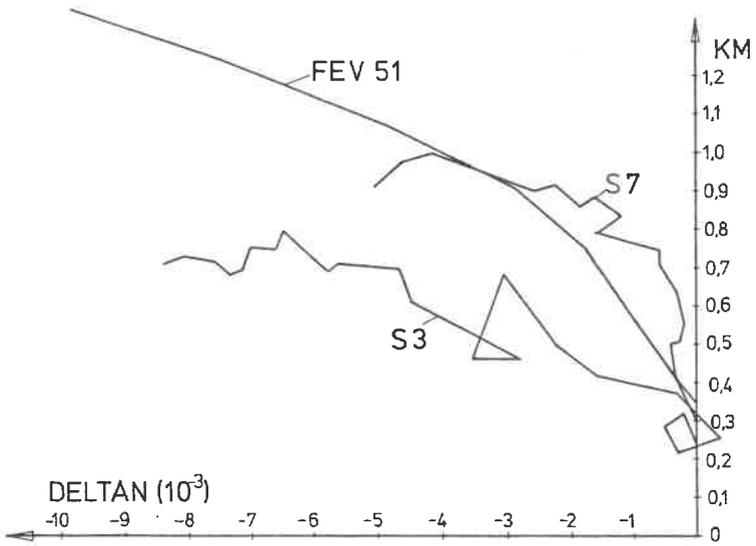


Bild 32 Entwicklung des mittleren Erddruckbeiwerts KM mit zunehmender Wanddrehung DELTAN

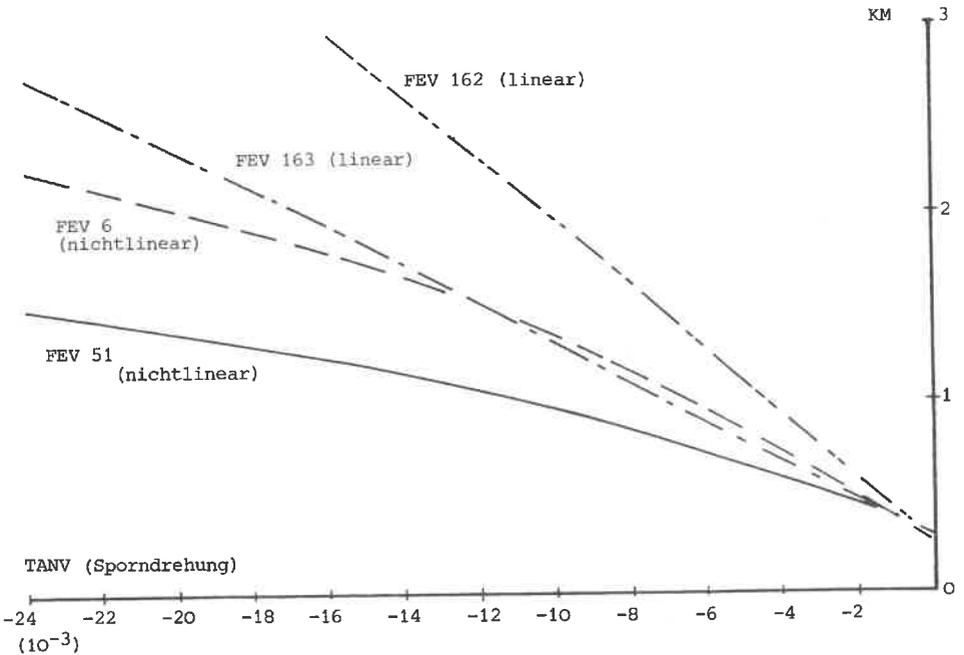
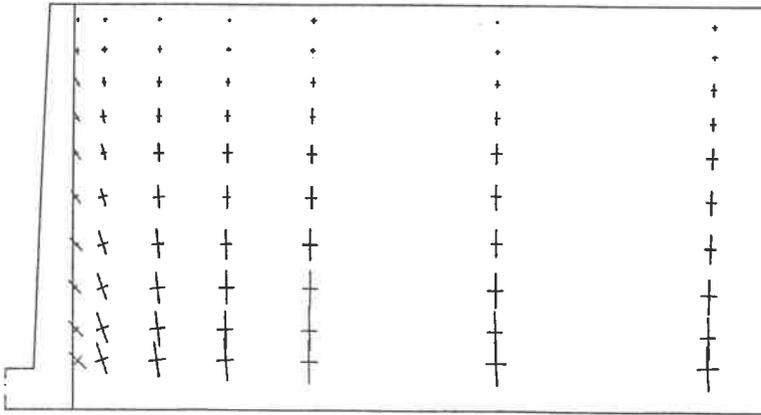
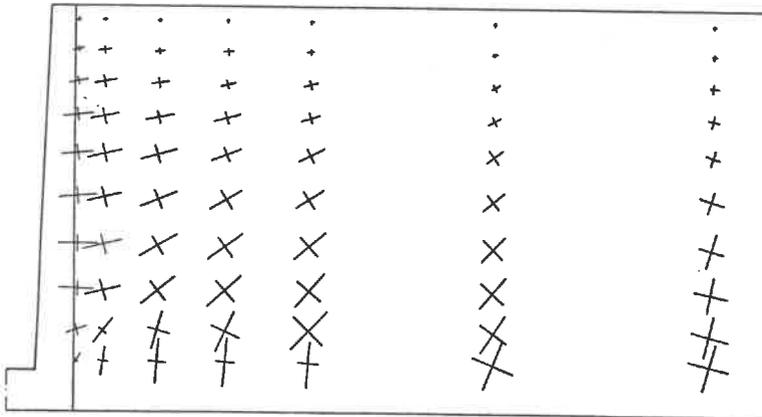


Bild 33 Entwicklung des mittleren Erddruckbeiwerts KM mit zunehmender Sporndrehung



DELTA N =  $1,0 \cdot 10^{-3}$



$\bar{\sigma} = 100 \text{ kN/m}^2$

DELTA N =  $-3,5 \cdot 10^{-3}$

Bild 34 FEV 51; Hauptspannungen, Richtung und Größe

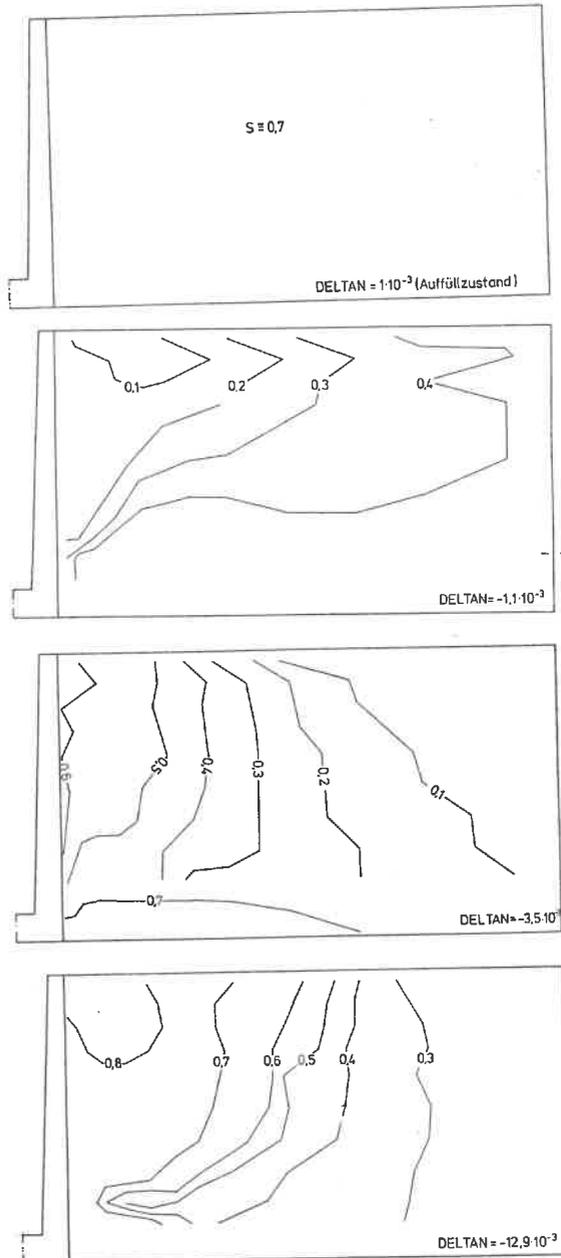


Bild 35 FEV 51, Linien gleicher Scherzahl S

### Haupt- und Vertikalspannungen

Hier können nur die Rechenwerte betrachtet werden, da diese Spannungsgrößen im Versuch nicht gemessen werden konnten. Die Darstellung der Hauptspannungsgrößen und ihrer Richtungen im Auffüllzustand und bei Wanddrehung, s. Bild 34, sowie die Linien gleicher Scherzahl  $S$  bei zunehmender Wanddrehung in Bild 35 zeigen, daß bei der numerischen Behandlung des Problems trotz bereichsweiser hoher Scherzahlen keine Bruchzustände aufgetreten sind sondern überwiegend eine Änderung der Hauptspannungsrichtung. So ist im gesamten Hinterfüllraum nach dem Auffüllen die Scherzahl  $S \approx 0,7$  (aktiver Zustand); schon bei geringer Wanddrehung verringert sie sich in Wandnähe auf  $S = 0,1$  bis  $0,2$ , um dann bei einer Wanddrehung von  $\Delta T = -0,0129$  im oberen Sandbereich auf etwa  $\max. S = 0,8$  anzu- steigen.

Demgegenüber sind in den Versuchen in Nähe der Sandoberfläche durch die Annäherung der Erdruddruckspannungen an den Coulomb'schen Grenzwert, s. Bild 30, Versuch S3, Brucherscheinungen erkennbar.

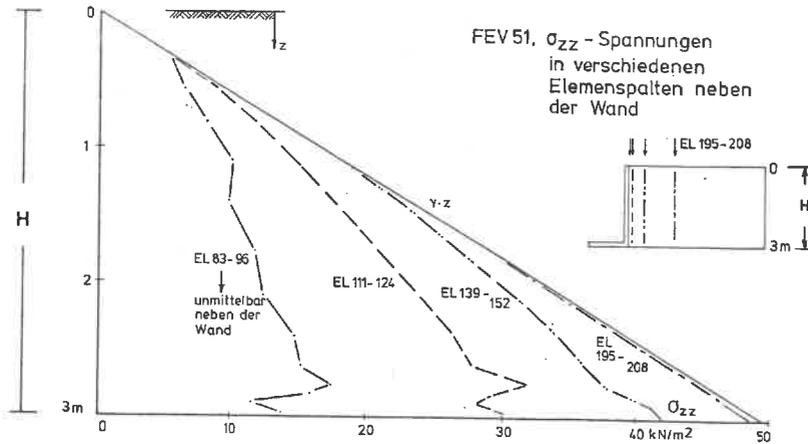


Bild 36 FEV 51,  $\sigma_{zz}$  - Spannungen in verschiedenen Elementspalten neben der Wand

Wie Bild 36 zeigt, sind im Auffüllzustand die  $\sigma_{zz}$  - Spannungen in Wandnähe kleiner als in unseren Erddruckberechnungen angenommen wird ( $\sigma_{zz} = \gamma \cdot z$ ). Ursache dafür sind die Wandschubspannungen, die durch die Anordnung der Übergangselemente auftreten. Erst mit zunehmendem Abstand von der Wand nähern sich die Spannungen dem theoretischen Wert.

Wandschubspannungen, Wandreibungswinkel

Da bei Versuch S3 wegen zeitweiligem Ausfall einiger Meßgeber die Messungen der Schubspannungen als nicht zuverlässig gelten können, werden hier nur S7 und FEV 51 verglichen.

Im Auffüllzustand ( $\Delta T = \text{positiv}$ ) sind für Rechnung und Versuch Schubspannungen und Wandreibungswinkel, über die Wandhöhe betrachtet, positiv und in etwa konstant, obgleich quantitativ recht unterschiedliche Werte ermittelt wurden, s. Bilder 37 und 38. Die Ergebnisse nach zunehmender Wanddrehung stimmen nicht mehr überein: in der Rechnung stellen sich negative Schubspannungen und Wandreibungswinkel ein, während im Versuch nur im oberen Wandbereich negative, unten dagegen positive Werte gemessen wurden.

Der über die Wandhöhe gemittelte Wandreibungswinkel  $\delta_m$  in Abhängigkeit von der Wanddrehung, s. Bild 39, stimmt qualitativ überein.

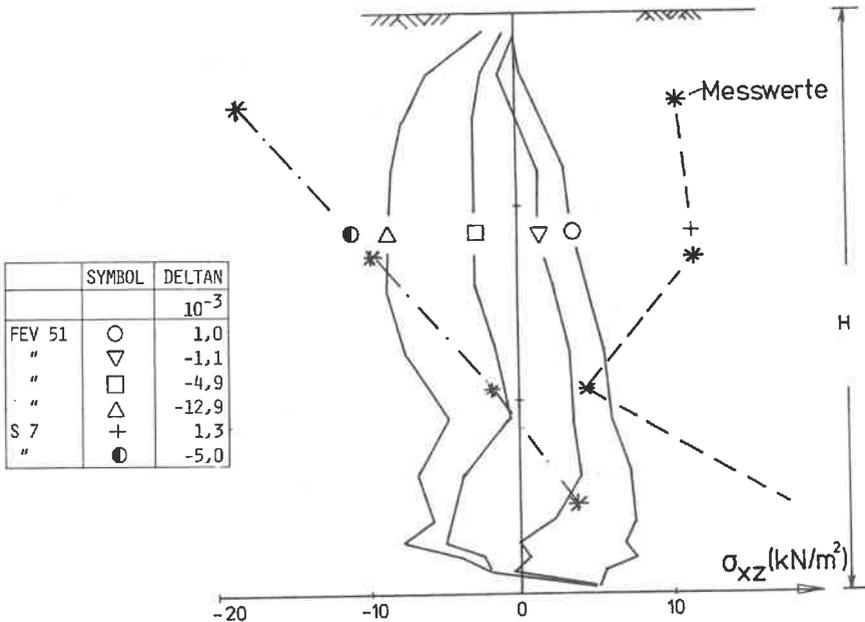


Bild 37 FEV 51, S7, Schubspannungen  $\sigma_{xz}$  über Wandhöhe mit zunehmender Wanddrehung

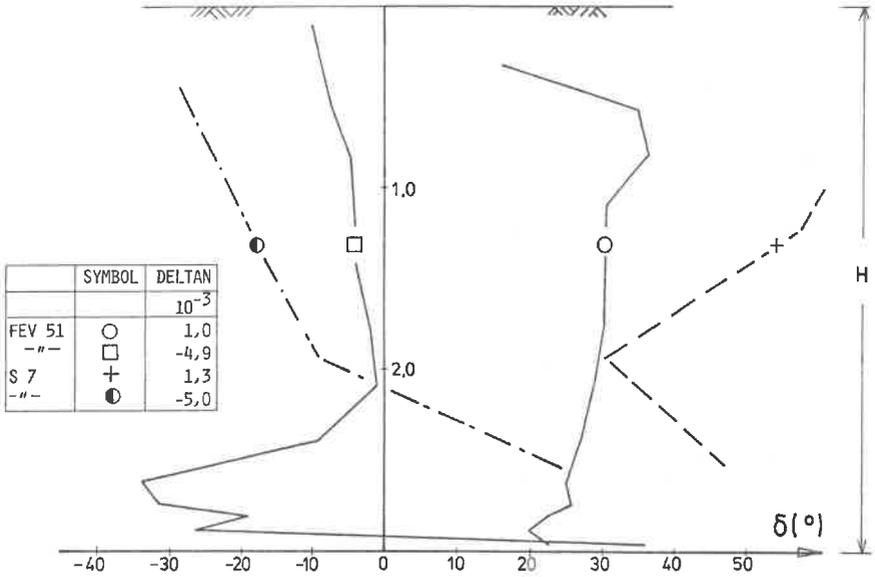


Bild 38 FEV 51, S7, Wandreibungswinkel  $\delta$  über Wandhöhe bei zunehmender Wanddrehung

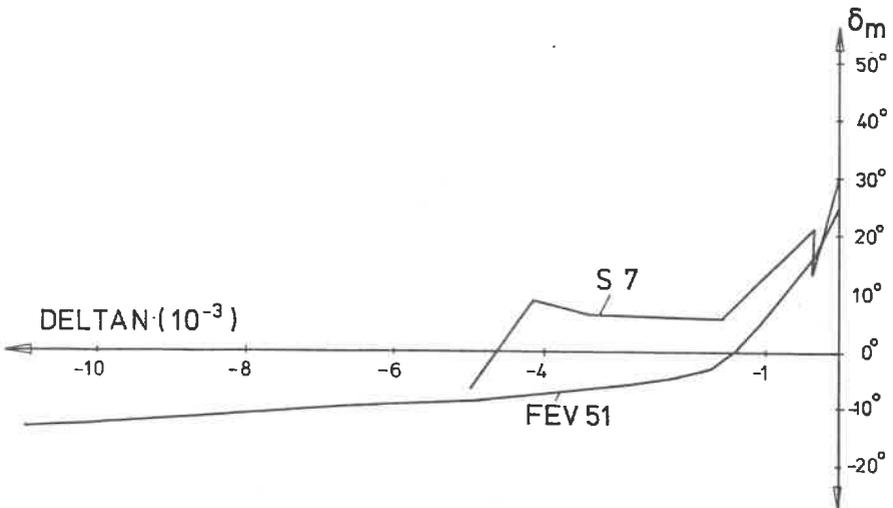


Bild 39 FEV 51, S7, mittlerer Wandreibungswinkel  $\delta_m$  bei zunehmender Wanddrehung

Den gemessenen Werten muß allerdings mehr Vertrauen geschenkt werden, da nicht gesichert ist, ob die Übergangselemente mit ihrem Stoffansatz die in Wirklichkeit auftretenden Reibungsverhältnisse zwischen Beton und Boden genau genug beschreiben.

Ähnliche Schubspannungsverteilungen wie im Versuch wurden zudem auch von LAUMANS (1977) und von JAMES und BRANSBY (1970) gemessen und von letzteren auch auf der Grundlage der Plastizitätstheorie errechnet.

Wie die Ergebnisse einer Rechnung mit den von SALDEN (1980) verwendeten Spannungscharakteristiken-Verfahren nach SOKOLOVSKI in Anl. 5.6 zeigen, ist im Grenzzustand eine parabolische Erddruckverteilung nur bei nicht konstantem Wandreibungswinkel zu erreichen. Wie die Versuche zeigen, kann auch schon bei Teilmobilisierungszuständen von ähnlichen, nicht konstanten Wandreibungsverhältnissen ausgegangen werden.

#### Folgerungen

Die Versuchsergebnisse und die Ergebnisse der nichtlinear-elastischen Rechnung zeigen überwiegend eine gute und brauchbare Übereinstimmung, wenn auch teilweise nur tendenziell. Hiermit werden die von SCHAD (1979) erarbeiteten Vergleichsuntersuchungen bestätigt, daß einfache nichtlinear-elastische Stoffgesetze durchaus gute Ergebnisse sowohl hinsichtlich der Verformungen als auch Kräfte liefern, solange keine Bruch- oder Fließerscheinungen auftreten.

Es muß aber betont werden, daß Zustände der klassischen Erddrucktheorien (Grenzzustände) mit dem verwendeten Stoffgesetz nicht berechnet werden können und somit ein Vergleich der Ergebnisse beider Betrachtungsweisen zumindest teilweise nur qualitativ möglich ist.

Der oft erhobene Vorwurf, daß die einfachen Stoffgesetze das Dilatanzverhalten der Böden nicht beschreiben, ist zwar richtig, jedoch hat Laumans (1977) nachgewiesen, daß die Dilatanz bei einem Sandboden in einer ähnlichen Randwertaufgabe keinen entscheidenden Einfluß hatte. Die jetzt vorliegenden Ergebnisse zeigen, daß auch das vorliegende Randwertproblem physikalisch nur geringe Dilatanzerscheinungen beinhaltet.

Die Ergebnisse der linearen Rechnung für die Hinterfüllung sind für die Erddruckermittlung nicht brauchbar. Die ermittelten Erddrücke sind zu groß, die Wandverformungen sind von denen der Versuche stark abweichend.

Markant sind die Unterschiede bei der Verteilung der Wandschubspannungen und daraus abgeleiteten Wandreibungswinkel nach erfolgter Wanddrehung. Beim gemittelten Wandreibungswinkel besteht größenordnungsmäßig tendenziell Übereinstimmung. Ansonsten werden die schon im Forschungsbericht, SCHMIDT (1979), aufgezeigten Widersprüche zu den herkömmlichen Erddruckannahmen bestätigt, vor allem, daß bei Rotationsbewegungen gegen das Erdreich quasi parabolische und nicht dreieckförmige Erddruckverteilungen auftreten.

## 5.2 Berechnungen für Brückenwiderlagerstützwände

### 5.2.1 FEM-Berechnung für ein Brückenwiderlager

Die in den Versuchen A und in Abs. 5.1 gewonnenen Erddruckansätze können für den Fall des teilmobilisierten Erdwiderstands bei Wanddrehung um den Fußpunkt bei ähnlichem Hinterfüllmaterial und Bewegungsabläufen in der Praxis verwendet werden. Da aber nicht gesichert ist, ob die in den Versuchen und Rechnungen vorgegebene Kinematik in naturgegebenen Fällen wirklich eintritt, ist für die praktische Anwendung auf Stützwände und Widerlager ein weiterer Betrachtungsschritt notwendig. Die in Wirklichkeit auftretenden Setzungen und Wanddrehungen beruhen ja auf fortlaufenden Interaktionen von Erddruck-Sohlspannung-Baugrund usw. Somit wurden die in 5.1 gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Stoffgesetze für den Sand als Hinterfüll- und Auffüllmaterial für die Erddruckermittlung für ein konkretes Widerlagerbauwerk verwendet.

#### 5.2.1.1 Verfahren

Das flach gegründete Brückenwiderlager und das dazugehörige FE-Netz sind auf Anl. 5.7 zu sehen. Die Widerlagerhöhe von 8 m (entspricht der Hinterfüllhöhe) ist in etwa gleich groß wie die Fundamentsohlenlänge von 8,6 m. Das Problem wurde wiederum als eben behandelt; die Wirkung von Flügelwänden wurde also vernachlässigt, was für die Erddruckbetrachtung im Mittelschnitt zulässig ist. Bei allen Rechnungen wird parallel zur letzten Auffüllschicht eine V-Last von 180 kN/m im Auflager (Knoten 447) angesetzt. Damit soll die rückdrehende Kraft des Überbaus berücksichtigt werden.

Die Sanddammauffüllung wird immer mit dem nichtlinearen Stoffgesetz gemäß Abs. 5.1 berücksichtigt. Der Untergrund geht mit einer 20 m dicken, zusammen-drückbaren Schicht in die Rechnungen ein, wobei in den einzelnen Untersuchungen mit nichtlinear-elastischem wie auch mit linear-elastischem Stoffansatz gerechnet wird. Der linear-elastische Stoffansatz für den Untergrund wurde trotz der aufgezeigten Widersprüche bei der Erddruckermittlung verwendet, um auch hier den Unterschied zwischen linearer und nichtlinearer Rechnung in bezug auf die Untergrundverformungen kennenzulernen. Da aber im Untergrund weniger Scherbeanspruchungen zu erwarten sind als in der Hinterfüllung, wurden durchaus brauchbare Ergebnisse bei dem Ansatz eines linear-elastischen Stoffgesetzes für den Untergrund erwartet. Dabei sollte vor allem die "Weichheit" des Untergrunds variiert und damit der Einfluß auf die Widerlagerbewegung und den Erddruck untersucht werden.

Das benutzte FEM-Rechenprogramm ist identisch mit dem in Abs. 5.1 beschriebenen. Die Dammschüttung wird mit lagenweiser Aufbringung (Elementreihen) des Sandes simuliert.

#### 5.2.1.2 Vorgehensweise, Ergebnisse

Eine Reihe von Rechnungen mit verschiedenen Stoffparametern für den Untergrund (weich bis steif) zeigte, daß sich trotz unterschiedlicher Bewegungen der Widerlager kein bemerkenswert unterschiedlicher - noch ein erhöhter - Erddruck einstellt. Die Widerlagerwand neigt sich zwar in jedem Fall zum Damm, entzieht sich jedoch während der Hinterfüllung simultan zu den sofort eintretenden Verformungen und Verschiebungen einem erhöhten Erddruck. Dieses Ergebnis wurde auch von CLOUGH/DUNCAN (1971) mitgeteilt. Im Falle des Widerlagers auf nichtbindigem Untergrund braucht danach wegen der sofort auftretenden Untergrundbewegungen kein erhöhter Erddruck angesetzt zu werden.

In der Praxis stellen dagegen erfahrungsgemäß die bindigen Böden mit ausgeprägtem Zeitsetzungsverhalten die Hauptprobleme dar. Hier treten außerdem in der Regel auch größere Setzungen als beim nichtbindigen Boden auf, und ein Großteil der Setzungen erfolgt nach Fertigstellung des Damms. Da das Rechenprogramm und das Stoffgesetz Konsolidationsprobleme nicht berücksichtigt, was bis heute zudem numerisch schwer zu handhaben ist, erfolgte die Simulierung des Zeitsetzungsverhaltens in der Rechnung behelfsmäßig; dies jedoch nur hinsichtlich einer schrittweisen Umlagerung von Porenwasserdruck in effektive Spannungen, während über die zugehörige Zeit - gemäß der Durchlässigkeit des Bodens und den hydrologischen Randbedingungen des Problems - keine Angaben gemacht werden können.

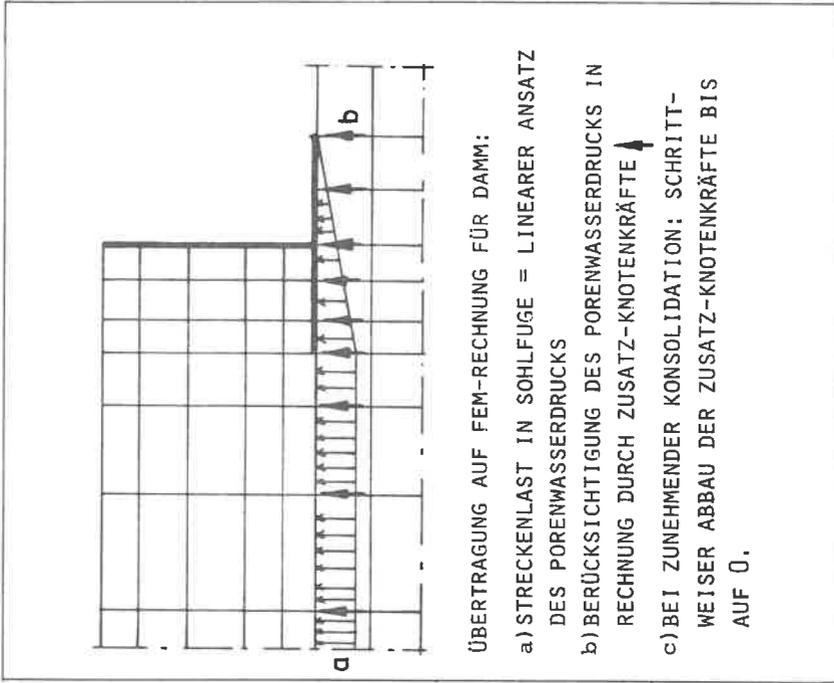
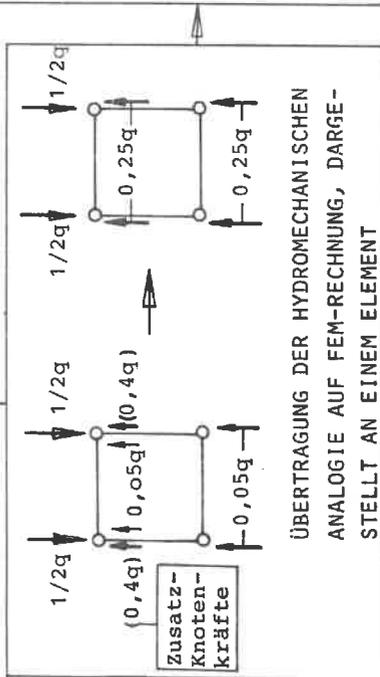
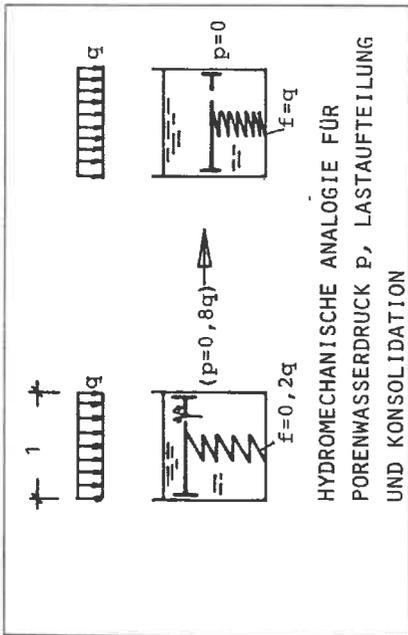


Bild 40 Simulierung des Zeitsetzungsverhaltens bei der FEM-Berechnung

Der sich infolge der Dammschüttung im bindigen Untergrund aufbauende Porenwasserdruck, der bis zu seiner Dissipation quasi die Dammlast trägt, wird in der Fuge zwischen Untergrund und Damm- und Widerlagerbauwerk rechnerisch durch entsprechend große, nach oben gerichtete Knotenkräfte berücksichtigt. Der Sachverhalt ist graphisch in Bild 40 dargelegt. In den Rechnungen wird angenommen, daß 50 % bzw. 20 % der Endsetzungen während des Dammbaus und der Rest später eintreten sollen. Der angenommene Porenwasserdruck wird dann in bis zu vier Schritten - entsprechend dem Abbau in der Natur - durch Reduzierung der "Knotenstützkräfte" abgebaut. Trotz ähnlicher Widerlagerbewegungen wie im Fall ohne Zeiteffekt zeigt sich ein erhöhter Erddruck, der bis zu etwa 100 % größer ist als der bei Ende der Dammschüttung. Hier erfolgt eine Teilbewegung gegen den bereits vorhandenen Sanddamm, während im anderen Fall schon die ganze Widerlagerbewegung

### Widerlagerverschiebung (schemat.)

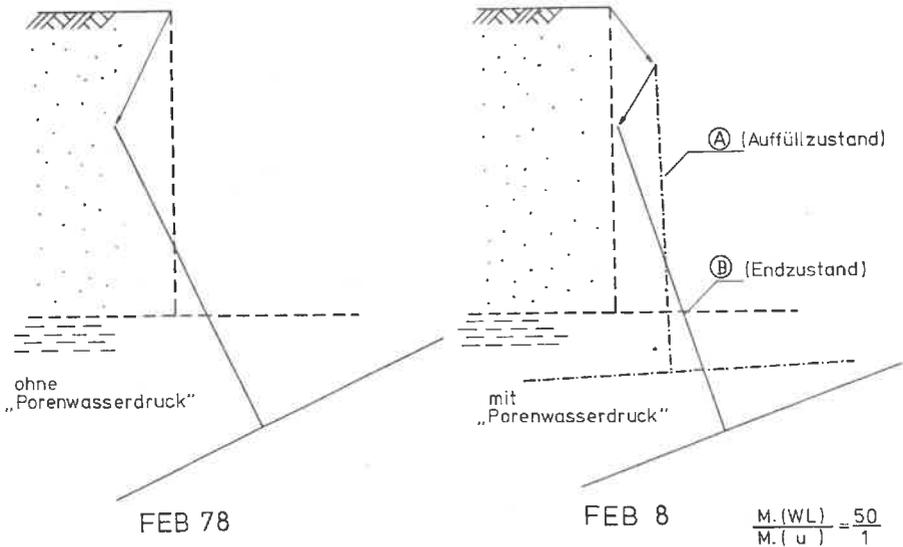


Bild 41 Schematische Darstellung der Widerlagerverschiebungen

während des Dammaufbaus , also gegen das teilweise noch nicht vorhandene Erdmaterial auftritt. Dabei ist kein wesentlicher Unterschied in den Ergebnissen der Rechnungen mit einem Porenwasserdruck von  $p = 0,5 q$  und  $0,8 q$  festzustellen. Das Resultat ist sehr bemerkenswert und widerlegt die oft geäußerte Meinung, daß sich ein Widerlager oder eine Stützwand dem erhöhten Erddruck in jedem Fall entzieht.

Die Bewegung des Widerlagers ist bei allen Untersuchungen eine gegen den Damm gerichtete Rotation mit gleichzeitiger horizontaler, vom Damm weggerichteter, und vertikaler Translation. Die schematische Widerlagerverschiebung für zwei Rechnungen, ohne und mit Porenwasserberücksichtigung, ist in Bild 41, im Verhältnis zu den Widerlagerabmessungen maßstäblich vergrößert, dargestellt.

Die Relativverschiebung zwischen Widerlagersole und Untergrund ist sehr gering; sie beträgt max. zwischen 0,4 bis 1,0 mm und liegt unterhalb der klassischen Grenzbewegung, die zum Auftreten des aktiven Erddrucks notwendig ist. Ergänzend muß auch die starke Horizontalverformung des Untergrunds betrachtet werden, die naturgemäß unter dem Widerlager am größten ist. Siehe dazu die Verschiebungsgraphiken für die Rechnungen FEB 8 und 80 sowohl für den Hinterfüll- als auch für den Endzustand in den Anlagen 5.8 und 5.9. Die Netze der Sandhinterfüllung sind dabei der Übersichtlichkeit halber weggelassen, da es zu zeichnerischen Überschneidungen der engen unteren Netzlinien käme. Die horizontale Untergrund- und Widerlagerbewegung wird bei den herkömmlichen Verformungsberechnungen in der Regel nicht erfaßt, ist aber hier, vor allem auch für die Größe des Erd-drucks, mit von entscheidender Bedeutung. Die Größe der Horizontalverformungen hängt im übrigen stark von der Querdehnung ab. So tritt z.B. bei linear elastischer Betrachtung des Untergrunds und Ansatz einer Querdehnzahl von  $\nu = 0,4$  eine horizontale Bewegung von Widerlager und Boden von max. etwa 60 mm auf. Diese großen Horizontalverschiebungen stehen natürlich im Widerspruch zu der Kinematik der Großversuche, Abs. 5.1. Daraufhin wurde auch der Fall des Widerlagers mit horizontal unverschieblichem Fundament untersucht, wie er zum Beispiel bei einer Einfeldbrücke mit Verbindung beider Widerlager mittels einer Bodenplatte denkbar ist. Bei Berücksichtigung eines "Porenwasserdrucks" baut sich hier erwartungsgemäß ein noch höherer Erddruck auf.

Die für die einzelnen Rechnungen angesetzten Stoffparameter sind in der Tabelle, Bild 43, aufgeführt. Der Hinterfüllsand hat dieselben Stoffparameter wie in Rechnung FEV 51, Abs. 5.1. Die Parameter für den Untergrund beziehen sich auf Untersuchungen für den Frankfurter Ton, einen tertiären, vorbelasteten Boden

Rechnung FEB	Symbol	nicht- linear- elast.	linear- elast.	E MN/m <sup>2</sup>	ν	u <sub>xc</sub> mm	u <sub>zc</sub> mm	DELTAN O-U 1 · 10 <sup>-3</sup>	KM	K̄	zS	ME kNm/m	δ <sub>m</sub>
78 (A)	○	+				45,2	96,5	-9,4	0,33	0,34	0,34	258	+22
8 (A)	+	+				29,6	35,0	-0,8	0,33	0,33	0,34	253	+22
8 (B)	+	+				56,0	90,1	-6,6	0,48	0,54	0,41	445	+21
80 (A) (F)	⊙	+				1,5	40,7	-1,8	0,33	0,34	0,35	261	+21
80 (B) (F)	⊙	+				5,4	-94,2	-6,3	0,61	0,67	0,42	581	+18
431 (A)	⊕		+	9,33	0,4	39,4	39,5	-1,5	0,33	0,33	0,33	240	+25
431 (B)	⊕		+	9,33	0,4	63,2	95,7	-6,6	0,48	0,59	0,38	404	+22
432 (A)	□		+	18,00	0,2	10,9	32,1	-0,8	0,33	0,33	0,33	243	+25
432 (B)	□		+	18,00	0,2	9,6	81,7	-3,8	0,53	0,61	0,38	459	+21
132 (A) (F)	△		+	9,33	0,4	2,0	42,2	-2,5	0,33	0,33	0,33	247	+25
132 (B) (F)	△		+	9,33	0,4	5,7	98,6	-6,8	0,61	0,74	0,38	523	+20
411 (A)	▽		+	23,30	0,4	15,9	15,9	-0,5	0,33	0,33	0,33	243	+25
411 (B)	▽		+	23,30	0,4	25,0	39,3	-2,7	0,42	0,48	0,36	345	+23
451 (A)	●		+	45,00	0,2	4,8	13,1	-0,25	0,33	0,33	0,33	245	+25
451 (B)	●		+	45,00	0,2	3,2	33,4	-1,6	0,45	0,49	0,36	346	+22

LEGENDE:

- (A) - Zustand nach Auffüllende
- (B) - Endzustand, nach Abbau des "Porenwasserdrucks"
- (F) - horizontal unverschieblich
- u<sub>xc</sub> - Horizontalverschiebung von Punkt C, bergseitiger Sporn
- u<sub>zc</sub> - Vertikalverschiebung von Punkt C

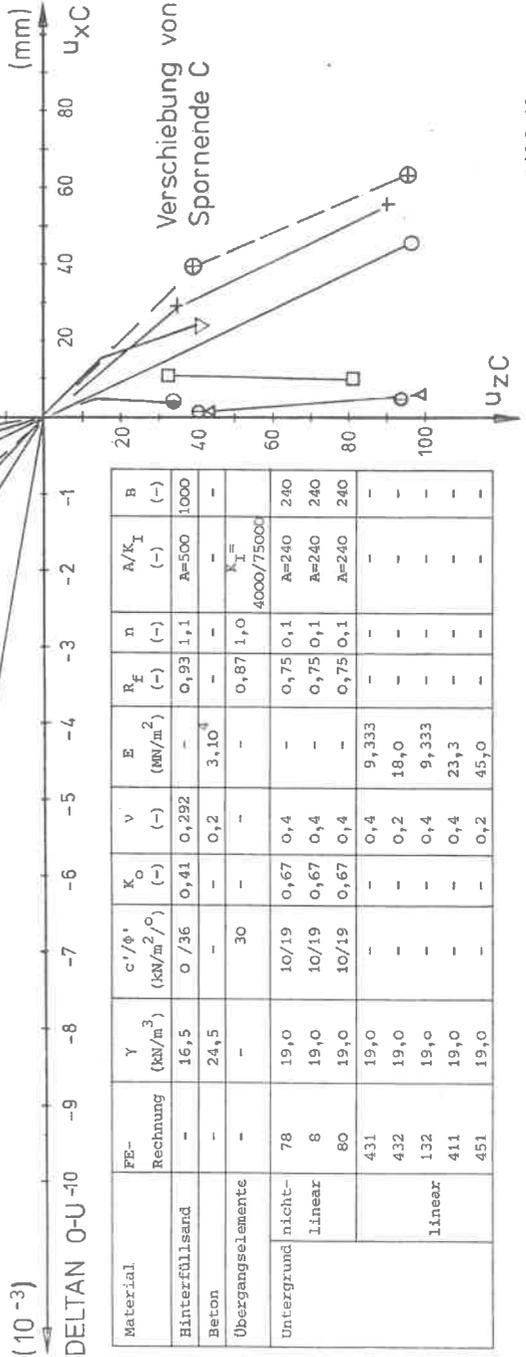
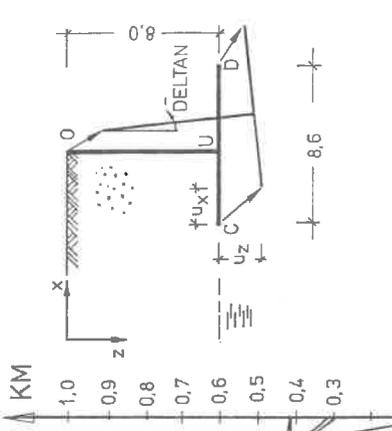
- DELTAN O-U - Verkantung der Wand, bezogen auf die Punkte A und B
- KM - mittlerer Erddruckbeiwert =  $E_n/E_v$
- K̄ - mittlerer Erddruckbeiwert aus Erddrücken in einzelnen Schichten =  $(\sum_{i=1}^n \gamma z_i \sigma_{xx_i})/n$

- zS - bezogener Schwerpunkt der Erddruckfigur von O.K. bergseitigem Sporn gerechnet
- ME - Einspannmoment der Wand bei O.K. Bergsporn

Bild 42 Rechenergebnisse, Legende s.a. Darstellung auf Bild 43

# FEB

## KM / Wanddrehung DELTAN, Spornverschiebung



$$KM = K_0 + 32 \cdot \Delta I_{DELTA}$$

Material	FE-Rechnung	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c'/\phi'$ ( $kN/m^2/\phi'$ )	$K_0$ (-)	$\nu$ (-)	$E$ ( $kN/m^2$ )	$R_E$ (-)	$n$ (-)	$A/K_I$ (-)	B
Hinterfüllsand	-	16,5	0/36	0,41	0,292	-	0,93	1,1	A=500	1000
Beton	-	24,5	-	-	0,2	$3 \cdot 10^4$	-	-	-	-
Übergangselemente	-	-	30	-	-	-	0,87	1,0	$K_I = 4000/75000$	-
Untergrund nicht-linear	78	19,0	10/19	0,67	0,4	-	0,75	0,1	A=240	240
	8	19,0	10/19	0,67	0,4	-	0,75	0,1	A=240	240
linear	80	19,0	10/19	0,67	0,4	-	0,75	0,1	A=240	240
	431	19,0	-	-	0,4	9,333	-	-	-	-
	432	19,0	-	-	0,2	18,0	-	-	-	-
linear	132	19,0	-	-	0,4	9,333	-	-	-	-
	411	19,0	-	-	0,4	23,3	-	-	-	-
451	19,0	-	-	0,2	45,0	-	-	-	-	

Bild 43

STROH (1974), SCHMIDT (1974) . Für die linear elastischen Rechnungen wurden ebenfalls in Anlehnung an diese Untersuchungen E-Moduln angesetzt, wie sie sich je nach Querdehnzahl von  $\nu = 0,2$  bzw.  $0,4$  aus einem als konstant angenommenen Steifemodul von  $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$  ergaben. Zwei Rechnungen, FEB 411 und 451, beruhen auf der Annahme eines steifen Untergrunds mit  $E_s = 50 \text{ MN/m}^2$ . Der  $K_I$ -Wert für die Übergangselemente wird mit zwei unterschiedlichen Werten in die Rechnung eingeführt, was jedoch die Rechenergebnisse nicht nennenswert beeinflusst.

### 5.2.1.3 Ergebnisse im einzelnen

Schematische Darstellungen der Widerlagerbewegungen für die Auffüll- und Endzustände sind in Ergänzung zu Bild 51 für drei weitere signifikante Rechnungen in Anl. 5.10 gezeichnet. Hier werden die Unterschiede in der Bewegung bei kleiner Querdehnzahl und bei horizontaler Unverschieblichkeit deutlich.

Die hinsichtlich des Erddrucks auf die Wand und der Widerlagerbewegung wichtigen Rechenergebnisse sind in Bild 43 zusammengestellt. Die Abhängigkeit des mittleren Erddruckbeiwerts  $K_M$  in Abhängigkeit von der Stützwanddrehung  $\Delta \tan \alpha$  ist links oben im Bild zu sehen; die zugehörigen horizontalen und vertikalen Bewegungen des bergseitigen Sporns rechts unten.

In der Tabelle in Bild 42 sind neben den E- und  $\nu$ -Werten für die linear-elastischen Stoffparameter des Untergrunds die wichtigsten Ergebnisse der einzelnen Rechnungen angegeben. Dazu sind die verwendeten Abkürzungen erklärt. Der Darstellung ist zu entnehmen:

- a) Nach der Hinterfüllung der Wand (Zustand A) tritt ohne (FEB 78) und mit (alle anderen Rechnungen) Berücksichtigung der Zeitsetzung, s. Bilder 42 und 43, in jedem Falle ein  $K_M$ -Wert von etwa  $0,33$  auf. Dieser Wert liegt wie bei den Rechnungen in Abs. 5.1 zwischen dem aktiven Erddruck und Erdruhedruck. Dieser Umstand ist hauptsächlich auf das Stoffgesetz zurückzuführen, welches aufgrund seines pseudo-elastischen Charakters einen Grenz- und Bruchzustand, wie den beim aktiven Erddruck, nicht ganz exakt beschreiben kann.
- b) Für den Fall der "zeitverzögerten" Setzung ergibt sich nach Abbau des "Porenwasserdrucks" und Eintreten der Endsetzungen ein erhöhter Erddruckbeiwert für die horizontal verschieblichen Wände von etwa  $K_M = 0,42$  bis  $0,53$ , also um max.  $60 \%$  erhöht, und für die horizontal festen Widerlager von max.  $K_M = 0,61$ , also um fast  $100 \%$  erhöht.

Die lineare Abhängigkeit des KM-Werts von DELTAN weist wiederum darauf hin, daß nur ganz vereinzelt Bruchzustände im Hinterfüllmaterial auftreten und somit hauptsächlich Änderungen der Hauptspannungsrichtungen die Erddruckerhöhung bewirken, siehe Bild 44.

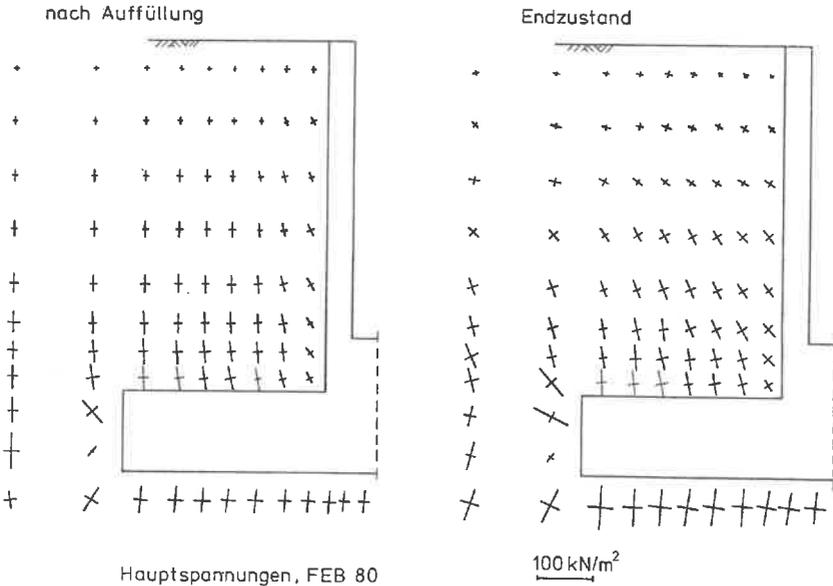


Bild 44 Hauptspannungen, Größe und Richtung

Die in Bild 43 zum Vergleich aufgetragenen KM-Werte der Versuchswand für Versuch S7 und der Rechnung FEV 51 zeigen, daß wegen der unterschiedlichen Kinematik, vor allem auch des Untergrunds, s. Anl. 5.8, sehr unterschiedliche Erddrücke auftreten, die nicht vergleichbar sind.

- c) Durch die, wenn auch nur geringe, Verlagerung des bezogenen Schwerpunkts der Erddruckspannungsfigur von etwa  $ZS = 0,33$  bis auf max.  $ZS = 0,42$  und vor allem durch den erhöhten Erddruck steigt das Einspannmoment der Wand bei  $z = 5,6$  m von etwa 250 kNm/m auf 400 bis 581 kNm/m, also um 60 % bis max. 112 % an.
- d) Der aus den Schub- und Normalspannungen errechnete mittlere Wandreibungswinkel  $\delta_m$  ist in allen Rechnungen infolge der gleichartigen Wandrohung in etwa gleich groß; er schwankt zwischen  $\delta_m = +20$  und  $25^\circ$ , ist also in etwa

Schnitt über Bergspornende												
Rechnung	Symbol	nicht-linear-elast.	linear-elast.	E	v	u <sub>xc</sub>	u <sub>zc</sub>	DELTA TAN O - U	KM	K	ZS	δ <sub>m</sub>
				MN/m <sup>2</sup>	-	mm	mm	10 <sup>-3</sup>	-	-	-	Altgr.
78 (A)	○	+				45,2	96,5	-9,4	0,42	0,42	0,33	5,1
8 (A)	+	+				29,6	35,0	-0,8	0,39	0,40	0,34	4,7
8 (B)	+	+				56,0	90,1	-6,6	0,52	0,67	0,48	9,7
80 (A) (E)	⊙	+				1,5	40,7	-1,8	0,41	0,41	0,34	2,6
80 (B) (E)	⊙	+				5,4	-94,2	-6,3	0,79	0,91	0,41	10,3
431 (A)	⊕		+	9,33	0,4	39,4	39,5	-1,5	0,40	0,40	0,33	4,9
431 (B)	⊕		+	9,33	0,4	63,2	95,7	-6,6	0,56	0,66	0,43	8,0
432 (A)	□		+	18,00	0,2	10,9	32,1	-0,8	0,40	0,40	0,34	3,6
432 (B)	□		+	18,00	0,2	9,6	81,7	-3,8	0,69	0,75	0,39	9,5
132 (A) (E)	△		+	9,33	0,4	2,0	42,2	-2,5	0,40	0,40	0,34	1,5
132 (B) (E)	△		+	9,33	0,4	5,7	98,6	-6,8	0,82	0,90	0,38	7,2
411 (A)	▽		+	23,30	0,4	15,9	15,9	-0,5	0,41	0,41	0,33	5,2
411 (B)	▽		+	25,30	0,4	25,0	39,3	-2,7	0,51	0,56	0,39	6,4
451 (A)	●		+	45,00	0,2	4,8	13,1	-0,25	0,41	0,41	0,33	4,4
451 (B)	●		+	45,00	0,2	3,2	33,4	-1,6	0,59	0,61	0,36	7,3

Bild 45 Erddruckwerte im Vertikalschnitt über dem Bergspornende  
Tabelle analog Bild 42!

$\delta = 2/3 \phi'$ ; s. auch dazu Bild 49.

e) Durch die Auswahl der Parameter für den Untergrund sind die Vertikalverschiebungen des Punktes C, s. rechte untere Darstellung in Bild 43, für die Annahme eines "weichen" und "steifen" Baugrunds jeweils in etwa gleich groß. Die Horizontalverschiebung in den einzelnen linear-elastischen Rechnungen ist, wie schon erwähnt wurde, sehr von  $\nu$  abhängig.

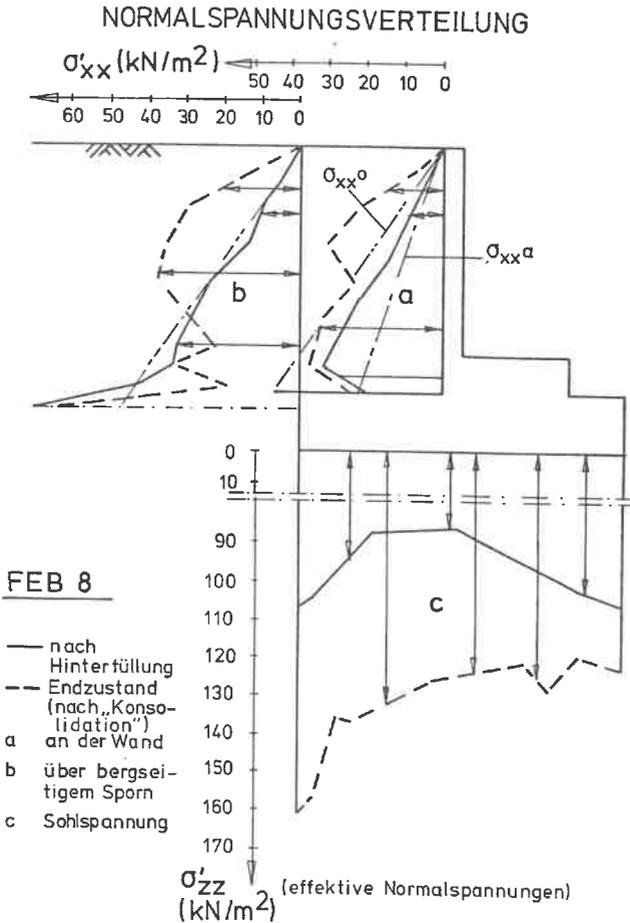


Bild 46 FEB 8, horizontal verschiebliches Widerlager :  
Normalspannungsverteilung an der Wand, über dem  
Spornende und in der Sohle

Im Zusammenhang mit dem hier untersuchten Widerlager in Form einer Winkelstützwand muß hier noch einmal - wie schon in Abs. 2.3 - auf die unterschiedlichen Erddruckverhältnisse unmittelbar an der Wand und am Ende des bergseitigen Sporns hingewiesen werden. Der erstere ist für die Bemessung der Wand, der letztere für die äußere Standsicherheit maßgebend. Auch bei den hier aufgeführten Rechnungen treten in beiden Fällen unterschiedliche Erddrücke auf. Die Verhältnisse an der Wand sind in Bild 43 dargestellt. Mit Bild 45 sind in der Tabelle die Werte  $KM$ ,  $\bar{K}$ ,  $ZS$  und  $\delta_m$  für den Schnitt am Spornende angegeben.

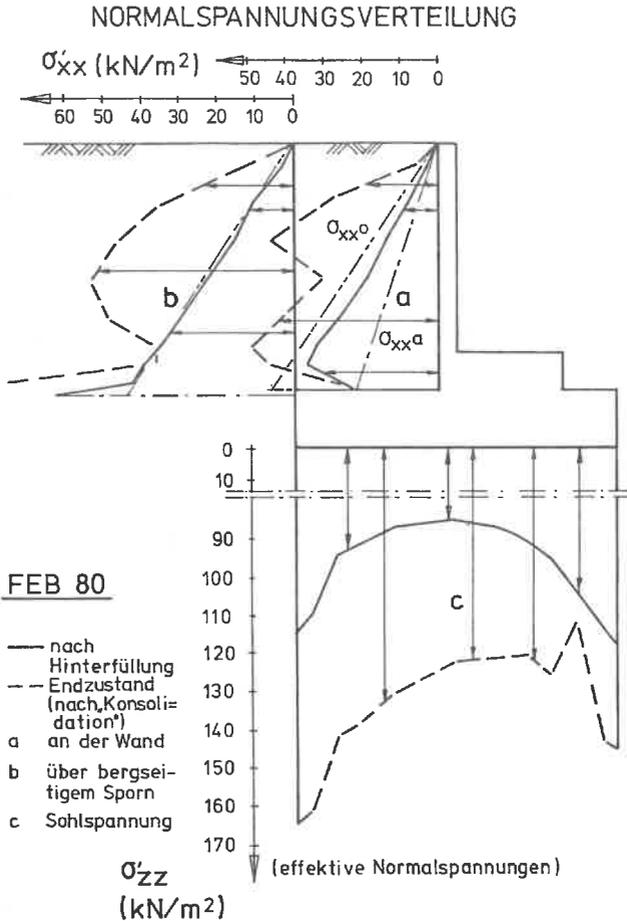


Bild 47 FEB 80, horizontal unverschiebliches Widerlager, Normalspannungsverteilung an der Wand, über dem Spornende und in der Sohle

Die Bilder 46 und 47 zeigen außerdem, daß der horizontale Erddruck am Spornende nach der Hinterfüllung und im Endzustand größer ist als unmittelbar an der Wand. Eine Erklärung dafür geben die Darstellungen auf den Bildern 48 und 49: am Spornende treten also keine oder nur geringe Schubspannungen auf. Deutlich erkennbar wird auch die Abnahme der Schubspannungen oberhalb des Sporns zum Spornende hin.

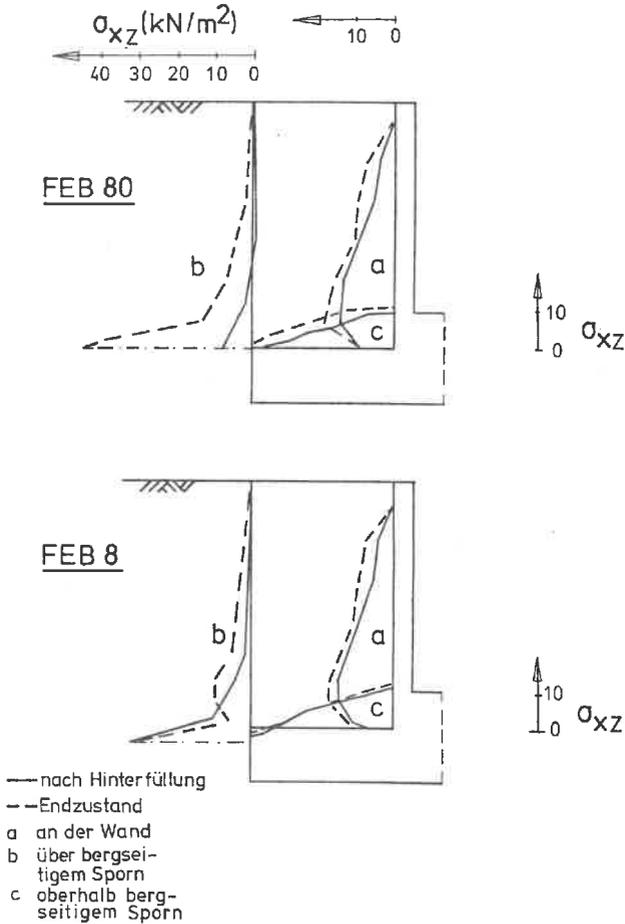


Bild 48 FEB 8 und 80; Schubspannungsverteilung an der Wand und im Vertikalschnitt über dem Spornende

Weitere Untersuchungen \*) für das gleiche Widerlager und mit Variation der bergseitigen Spornlänge auf + 2 m und - 2 m entsprechend einer Spornlänge von 1,8 m bzw. 5,8 m mit geringfügig geänderten Stoffparametern für den Hinterfüllsand (beruhend auf eigenen Versuchen des Bearbeiters) weisen darauf hin, daß nur bei kurzem Sporn geringfügig höhere Erddrücke, generell aber in etwa gleiche Wandbewegungen auftreten.

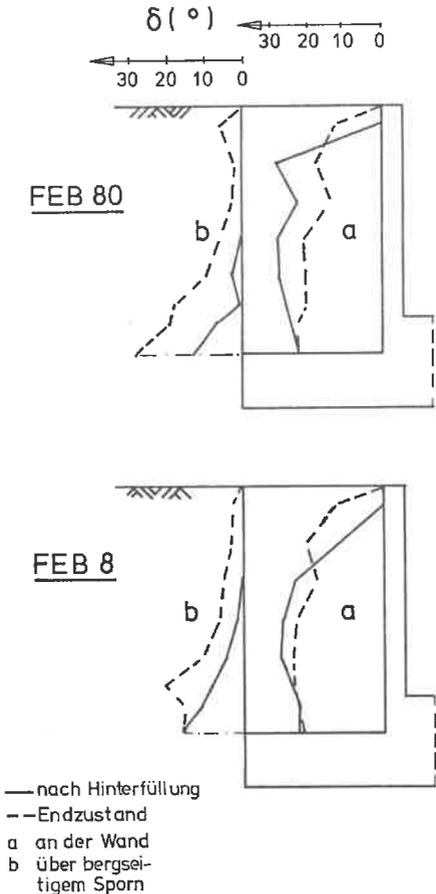


Bild 49 FEB 8 und 80; Verteilung des Wandreibungswinkels über der Wandhöhe und im Vertikalschnitt über dem Spornende ..

\*) Der Verfasser dankt Herrn Dipl.-Ing. H. Kolb für diese Untersuchungen, die im Rahmen einer Diplomarbeit ausgeführt wurden.

#### 5.2.1.4 Folgerungen

Die FE-Berechnungen haben gezeigt, daß infolge "zeitabhängiger" Untergrundverformungen bei gleichzeitiger Drehung des Widerlagers oder der Stützwand zur Hinterfüllung hin ein beträchtlich höherer Erddruck als zum Zeitpunkt der Hinterfüllung auftreten kann.

Setzt man die Bemessungsmomente (ME) aus dem Ansatz des aktiven Erddrucks mit denen aus der Rechnung in Relation, so ergeben sich Verhältniszahlen von 0,27 bis 0,45. Werden diese mit der nach DIN 1045 geforderten Sicherheit bei Biegezug von  $\gamma = 1,75$  multipliziert, ergeben sich Werte von 0,54 bis 0,90; d.h.: diese Stützwände sind unterbemessen, und Schäden wären u.U. zu erwarten.

Die gleichen Verhältnisse des Bemessungsmoments aus dem Erdruehdruck zu den rechnerischen Momenten, multipliziert mit  $\gamma$ , ergeben im ungünstigsten Fall einen Wert von 0,94, bei den anderen Beispielen jedoch Werte zwischen 1,05 und 1,57. Danach wären die Wände ebenfalls unterbemessen, Schäden jedoch kaum zu erwarten. Da viele Widerlager und auch Stützwände wegen ihrer behinderten Bewegungsmöglichkeiten oder starrer Wandausbildung bzw. wegen Berücksichtigung einer Verdichtungswirkung bei Hinterfüllung (DIN 1055) für den Erdruehdruck bemessen werden, sind wahrscheinlich im Falle des Ablaufs ähnlicher kinematischer Vorgänge, wie sie bei den Rechenbeispielen eingetreten sind, in der Praxis selten Schadensfälle aufgetreten. Betont werden soll jedoch, daß erfahrungsgemäß viele Schadensfälle nicht publiziert oder falsch begründet werden.

Für die Bemessung der Wand und den Nachweis der Standsicherheit sind die Spannungsverhältnisse unmittelbar an der Wand bzw. im Vertikalschnitt am Spornende zu betrachten.

Für die konventionelle Widerlagerbetrachtung, s. Abs. 5.2.2, kann für die Bemessung der Wand eine lineare Änderung des Erddruckbeiwerts  $K_M$  mit der Wandverdrehung, sicherheitshalber für geringe horizontale Verschiebungen, abgeleitet werden ( $K_M = K_0 + 32 \cdot |\Delta \tan|$ ).

Beim Standsicherheitsnachweis ist für die Verhältnisse am Spornende ein 1,3-facher  $K_M$ -Wert anzusetzen.

Die Erddruckverteilung ist rechteckförmig anzusetzen; damit wird gleichzeitig im oberen Wandbereich ein Verdichtungsdruck berücksichtigt.

Bei Annahme eines nichtbindigen Untergrunds - Setzungen treten sofort während der Hinterfüllung auf - entzieht sich das Widerlager dem Aufbau eines erhöhten Erddrucks.

Wegen der anderen Kinematik von Bauwerk und Untergrund sind die Versuche, s. Abs. 4, nicht unmittelbar mit diesen Rechenbeispielen vergleichbar.

### 5.2.2 Brückenwiderlager, Vorgehen in praktischen Fällen

Bei flachgegründeten Stützwänden auf bindigem Baugrund, bei der die Möglichkeit einer Drehung zur Hinterfüllung besteht, kann sicher nicht in jedem Fall eine FEM-Rechnung angestellt werden. Für diese Fälle soll zur Ermittlung des Bemessungserddrucks eine herkömmliche Vorgehensweise aufgezeigt werden, bei der die Ergebnisse aus Abs. 5.2.1 verwendet werden.

Die Ergebnisse unter 5.2.2 stützen sich auf ein mitteldichtes Sandhinterfüllmaterial. Für andere Hinterfüllungen müßten die Stoffparameter noch ermittelt werden und die entsprechenden Parameterstudien angestellt werden. Da die mitteldichte Hinterfüllung in der Praxis sehr häufig auftritt, sind die nachfolgenden Angaben auf andere Geometrie- und Lastfälle anwendbar, nicht jedoch auf andere Hinterfüllböden.

Vorgehen:

- a) Ermittlungen der Widerlagerverkantung mit Setzungsermittlung nach Theorie von BOUSSINESQ (Spannungsverteilung im elastisch isotropen Halbraum) infolge der äußeren Lasten, und unter Verwendung des Erdruhedrucks und des Verdichtungserddrucks nach SPOTKA (1977)
- b) Ermittlung der Widerlagerverkantung aus dem Einfluß der Hinterfüllung nach BOUSSINESQ wie unter a)
- c) Superposition der Verkantungen von a) und b)
- d) Ermittlung des anzusetzenden Bemessungserddruckbeiwerts KM aus Bild 43, in Abhängigkeit von der ermittelten Verkantung
- e) 
$$E = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot KM$$

(Verteilung dreieckförmig)

- f) Umwandlung von E in flächengleiches Erddruckrechteck  
mit Spannungsordinate  $\sigma_{xx} = \gamma \cdot H \cdot \frac{KM}{2}$ , da Rechteckverteilung gute  
und sichere Annäherung für Verteilung nach Abs. 5.2.1
- g) Bemessung der Stützwand für Erddruck nach SPOTKA (1977), s. a)  
und nach f).

Die Widerlagersituation aus Abs. 5.2.1 wurde nach dem o.a. Vorschlag überprüft. Die Kurzfassung der Rechnung ist in Anl. 5.11 aufgeführt. Bei Berücksichtigung einer 20 m dicken zusammendrückbaren Bodenschicht mit einem konstanten Steifemodul von  $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$  ergibt sich eine Verkantung des Fundaments aufgrund der äußeren Lasten von  $-0,6 \cdot 10^{-3}$ , die superponiert werden muß mit der Verkantung aus dem weit größeren Einfluß der Dammhinterfüllung von  $-6,9 \cdot 10^{-3}$ . Für den Eingang in das Diagramm von Bild 43 ergibt sich so ein  $\Delta \text{TAN} = -7,5 \cdot 10^{-3}$ . Der Erddruckbeiwert ist dann  $KM = K_0 + 32 \cdot 0,0075$ . Für einen Reibungswinkel von  $\phi' = 35^\circ$  ergibt sich ein  $KM = 0,67$ .

Interessant ist die Tatsache, daß sich bei der herkömmlichen Rechnung etwa die gleiche Wandverdrehung wie in den FE-Rechnungen mit "weichem" Untergrund ergibt, ohne daß die horizontalen Verformungen berücksichtigt werden konnten; offensichtlich ein Beweis dafür, daß die herkömmliche Setzungsbetrachtung für die Ermittlung der Verkantung zulässig ist.

Für den Gleitsicherheitsnachweis sollte nach den Ausführungen in 5.2.3 der 1,3-fache Bemessungserddruck angesetzt werden.

### 5.3 Wand mit absackender Hinterfüllung

Eine FEM-Vergleichsberechnung für die Versuche B (Wand ohne bergseitigen Sporn) führte hier nicht zum Erfolg, da die großen Verformungen zwischen Boden und Wand durch das Absacken der Hinterfüllung mit dem Stoffgesetz für die Übergangselemente nicht gut zu beschreiben sind. Es traten in den Übergangselementen selbst und in den zur Wand benachbarten Bodenelementen schon am Anfang der Verschiebungen Brucherscheinungen auf, so daß die Ergebnisse nicht zuverlässig waren.

Eine Möglichkeit für den theoretischen Nachweis des in den Versuchen B gemessenen erhöhten Erddrucks bietet das Trajektorienverfahren, GUDEHUS (1974). Mit der Gültigkeit der Kollapstheoreme der Plastizitätstheorie und deren Umkehrung wer-

den statisch mögliche Spannungsfelder untersucht, die die Grenzbedingungen nicht verletzen. Das dabei zugrunde liegende Gedankenmodell einer Gewölbekonstruktion, ausgedrückt durch die Richtung der Hauptspannungen, wird mit den Ergebnissen der Schneebeli-Versuche unter Abs. 4.2 - a. 3, Seite 36 ff. als richtig bestätigt. Die dort in Wandnähe aufgetretenen Zonen verzögerter Stäbchenbewegung deuten auf eine Auflagerzone (Kämpfer) für die Gewölbe hin.

Als Randwertaufgabe wurde von GUDEHUS (1974) ein ähnlicher Fall wie in den Versuchen mit etwa gleichem Hinterfüllmaterial ( $\phi' = 36^\circ$ ,  $\delta = 30^\circ$ ) behandelt und dabei ein maximaler Erddruckbeiwert von  $K_h = 0,79$  ermittelt. Aus den Versuchsmessungen ergab sich ein Erddruck in der Größenordnung des Erdruhe drucks ( $K_o = 1 - \sin\phi' \approx 0,43$ ), s. Bild 19. Dieser niedrigere Erddruck mag aufgetreten sein, weil sich die Stützwand bei ansteigendem Erddruck verbiegen konnte und sich somit der zunehmenden Erddrucklast teilweise entzog.

Die Trajektorien-Methode wurde jedoch aus zwei Gründen nicht weiter verwendet:

- Sie ist graphisch sehr zeitraubend und nicht genau und kann exakt nur numerisch als Optimierungsaufgabe mit großem Rechenaufwand gelöst werden.
- Nur im Fall der Wand ohne bergseitigem Sporn sind die "Fugen" der Relativbewegung zwischen Boden und Wand zwangsläufig als senkrechte Geraden vorgegeben. Somit können die Randbedingungen einigermaßen klar definiert werden.

Bei einer Winkelstützwand mit bergseitigem Sporn und absackender Hinterfüllung ist der Verlauf einer oder ggf. mehrerer Fugen, in denen Relativbewegungen auftreten, nicht von vornherein bekannt.

Beim möglichen Auftreten mehrerer Fugen bietet sich als Lösung die "kinematische Methode" an. Damit muß vor allem der Verlauf der Gleitfugen geklärt werden. Zum Beispiel wird oft, wie von GUDEHUS (1980), eine etwas willkürliche Gleitfuge als Gerade zwischen Bergsporn und Wandkopf angenommen. Dies kann bei hohen Wänden zu sehr großen, im Grenzfall theoretisch zu nahezu unendlich großen Erddrücken führen.

Dagegen läßt sich mit der "kinematischen Methode" für die Wand mit bergseitigem Sporn ein genauer Ansatz aus den nachfolgenden Betrachtungen ableiten. Für diesen Fall konnten allerdings keine Großversuche durchgeführt werden, jedoch ein Schneebeli-Versuch, siehe Foto auf Anl. 4.7.

Der "bruchgünstigste" Gleitmechanismus (s. Bild 50 a und b) mit der dazugehörigen Erddruckkraft wird durch eine Extremal betrachtung hinsichtlich  $Q_{AB}$  ermittelt.

Wie die graphische Darstellung der Extremal betrachtung in Bild 51 zeigt, strebt  $Q_{AB}/(\gamma \cdot H^2/2)$  bei  $\vartheta \leq 90$  und  $\alpha \rightarrow 90^\circ$  gegen das Minimum  $\cos^2 \phi'$ . Das bedeutet, daß die Bruchfuge die Senkrechte über dem Spornende ist. Der in Bild 50 angenommene Bruchmechanismus entartet also zu einem mit nur einer Fuge. Vorstellbar ist auch ein extrem kleiner Gleitkeil B, bei dem  $\alpha$  und  $\vartheta$  fast  $90^\circ$  groß sind. Dieser Bruchmechanismus wird weitgehend durch das Ergebnis des Schneebeil-Versuchs, s. Foto auf Anl. 4.7, S. 91, bestätigt.

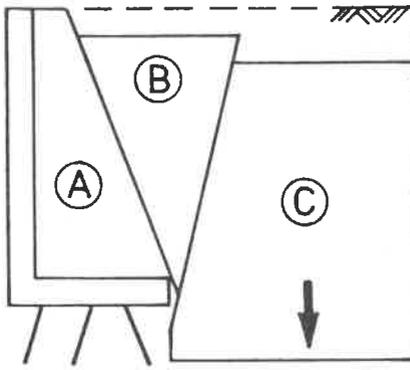
Interessant und neu ist auch die Tatsache, daß  $Q_{AB}$  für  $\alpha, \vartheta \rightarrow 90^\circ$  kein mathematisches Minimum (mit horizontaler Tangente) erreicht, wie aus Bild 51 ersichtlich ist.

Mit Kenntnis der Geometrie der ungünstigsten Gleitfuge ( $\vartheta = 90^\circ$ ,  $\alpha \rightarrow 90^\circ$ ) läßt sich die Gleichung für E in Bild 50b wie folgt umschreiben:

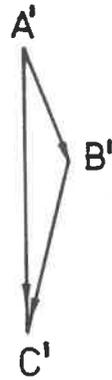
$$\begin{aligned} E &= \frac{h^2 \gamma \cdot \cos \phi'}{2 \cos \alpha} \cos \phi' \cot \alpha \\ &= \frac{h^2 \gamma}{2} \cdot \cos^2 \phi' \cdot \lim_{\alpha \rightarrow 90} \frac{\cot \alpha}{\cos \alpha} \\ &= \frac{h^2 \gamma}{2} \cdot \cos^2 \phi' \cdot \lim_{\alpha \rightarrow 90} \frac{1}{\sin \alpha} \\ E &= \frac{h^2 \gamma}{2} \cdot \cos^2 \phi' \end{aligned}$$

Bei Annahme einer dreieckförmigen Erddruckverteilung, wie sie auch bei den Versuchen in B in etwa gemessen wurde, wird E normiert und es entsteht so der Erddruckbeiwert für den Fall der absackenden Hinterfüllung:

$$K_{hs}(\text{sack}) = \cos^2 \phi'.$$

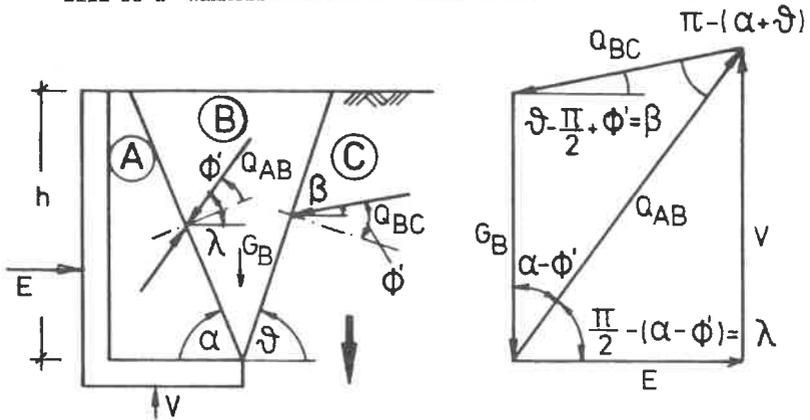


Gleitmechanismus



Hodograph

Bild 50 a Winkelstützwand mit absackender Hinterfüllung



Ermittlung von  $Q_{AB}$  und  $E$  :

$$G_B = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} (\cot \alpha + \cot \vartheta)$$

mit Sinussatz :

$$\frac{G_B}{\sin[\pi - (\alpha + \vartheta)]} = \frac{Q_{AB}}{\sin(\vartheta - \frac{\pi}{2} + \phi' + \frac{\pi}{2})}$$

$$Q_{AB} = G_B \cdot \frac{\sin(\vartheta + \phi)}{\sin(\alpha + \vartheta)}$$

$$E = Q_{AB} \cdot \cos[\frac{\pi}{2} - (\alpha - \phi)]$$

$$E = \frac{\sin(\vartheta + \phi)}{\sin(\vartheta + \alpha)} \sin(\alpha - \phi) [\cot \vartheta + \cot \alpha] \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

Bild 50 b Gleitmechanismus, Krafteck

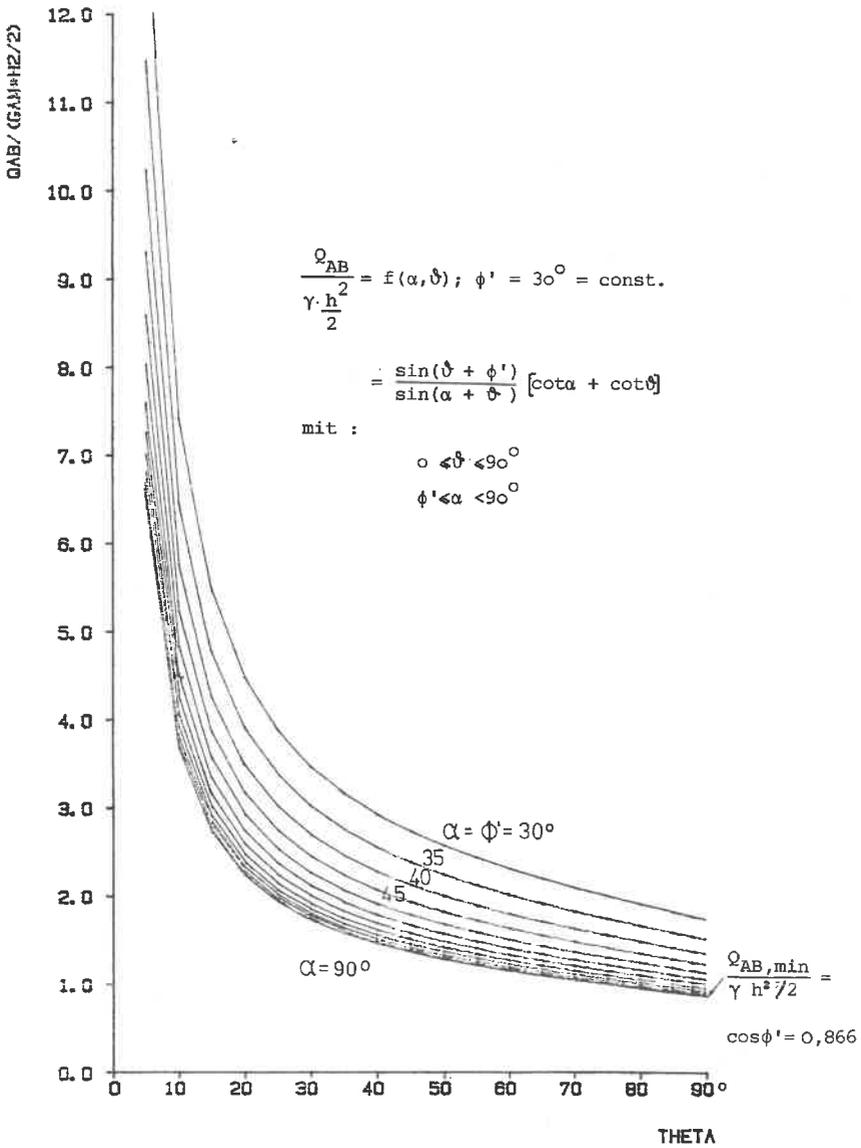


Bild 51 Darstellung der Extremal betrachtung

6. ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit hatte das Hauptziel, den Erddruck auf Stützwände und Widerlager infolge der durch die Sandhinterfülllast ausgelösten Baugrundverformungen zu ermitteln. Dabei wurde davon ausgegangen, daß der Boden des Untergrundes zusammendrückbar ist und Setzungen bis zu einer Größenordnung von etwa 100 mm auftreten. Zur Lösung dieser Aufgabe wurden Versuche und Berechnungen durchgeführt.

Aus dieser besonderen Fragestellung ergab sich des weiteren das Problem der Teilmobilisierung des Erddrucks

- bei einer Wand mit Fußpunktdrehung gegen das Hinterfüllmaterial;
- bei einer normalen Winkelstützwand mit einer von der Hinterfüllung weggerichteten Bewegungsmöglichkeit.

Nachfolgend sollen nun zusammenfassend Folgerungen aus allen Untersuchungen für die einzelnen Fälle gezogen werden.

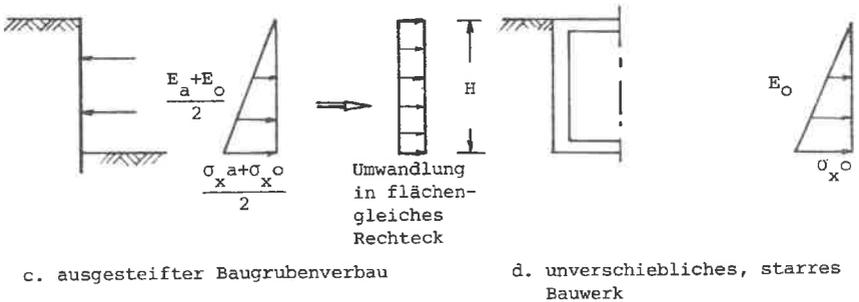
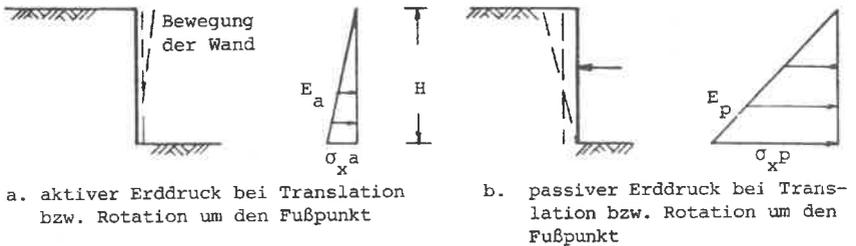


Bild 52: Erddruckansätze, bisherige Praxis

Zunächst erläutert Bild 52 noch einmal die schon in Abs. 2.1 aufgeführten Erd-druckansätze, wie sie in der Regel heute verwendet werden.

#### 6.1 Erddruck auf Stützwände und Widerlager, nachgiebig gegründet und gegen Hinterfüllung drehend (s. Bild 53 a)

Ausgangspunkt der Arbeit war die Fragestellung nach einem möglichen erhöhten Erddruck auf Stützwände und Widerlager, wenn diese sich gegen die Hinterfüllung drehen. Eine solche Drehung kann aufgrund der durch die Hinterfülllast verursachte Setzungsmulde eintreten.

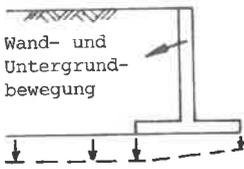
Zur Klärung der Frage wurden zunächst die Großversuche A, s. Bild 8 auf S. 18, Abs. 4.1, durchgeführt, die auch erste Aufschlüsse über den teilmobilisierten Erdwiderstand erbrachten; siehe dazu auch Abs. 6.3.

Da diese Versuche zwangsläufig nur verschiebungsgesteuert gefahren werden konnten, war hiermit noch nicht endgültig zu klären, welcher Erddruck sich nun wirklich einstellt. Die in Wirklichkeit auftretenden Setzungen und Wanddrehungen beruhen ja auf fortlaufenden Interaktionen von Erddruck - Sohlspannung - Baugrundverformung usw. Diese komplizierte Randwertaufgabe wurde mit Hilfe von Berechnungen nach der Finiten Element Methode (FEM) gelöst, s. Abs. 5.2. Ein weiterer Schritt zwischen Großversuchen und Widerlagerberechnungen war die Nachrechnung der Großversuche A mit der Methode der Finiten Elemente, s. Abs. 5.1. Damit sollte das für die Hinterfüllung verwendete Stoffgesetz überprüft werden.

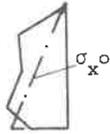
Nach den Berechnungen für ein Brückenwiderlager in Abs. 5.2 ist bei möglicher Drehung einer Stützwand gegen die Hinterfüllung infolge der durch die Hinterfülllast sich einstellenden Setzungsmulde ein erhöhter Erddruck zu berücksichtigen, wenn das Zeitsetzungsverhalten derart ist, daß ein Großteil der Setzungen nach beendeter Hinterfüllung auftritt.

Bei nichtbindigem Untergrund, bei dem sich die Setzungen gewöhnlich unmittelbar nach der Lastaufbringung einstellen, entzieht sich das Widerlager einem erhöhten Erddruck. Somit ist hier der normale Erddruckansatz für Winkelstützwände, s. Abs. 6.4, zu berücksichtigen.

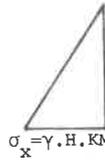
Wie die Rechenergebnisse für bindigen Baugrund mit ausgeprägtem Zeitsetzungsverhalten zeigen, tritt ein über den Erdrühdruk hinausgehender Erddruck auf, dessen Verteilung zudem nicht dreieckförmig, sondern eher rechteckig ist.



Wand- und Untergrundbewegung

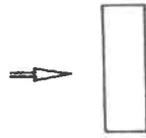


nach FEM ermittelte Erd-druckfigur, s. S. 65,66!



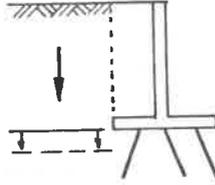
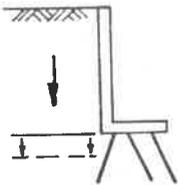
$$\sigma_x = \gamma \cdot H \cdot K_M$$

Rechenwert; KM nach Bild 43 auf Seite 61



in flächengleiches Rechteck umgewandelter Bemessungsansatz

a. s. Abs. 6.1: Hinterfüllte Wand bei nachgiebigem, bindigem Baugrund, Bemessung nach Abs. 5.3, S. 70 u. 71

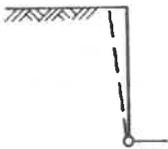


$$\sigma_x = \gamma \cdot H \cdot K_{hs} \quad +)$$

+) für starre Bauwerke:  $K_{hs} = \cos^2 \phi'$   
für biegsame Bauw.:  $\overline{K_{hs}} = K_o = 1 - \sin \phi'$

b. s. Abs. 6.2: Unnachgiebig gegründete Stützwand mit absackender Hinterfüllung, Erd-druck nach Abs. 5.4, S. 71 ff.

Bild 53: Stützwände und Widerlager bei nachgiebigem Baugrund, Bemessungserddruck



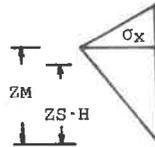
Wandbewegung



wirkliche Erd-druckfigur

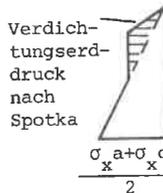
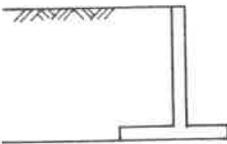


$\sigma_x = \gamma \cdot H \cdot K_M$   
Rechenwert für Erd-druck



umgewandelter Bemessungsansatz

a. s. Abs. 6.3: passiver Fall bei Fußpunktdrehung, Verdrehung bekannt; Ermittlung des Erd-drucks nach Bild 55, S. 82.



Verdichtungs-erd-druck nach Spotka

$$\frac{\sigma_x^a + \sigma_x^o}{2}$$

b. s. Abs. 6.4: Winkelstützwand, allgemein

Bild 54: Stützwände bei Teilmobilisierung des passiven und aktiven Erd-drucks, Bemessungserddruck

In Abs. 5.2.2 ist das Vorgehen zur Ermittlung des erhöhten Erddrucks in praktischen Fällen aufgezeigt. Danach kann bei konventionellem Vorgehen der erhöhte horizontale Bemessungserddruck in Abhängigkeit von der sich aus einer Setzungsberechnung ergebenden Verkantung nach Bild 43, Seite 61, ermittelt werden. Bei der Verkantung ist nur noch der Betrag anzusetzen, der sich nach Beendigung der Hinterfüllung einstellt. Voraussetzung für die Gültigkeit von Bild 43 ist ein ähnliches wie in den Versuchen verwendetes, mitteldicht bis dichtes Sandhinterfüllmaterial. Es kann jedoch angenommen werden, daß auch bei bindigem Boden im Hinterfüllbereich etwa gleiche Spannungsverhältnisse vorherrschen. Eine Abschätzung des auftretenden Erddrucks kann in Anlehnung an die Erddruckbeiwerte des passiven Falls für das jeweils verwendete Hinterfüllmaterial vorgenommen werden.

Der mit dem KM-Wert nach Bild 43 ermittelte dreieckförmige Erddruck ist in ein flächengleiches Rechteck umzuwandeln und so für die Bemessung anzusetzen, s. Bild 53 a. Der mittlere Wandreibungswinkel an der Wand ist

$$\delta = 2/3 \phi'.$$

Der oben geschilderte Erddruckansatz für das Langzeitverhalten der Wand sollte noch mit dem Ansatz nach SPOTKA, s. Bilder 5 und 54 b, für den Hinterfüllvorgang selbst überlagert werden.

Für den Standsicherheitsnachweis sind die Spannungsverhältnisse in der Vertikalfuge über dem bergseitigen Spornende zu betrachten. Wegen der geringeren Neigung der Hauptspannungen ist hier ein 1,3-fach höherer Erddruck als direkt an der Wand anzusetzen.

#### 6.2 Erddruck auf Stützwände bei absackender Hinterfüllung (s. Bild 53 b)

Zunächst wurden auch für diesen Fall für die Stützwand ohne bergseitigen Sporn Großversuche durchgeführt, s. Abs. 4.1. Der anfangs gemessene aktive Erddruck erhöhte sich mit zunehmender Setzung auf einen Erddruck in der Größenordnung des Erdruhedrucks. Bei zunehmendem Erddruck verbog sich die Wand leicht, so daß sich infolge dieser Bewegung der Erddruck nur gedämpft weiter aufbaut und nahezu einem Endwert zustrebt. Die Erddruckverteilung blieb während des Versuchs nahezu dreieckförmig. Der mittlere Wandreibungswinkel  $\delta$  nahm vom anfänglichen Wert  $\delta = 2/3 \phi'$  auf etwa  $\delta = 1/2 \phi'$  ab.

In Ergänzung zu den Großversuchen wurden Schneebeil-Versuche für eine Modellwand mit und ohne Sporn durchgeführt, die Aufschluß über die inneren Bewegungen eines "Kornhaufwerks" geben. Diese Versuche waren für Nachrechnungen des Erd-drucks bei diesem Fall der Hinterfüllmaterialkinematik hilfreich.

Anstatt der aufwendigen Trajektorienmethode nach GUDEHUS (1974) wird für starre Bauwerke in Abs. 5.3 mit einer Grenzwertbetrachtung von möglichen Bruchkinematikfällen ein Erddruckbeiwert von  $K_{hs(sack)} = \cos^2 \phi'$  ermittelt. Dabei wird eine dreieckförmige Erddruckverteilung angenommen, wie sie in den Versuchen gemessen wurde. Der Wandreibungswinkel für die Ermittlung vertikaler Kräfte infolge des Erddrucks sollte bei Wänden ohne Bergsporn mit  $\delta = 2/3 \phi'$  bzw. bei bergseitigem Sporn mit  $\delta = \phi'$  angesetzt werden.

Für biegsame Stützwände wird nach den Großversuchsergebnissen ein erhöhter Erd-druck in der Größenordnung des Erdruhedrucks ( $K_{hs} \approx 1 - \sin \phi'$ ) empfohlen, wobei ebenfalls die oben genannten Wandreibungswinkel berücksichtigt und die Erddruck-verteilung dreieckförmig angenommen werden sollten.

Diese erhöhten Erddrücke sind für die Wandbemessung und für die Standsicherheitsnachweise zu berücksichtigen.

### 6.3 Teilmobilisierter Erddruck bei Fußpunktdrehung der Wand (s. Bild 54 a)

#### Widersprüche zur herkömmlichen Theorie

Werden die Ergebnisse der Großversuche A, s. Abs. 4.1.2, und deren Nachrechnung mit der Methode der Finiten Elemente, s. Abs. 5.1.2, mit den Annahmen der herkömmlichen Erddrucktheorien von COULOMB und RANKINE verglichen, so ergeben sich einige Widersprüche. Diese Widersprüche werden ebenfalls durch die Versuchsergebnisse von JAMES und BRANSBY (1970) für eine Wand mit Fußpunktrotation und von LAUMANS (1977) für eine im Sand eingespannte, sich drehende Wand belegt.

Folgende Ergebnisse stehen mit den herkömmlichen Annahmen im Widerspruch:

- a) Bei Rotationsbewegungen ist für den passiven Erddruck die Erddruckverteilung quasi parabolisch und nicht dreiecksförmig, über die Tiefe zunehmend.

Je nach Verformungsweg des geometrischen Höhenpunkts der Wand wird ein unterschiedlicher Erddruck mobilisiert. Das Maximum dieses Erddrucks liegt zwischen  $H/2$  und  $5/6 H$ , gemessen von der Sandunterfläche.

b) Der Wandreibungswinkel ist nach den Versuchsergebnissen nicht konstant über die Wandhöhe verteilt. Im oberen Bereich der Wand treten zunehmend negative Wandreibungswinkel auf, während sie im unteren Bereich positiv bleiben. Diese Verteilung stellt sich schon nach kleinen Wanddrehungen ein. Die Nachrechnung mit der FEM-Methode erbringt allerdings hier eine Abweichung, s. Abs. 5.1; eine Übereinstimmung ergibt sich nur für den über die Wandhöhe gemittelten Wandreibungswinkel  $\delta_m$ .

#### Erddruckermittlung

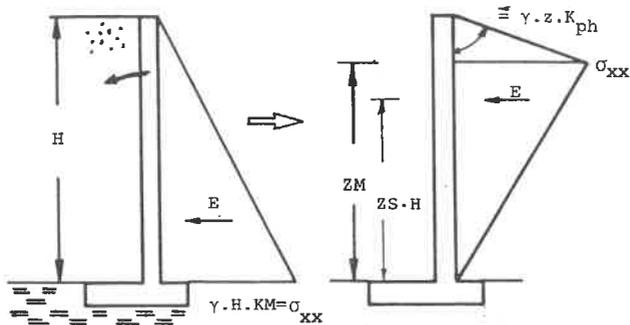
Bei Rotationsbewegungen genügen schon kleine Wanddrehungen von  $\leq - 0,001$ , um Erddrücke vom anfänglich aktiven Erddruck bis zu einem Erddruck, der größer als der theoretische Erdruehdruck ist, zu mobilisieren. Rotationsbewegungen von etwa  $- 0,002$  genügen, um bei dichter Lagerung des Sandes im oberen Sandbereich den vollen Erdwiderstand zu mobilisieren. Das Maß der Setzungen spielt dabei keine entscheidende Rolle.

Bei Randwertaufgaben mit ähnlicher Kinematik wie die der Versuche A, s. Abs. 4.1.2, und mit mitteldichter bis dichter Sandhinterfüllung können die Ergebnisse aus den Versuchen und den nichtlinearen FE-Rechnungen verwendet werden. Bei der Erddruckermittlung kann folgendermaßen verfahren werden:

- Bestimmung des mittleren Erddruckbeiwerts  $K_M$  aus Bild 32, Seite 48
- Bestimmung des bezogenen Schwerpunkts  $Z_S$  aus Bild 31, Seite 47
- Ermittlung des Erddrucks und Umwandlung der Erddruckverteilung in dreiecksförmige Figur mit höherem Schwerpunkt als Ersatz für die in Wirklichkeit auftretende quasi parabolische Verteilung, s. Bild 55, Seite 82.

Für die Richtung der Erddruckkraft ist bei der praktischen Anwendung je nach Wanddrehung ein konstanter Wandreibungswinkel zwischen  $\delta = 0$  und  $\delta = - \phi'/2$  anzusetzen.

Bei einer weiteren wissenschaftlichen Behandlung ähnlicher Probleme sollte bei Wanddrehung von einem nichtkonstanten Wandreibungswinkel ausgegangen werden .



KM nach Bild 32

ZS nach Bild 31

$$ZM = \frac{6 \cdot E \cdot ZS}{\gamma \cdot KM \cdot H} - H$$

Bild 55: Praktische Handhabung der Erddruckermittlung

#### Vergleich

Bestritten wird in diesem Zusammenhang die Gültigkeit der Gleichung 21 in DIN 4085, Berechnung des Erddrucks für Grundbauwerke, Erläuterungen, für die Ermittlung des teilmobilisierten Erdwiderstands. Die Gleichung, s. Anl. 5.12, S. 108, beruht auf Literaturquellen, BRINCH-HANSEN (1965) und NENDZA (1973), in denen die Besonderheit verschiedener Wandbewegungsmöglichkeiten nicht berücksichtigt wurde. Ein Vergleich mit den Versuchswerten zeigt, daß sich nach der Norm ein 4-fach größerer mobilisierter Erddruck ergibt, s. Anl. 5.12 auf S. 108. Auch die Angabe des Merkblatts für die Hinterfüllung von Bauwerken, Abs. 4.1.4.3, daß zur Weckung von 30% des Erdwiderstandes nach Coulomb eine Bewegung von  $1/1500 \cdot H$  erforderlich ist, stimmt nicht mit den hier gemessenen Werten überein.

Für die globale Erddruckbetrachtung (ohne die Art der Verteilung) ergibt sich dagegen für die hier betrachteten Verschiebungsgrößen eine gute Übereinstimmung zur Mobilisierungsfunktion von SMOLTCZYK (1964). Eine recht gute Übereinstimmung in der Erddruckgröße und -verteilung ist auch in den Ergebnissen der Arbeit von LAUMANS (1977) festzustellen, wenn man davon ausgeht, daß die Verhältnisse seiner 0,8 m hohen Wand auf die hier verwendete 3 m hohe übertragbar sind. Bild 56 zeigt zum Vergleich die Verteilungen der Erddruckspannungen von etwa - 0,0035 bis - 0,004 für die Versuchsserie S7, nach dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz, für die FE-Rechnung FEV 51 und nach der Mobilisierungsfunktion von LAUMANS (1977)

$$|K_{mob} = \bar{K}_f \cdot \frac{v}{v+\bar{v}}|.$$

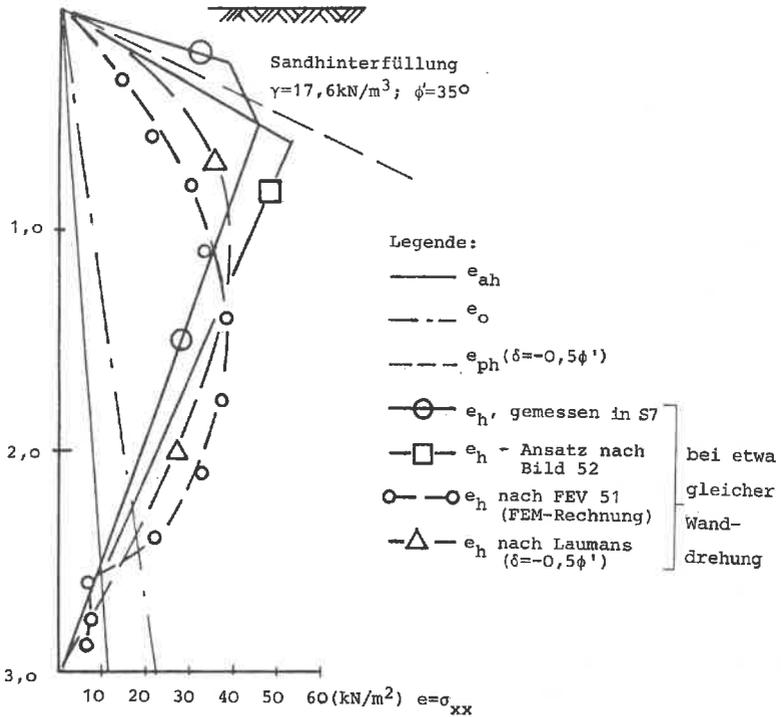


Bild 56: Erddruckverteilung über Wandhöhe; Vergleich von Messung, Rechnungen und Ansatz bei praktischer Anwendung

Abweichungen zwischen den Versuchsergebnissen und den Vergleichswerten ergeben sich im oberen Wandbereich. Dabei dürften die besondere Verdichtungswirkung und der oben gemessene hohe negative Wandreibungswinkel von etwa  $\delta = -30^\circ$  ausschlaggebend sein; diese Besonderheiten werden in den Rechnungen nicht berücksichtigt.

#### 6.4 Winkelstützwand mit bergseitigem Sporn, allgemein (s. Bild 54 b)

Bezugnehmend auf die Argumentation über den Erddruckansatz bei Winkelstützwänden mit bergseitigem Sporn in Abs. 2.3 sollen hier Überlegungen für die Winkelstützwand mit sehr kurzem Sporn oder mit sehr geringem Hinterfülllasteinfluß

angestellt werden, bei der eine Bewegung von der Hinterfüllung weg eintreten wird.

Bemessungsansatz des Erddrucks hinter dem lotrechten Winkelschenkel:

Bei Berücksichtigung der Sohlschubkräfte unterhalb des waagerechten Sporns muß aus der Gleitsicherheitsbetrachtung mindestens die 1,5-fache aktive Erddruckkraft angesetzt werden.

Bezugnehmend auf die Argumentation von JONES (1979), s. Bild 3, und die Arbeit von SPOTKA (1977) wird folgender Bemessungsvorschlag gemacht

$$E_h = (E_{ah} + E_o)/2 + \text{Verdichtungs-erddruck nach SPOTKA.}$$

Bei der Ermittlung von  $E_{ah}$  wird in der Regel ein Wandreibungswinkel von  $\delta = 2/3 \phi'$  angesetzt. Für die Ermittlung der Vertikalkomponente des Erddrucks darf nur der Anteil des aktiven Erddrucks berücksichtigt werden.

Standsicherheit:

Obwohl, wie in Abs. 2.3 beschrieben, in der Regel im Grenzfall eine Rotationsbewegung auftritt und demzufolge kreisförmige Gleitfugen in der Hinterfüllung entstehen, sollte sicherheitshalber der Ansatz des aktiven Erddrucks nach Coulomb für den Gleit- und Grundbruchsicherheitsnachweis beibehalten werden.

## 7. SCHLUSS

Die aus den vorliegenden Versuchen und Berechnungen gewonnenen Erkenntnisse lassen es dringend notwendig erscheinen, sowohl die Bewegungsmöglichkeiten von Stützwänden als auch die ihrer Hinterfüllung genau zu erkunden und als Folge den jeweils adequate Erddruckansatz zu wählen.

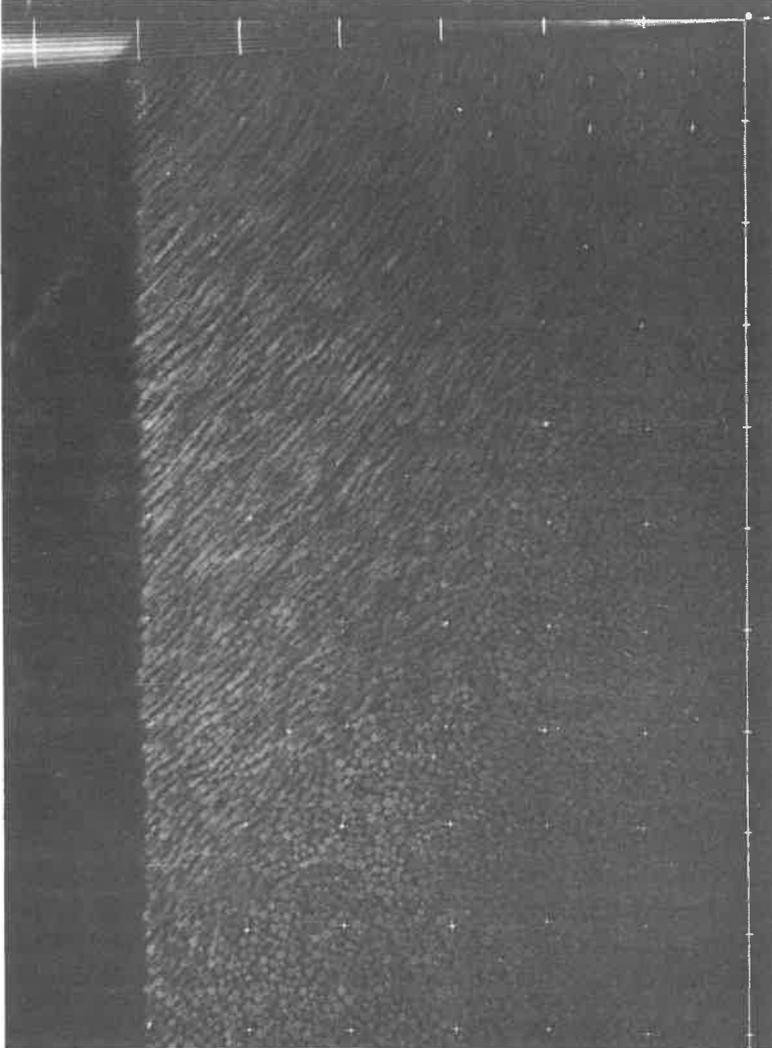
Es zeigt sich, daß bei der Teilmobilisierung von Erddrücken und bei Berücksichtigung der bei Stützwänden wirkenden Interaktion von Erddruck - Sohlspannung - Baugrundverformung Erddruckansätze zu berücksichtigen sind, die in ihrer Größe und Verteilung von der bisherigen praktischen Handhabung abweichen.

Für Wände mit absackender Hinterfüllung ergeben sich erhöhte Erddrücke, die teilweise über den rechnerischen Erdrühdruk hinausgehen.

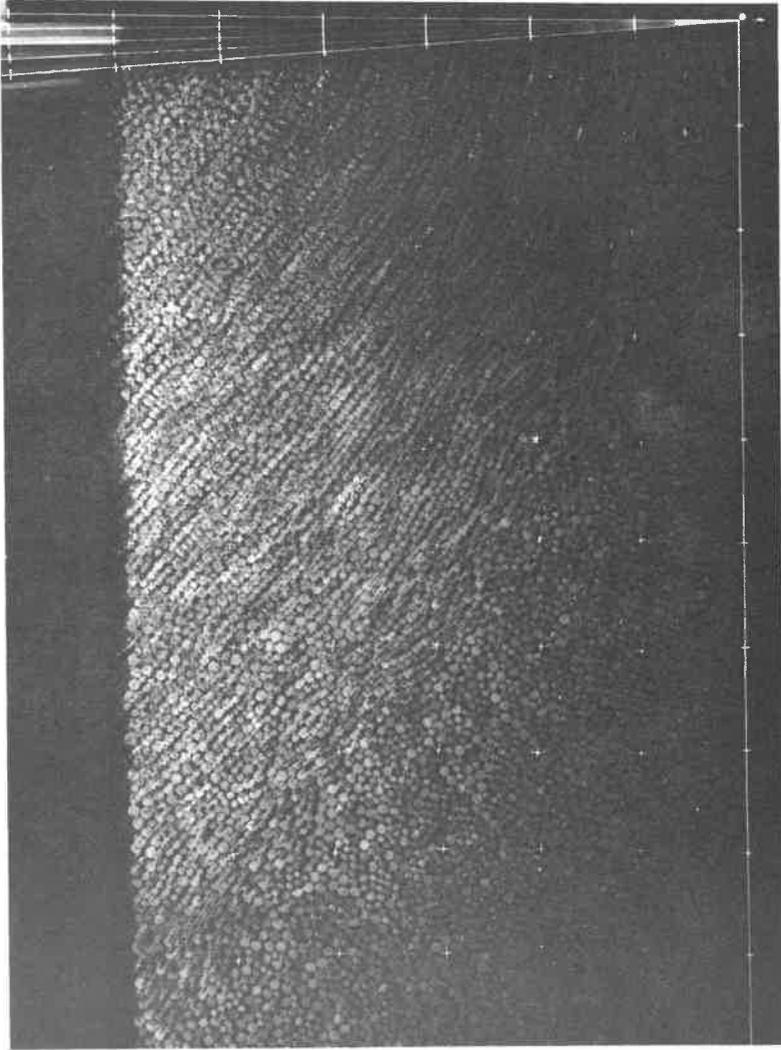
Die aufgezeigten erhöhten Erddrücke müssen nicht in allen Fällen Anlaß zu einer stärkeren Bemessung von Stützwänden und Widerlagern sein. Die zusätzlich auftretenden Beanspruchungen in den Bauwerksteilen können nämlich nach DIN 1045 und DIN 1072 größtenteils als Zwangsgrößen behandelt werden.

## ANLAGEN

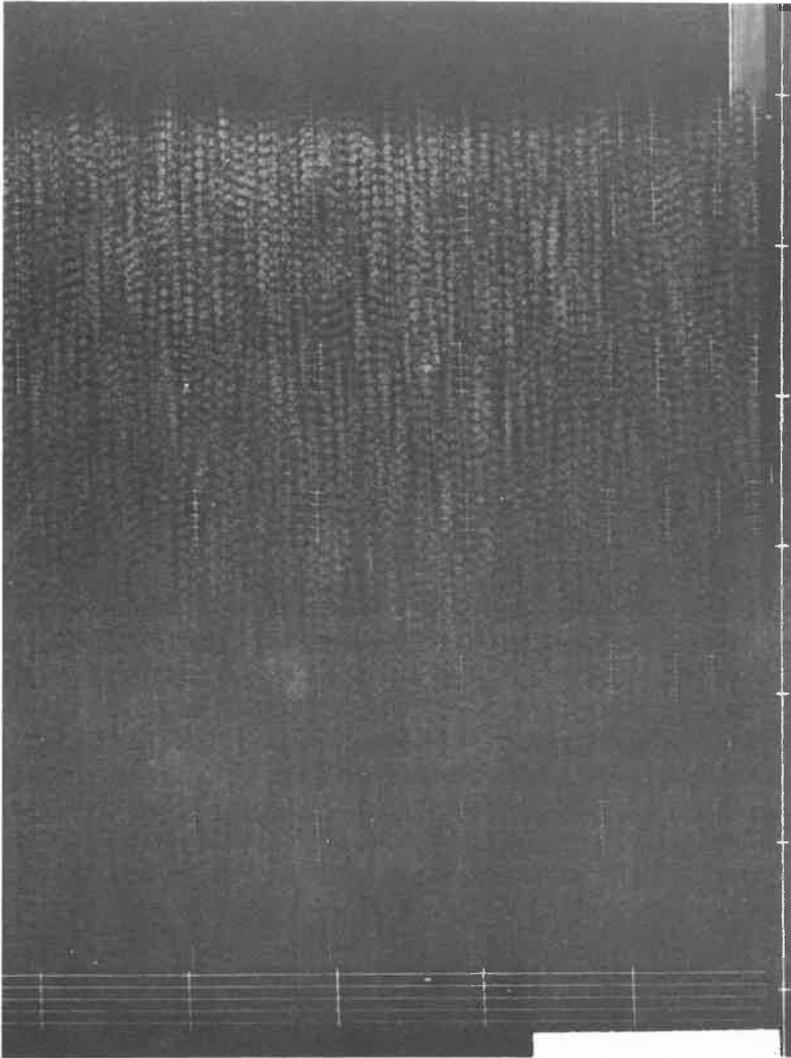




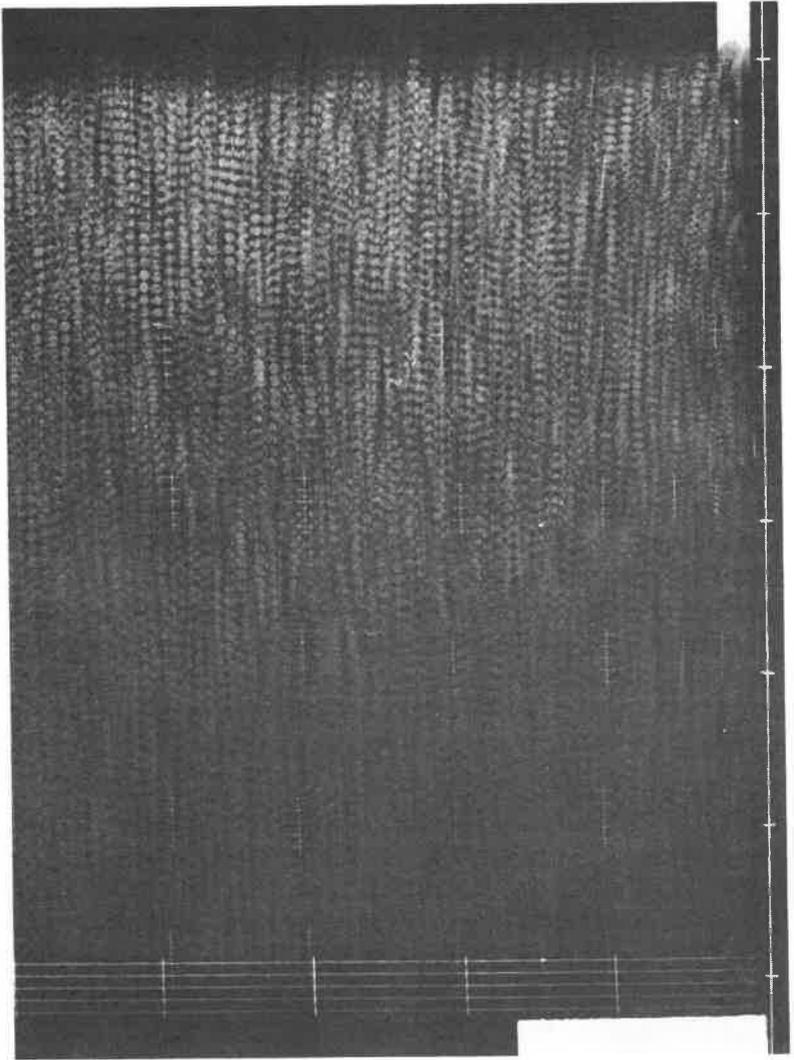
Schnebelli-Versuch: Wanddrehung gegen Hinterfüllung (passiv)



Schneebeli-Versuch: Wandraehung von Hinterfullung weg (aktiv), anschließend gegen Hinterfullung (passiv), analog der Großversuche A



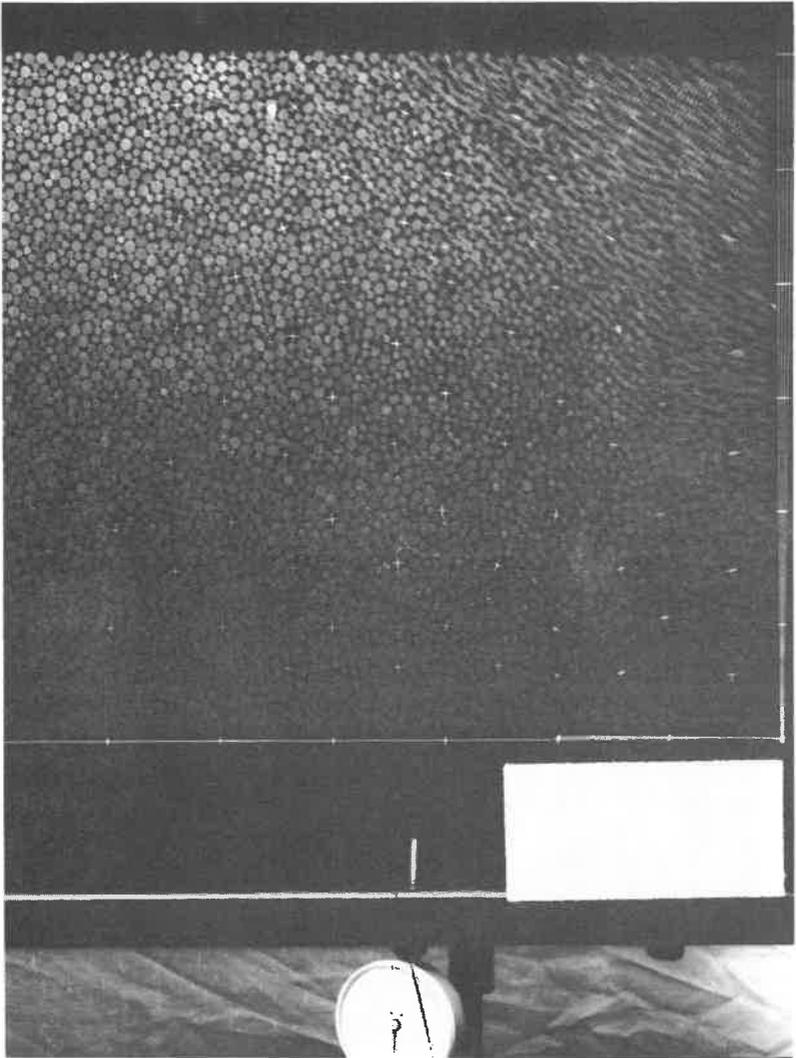
Schneebeli-Versuch SG: absackende Hinterfüllung, Wandoberfläche  
aus Glas



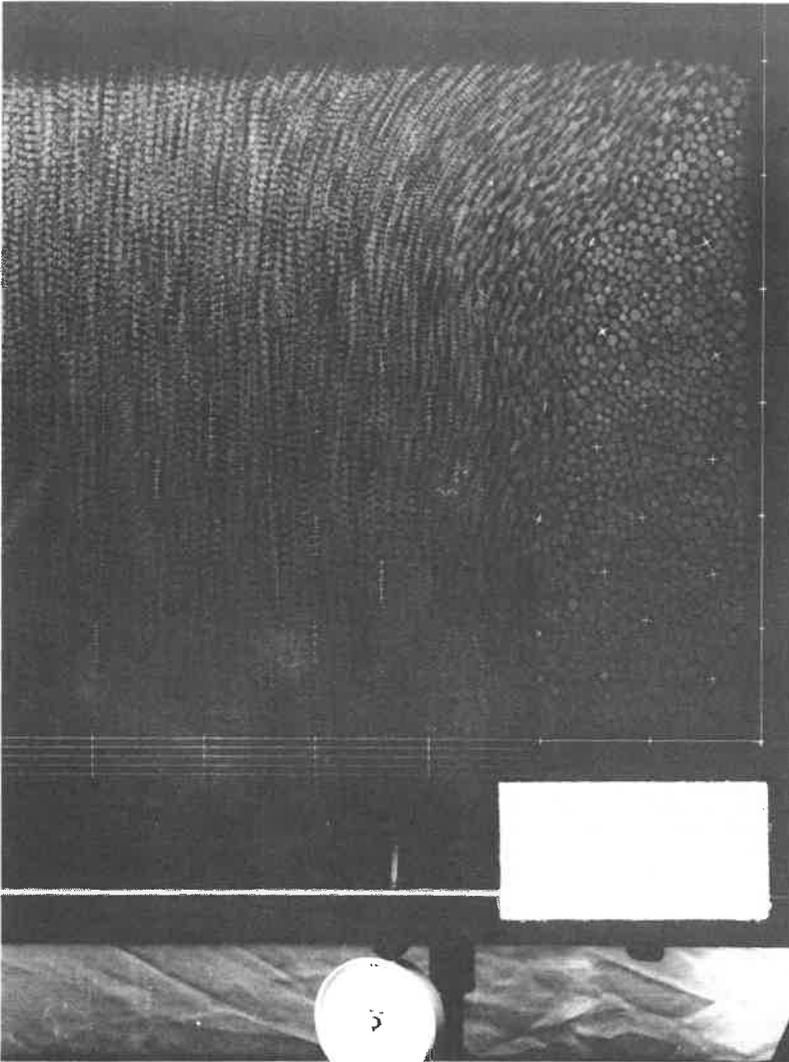
Schneebeli-Versuch SM: absackende Hinterfüllung, Wandoberfläche  
aus Stahl mit Anstrich



Schneebeli-Versuch SR: absackende Hinterfüllung, Wandoberfläche  
aus Schmirgelleinen



Schneeseli-Versuch: Winkelstützwand, fußpunktdrehend,  
kreisförmige Verschiebungsmoden bei  
Drehung weg von der Hinterfüllung



Schneebeli-Versuch: Winkelstützwand in Ruhe,  
absackende Hinterfüllung

FESOIL-PROGRAMM

PROGRAMM

zur Berechnung ebener geomechanischer Aufgaben nach der Methode der Finiten Elemente, wobei vor allem die Simulation von Bauabläufen geleistet wird.

Entwickelt von Prof. Wayne CLOUGH, Stanford University, USA; überarbeitet von Norbert Vogt am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

---

ELEMENTE

des ebenen Verschiebungszustands:

- (1) Isoparametrisches Viereckelement mit speziellem quadratischen Verschiebungsansatz (10 Freiheitsgrade)
- (2) Kontaktelement zur Simulation von Scherverbund und von Klaffungen zwischen Boden und Bauwerk (8 Freiheitsgrade)
- (3) Stabelement für Anker und Steifen (4 Freiheitsgrade)



---

STOFFGESETZE:

Im einzelnen Lastschritt linear elastisch. Bei den Scheibenelementen sind die elastischen Parameter G (Schubmodul) und K (Kompressionsmodul) spannungsabhängig nach einem modifizierten Ansatz von DUNCAN/CHANG (hyperbolischer Ansatz).

Bei den Übergangselementen ist die Normalsteifigkeit konstant, die Schubfestigkeit spannungsabhängig nach einem hyperbolischen Ansatz von CLOUGH/DUNCAN.

---

ITERATION:

Methode der tangentialen Steifigkeit.

---

MÖGLICHE LASTFÄLLE:

- Eigengewicht - Aushub - Hinterfüllung
- Strömungsdruck
- Einbau von Ankern oder Steifen mit oder ohne Vorspannung
- Verteilte Randlasten - Einzelrandlasten
- Vorgeschriebene Verschiebungen - Temperaturänderungen.

---

DATENEINGABE:

Formatfrei von Karten oder Bildschirm. Evtl. Datenübernahme aus früherem Lauf von Band. Programminterne Generierung für Koordinaten, Topologie, Randbedingungen, einige Lastfallarten.

---

DATENAUSGABE:

- Speziell gewünschte Ergebnisse auf Zeilendrucker. Alle Ergebnisse werden auf Platte oder Band gespeichert, so daß Ausgabe nachträglich gewünschter Ergebnisse möglich ist.
  - Zeichnerische Ausgabe von Spannungen in definierten Schnitten.
  - Zeichnungen des verformten Netzes möglich.
  - Tabellarische Übersicht von Spannungen an bestimmten Stellen zu verschiedenen Lastfällen.
  - Unterbrechung des Programms möglich (re-start).
-

KONTROLLEN:

Überprüfung der Daten auf Plausibilität  
 Flächen- und Summenkontrollen  
 Übersichtliche Ausgabe der Eingabedaten und Plotten des Netzes  
 Gleichgewichtskontrolle  
 Kontrolle der richtigen Lösung des Gleichungssystems.

PROGRAMM-INTERNA:

Aufstellen einer symmetrischen Bandmatrix. Beim Einbau der Randbedingungen wird die Anzahl der Unbekannten nicht reduziert. Gleichungslösung nach GAUSS mit einer Äquilibration.

Max. Anzahl der Unbekannten: bei Kernspeicherkapazität von 57.000 Wörtern (dezimal) etwa 2.000 Unbekannte. Rechenzeitbedarf bei z.B. 1.000 Unbekannten, Bandbreite 50, 12 Lastschritten und je 4 Iterationen: 900 sec an CYBER 74.

Beziehungen zwischen E, v, G, K

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad ; \quad E = \frac{9G - K}{3K + G}$$

$$(o) \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G}$$

Gleichung [10] von Duncan/Chang (1970) für hyperbolische Beziehung des tangentialen E-Moduls :

$$(1) \quad E_t = E_i (1-R_f S)^2 \quad (3) \quad \frac{E_i}{3K_t} = (1-2\nu_o)$$

Ableitung für  $G_t$  :

analog für Belastung :

$$(2) \quad K_t = \frac{E_i}{3(1-2\nu_o)} \quad (4) \quad \frac{E_t}{3K_t} = (1-2\nu_t)$$

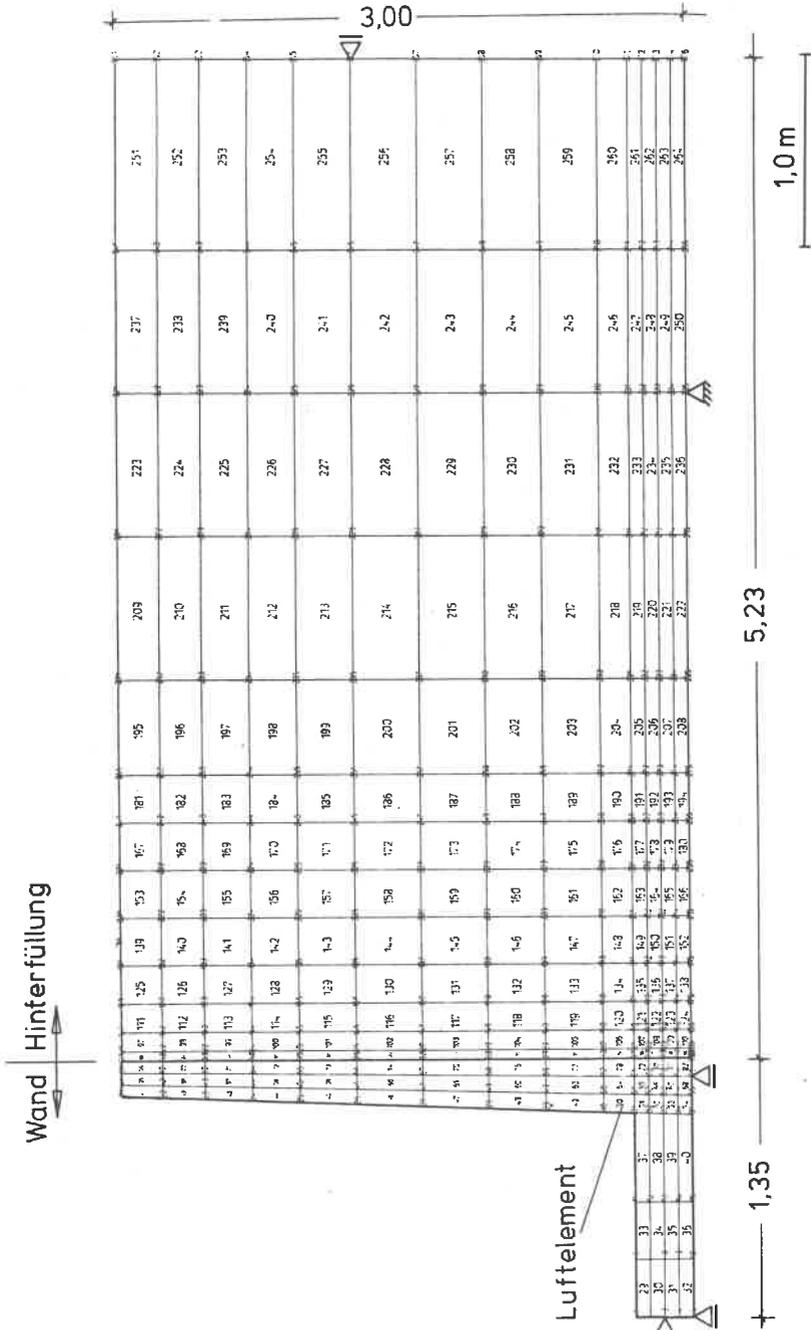
$$(5) \quad \nu_t = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{E_t}{3K_t} \quad \text{mit (1) folgt :}$$

$$= \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{E_i}{3K_t} (1-R_f S)^2 \quad \text{mit (3) folgt :}$$

$$= \frac{1}{2} - \frac{1}{2} (1-2\nu_o) (1-R_f S)^2$$

analog (o) gilt mit (1) und (5) :

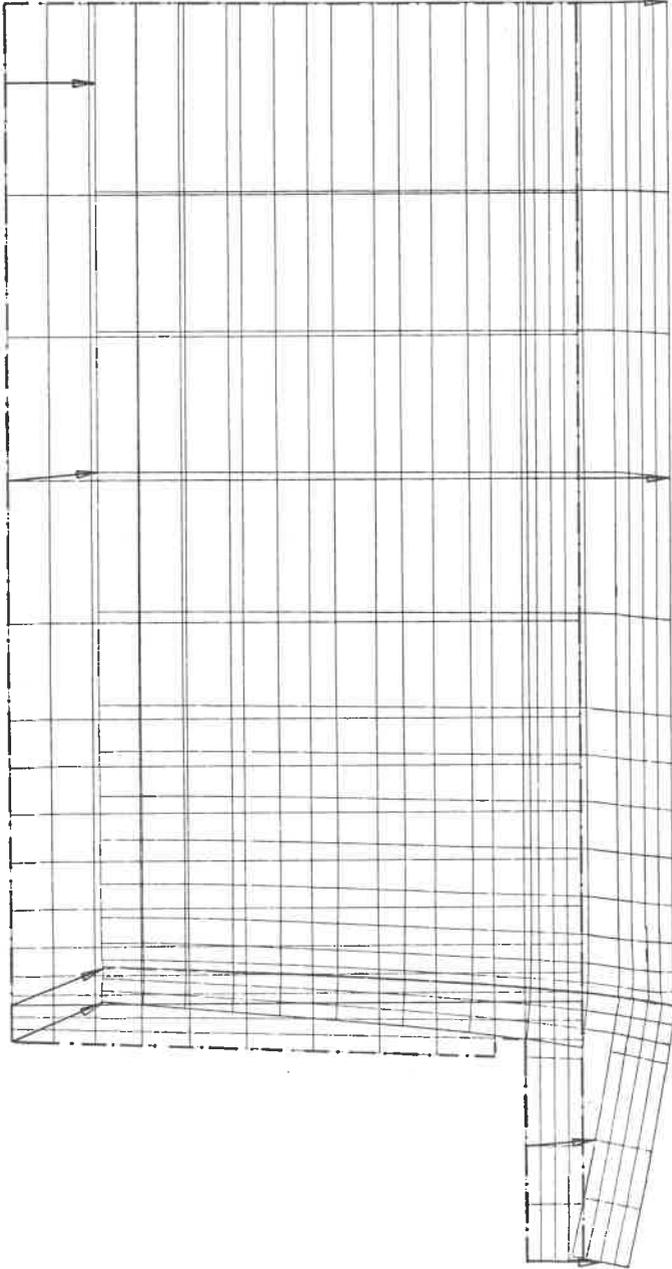
$$G_t = \frac{E_t}{2(1+\nu_t)} = \frac{E_i (1-R_f S)^2}{3-(1-2\nu_o)(1-R_f S)^2}$$



FE-Netz mit Versuchswand und Hinterfüllung

STOFFPARAMETER FÜR VERSUCHE (S) UND FEM-RECHNUNG (FEV)

Material	Versuch/ Rechnung	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ ' bzw. $\delta$ Altgrad	$K_o$	$\nu$	E MN/m <sup>2</sup>	$R_f$	n	A/ $K_I$	B
Übergangselemente für alle FEM- Rechnungen	-	-	30	-	-	-	0.87	1.0	$K_I =$ 75000	-
Beton für alle FEM-Rechnungen		24.5	-	-	0.2	$1.0 \cdot 10^4$	-	-	-	-
Sand	S 3	16.6	32.5	0.463	-	-	-	-	-	-
	S 7	17.6	35.0	0.426	-	-	-	-	-	-
	FEV 51	16.5	36	0.412	0.292	-	0.93	1.1	$A =$ 500	1000
	FEV 6	18.0	40	0.357	0.26	-	0.87	0.63	$A =$ 940	1880
	FEV 162	16.5	-	-	0.30	57.0	-	-	-	-
	FEV 163	16.5	-	-	0.30	19.0	-	-	-	-



1000 mm  
5 mm

— — unverschoben  
- - - verschoben

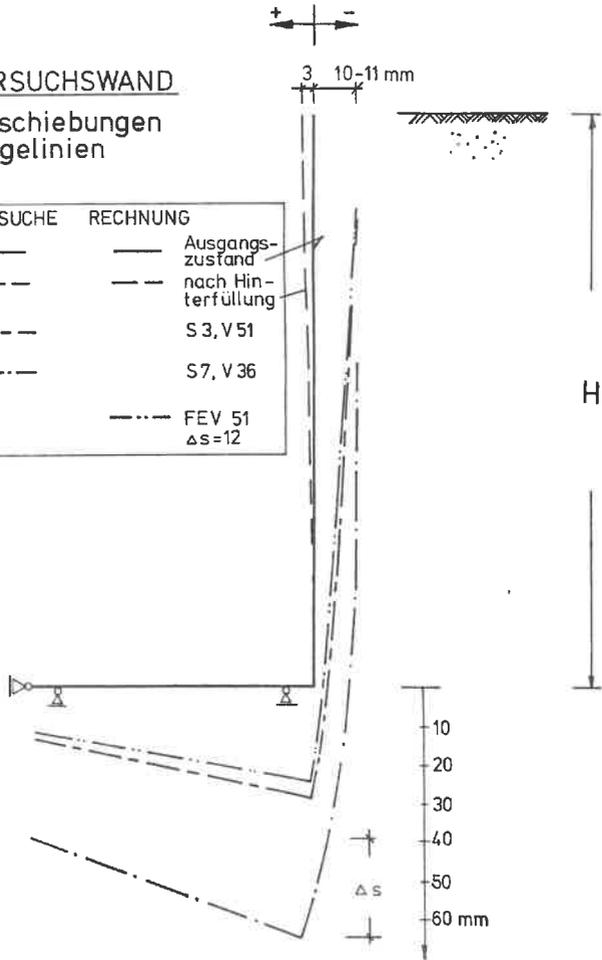
FEV 51, TANV =  $9,6 \cdot 10^{-3}$

Maßstab des Netzes  
Maßstab der Verschiebung

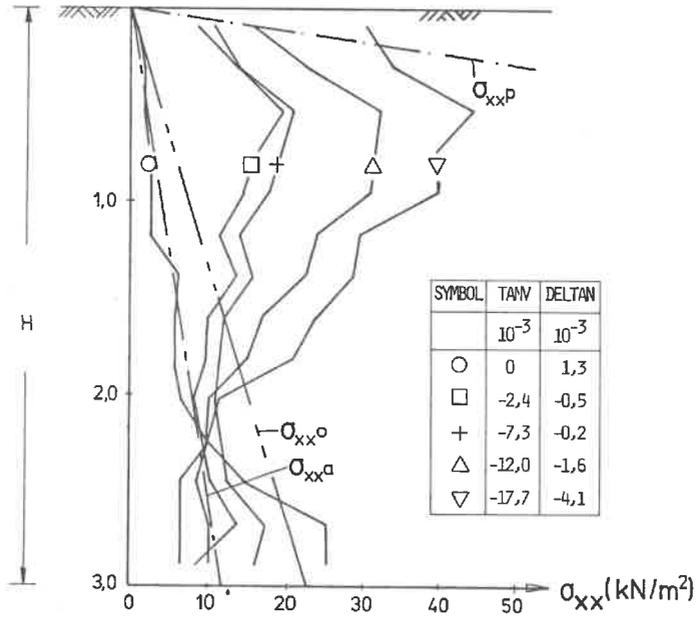
FE-Netz nach Verschiebung

**VERSUCHSWAND**  
**Verschiebungen**  
**Biegelinien**

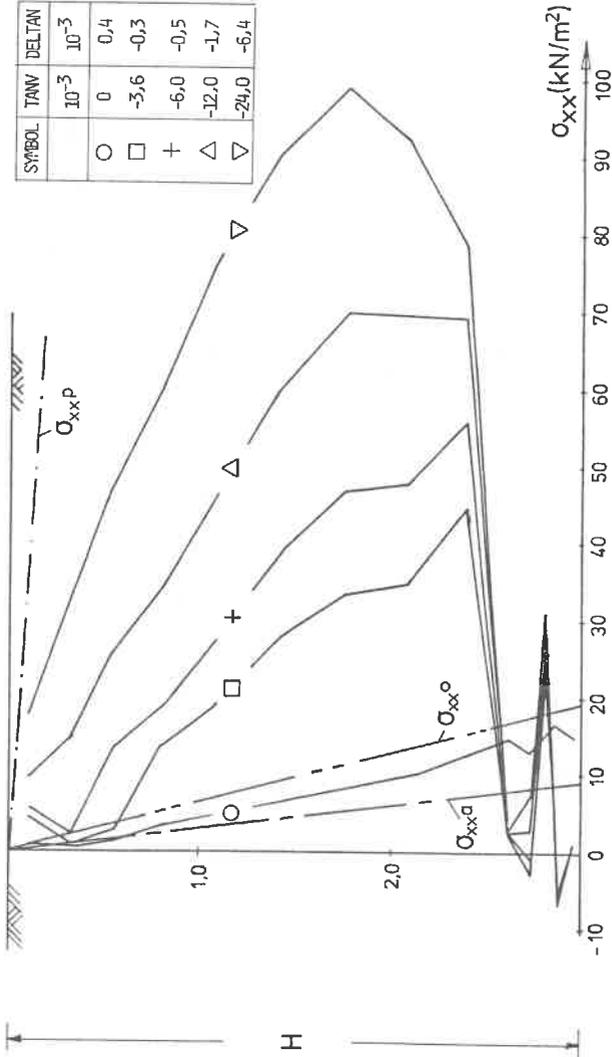
VERSUCHE	RECHNUNG
—	Ausgangszustand
- - -	nach Hinterfüllung
- - - -	S 3, V 51
- . - . -	S 7, V 36
- · - · -	FEV 51 $\Delta s = 12$



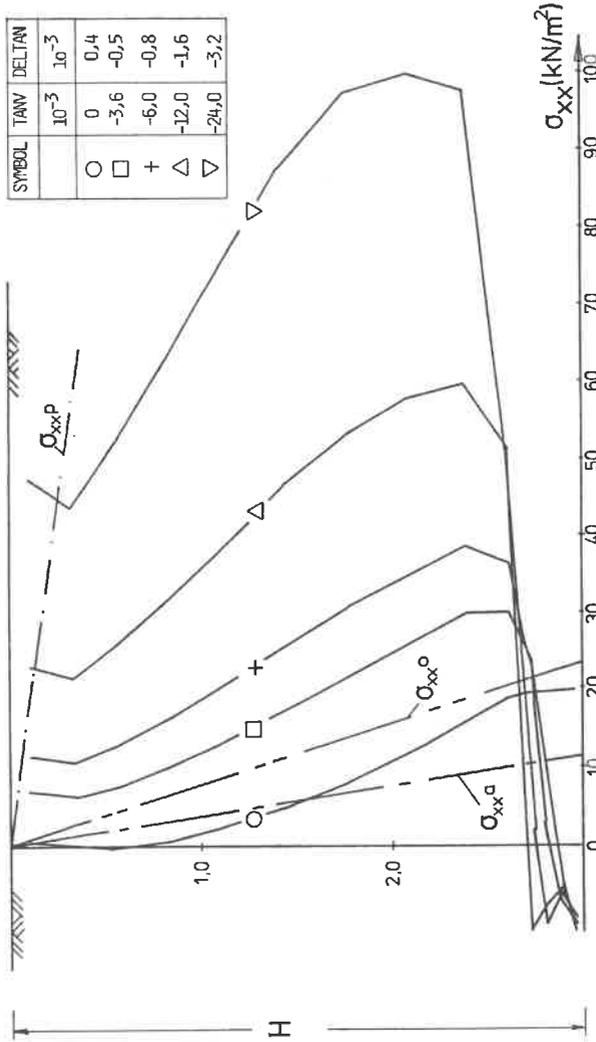
Biegelinien der Wand bei Versuchen und nach Rechnung



Versuch S 7,  $\sigma_{xx}$ -Spannungen über Wandhöhe mit zunehmender Drehung



FEV 6.  $\sigma_{xx}$ -Spannungen über Wandhöhe mit zunehmender Drehung

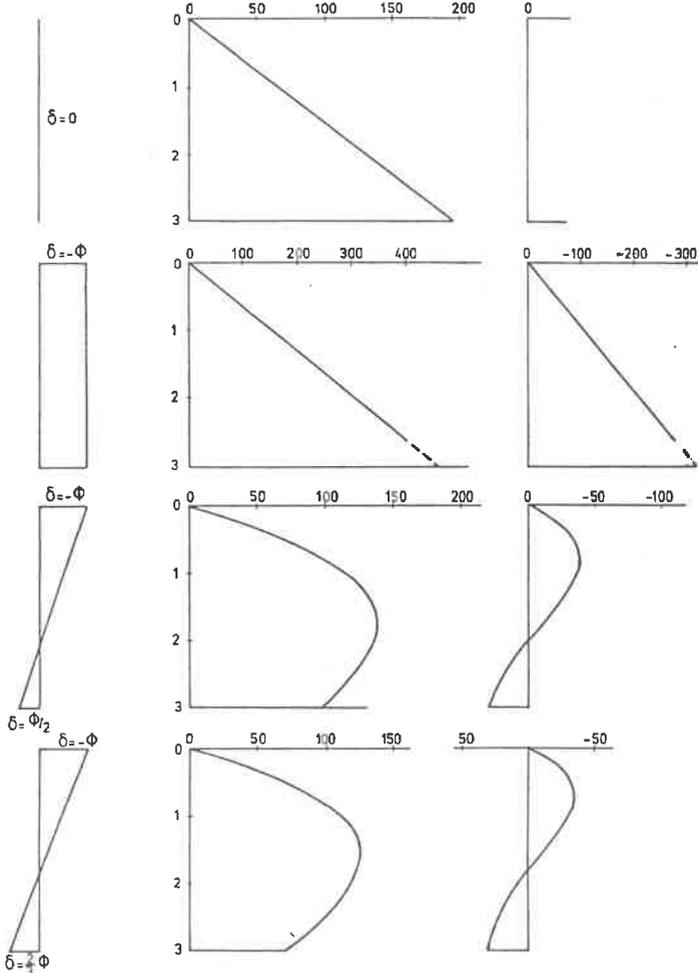


FEV 163,  $\sigma_{xx}$ -Spannungen über Wandhöhe mit zunehmender Drehung

Ansatz der Verteilung  
des Wandreibungswinkel  $\delta$   
über Wandhöhe

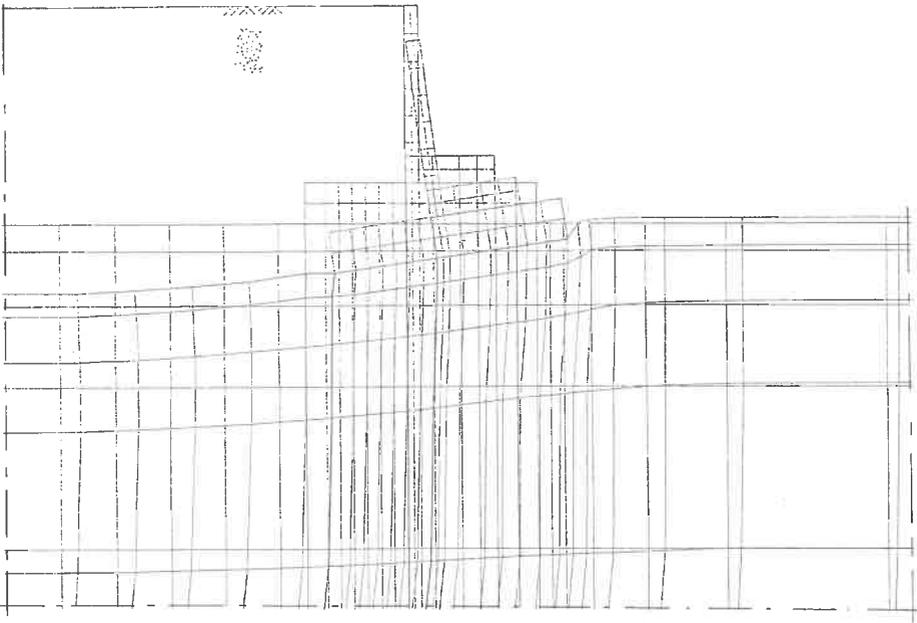
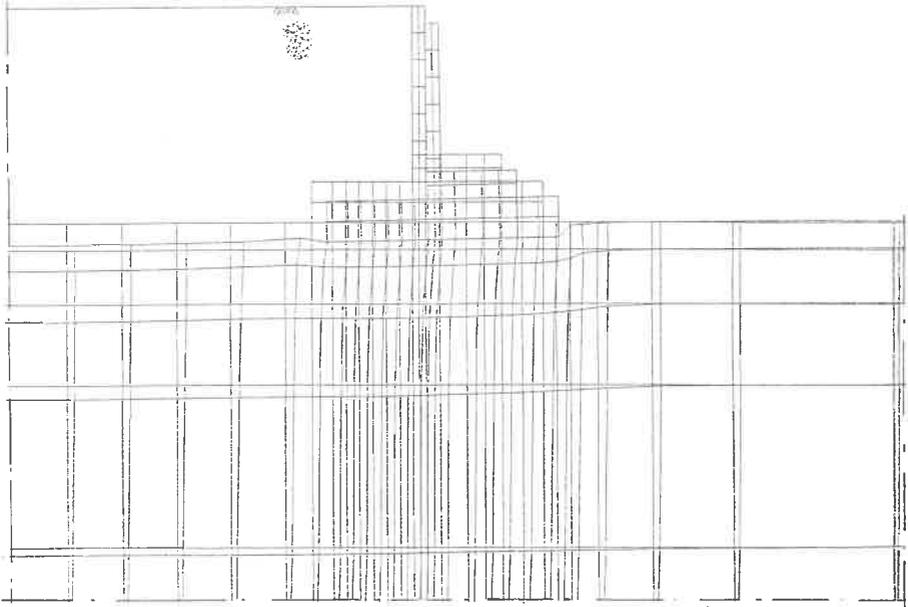
Normalspannung  
(kN/m<sup>2</sup>)

Schubspannung  
(kN/m<sup>2</sup>)

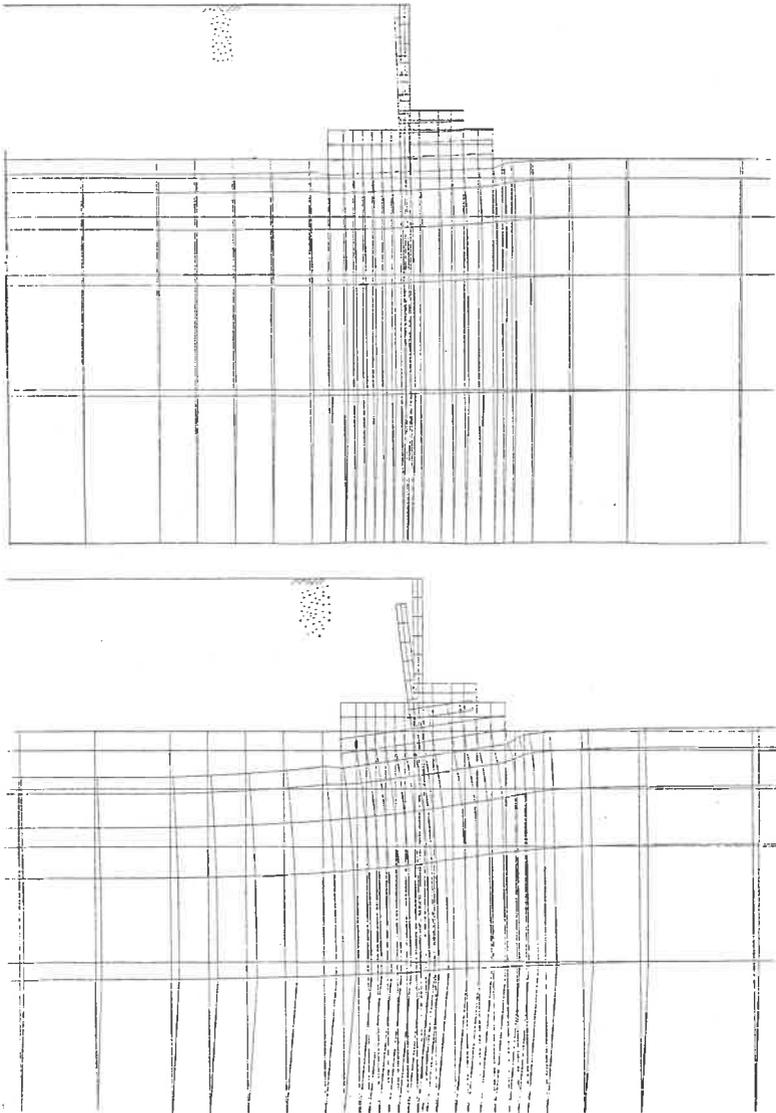


Rechenergebnisse für Normal- und Schubspannungsverteilung  
über der Wand bei unterschiedlichem Ansatz des Wandreibungswinkels  $\delta$ , nach SÄLDEN (1980)



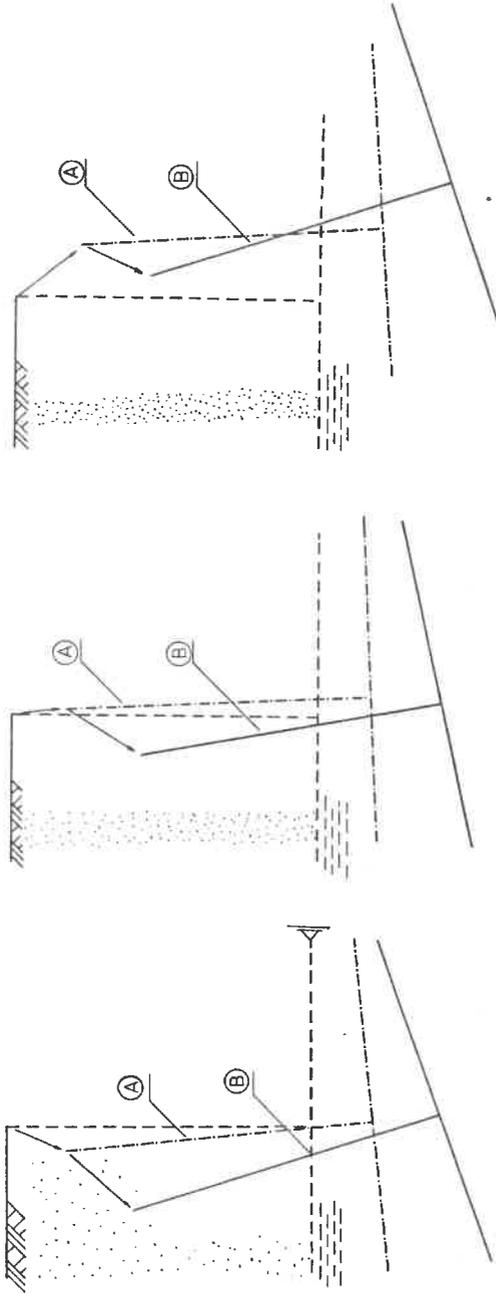


FEB 8 (Widerlager, horizontal verschieblich)  
oben: FE-Netz nach Beendigung der Hinterfüllung ;  
unten: -"- nach Beendigung der "Konsolidation"  
M. der Verschiebungen/M. des Netzes = 50/1



FEB 80 (Widerlager, horizontal unverschieblich)  
oben: FE-Netz nach Beendigung der Hinterfüllung  
unten: FE-Netz nach Beendigung der "Konsolidation"  
M. der Verschiebungen/M. des Netzes = 50/1

Widerlagerverschiebung (schemat.)



$$\frac{M.(WL)}{M.(u)} = \frac{50}{1}$$

FEB 431  
V=0,4

FEB 432  
V=0,2

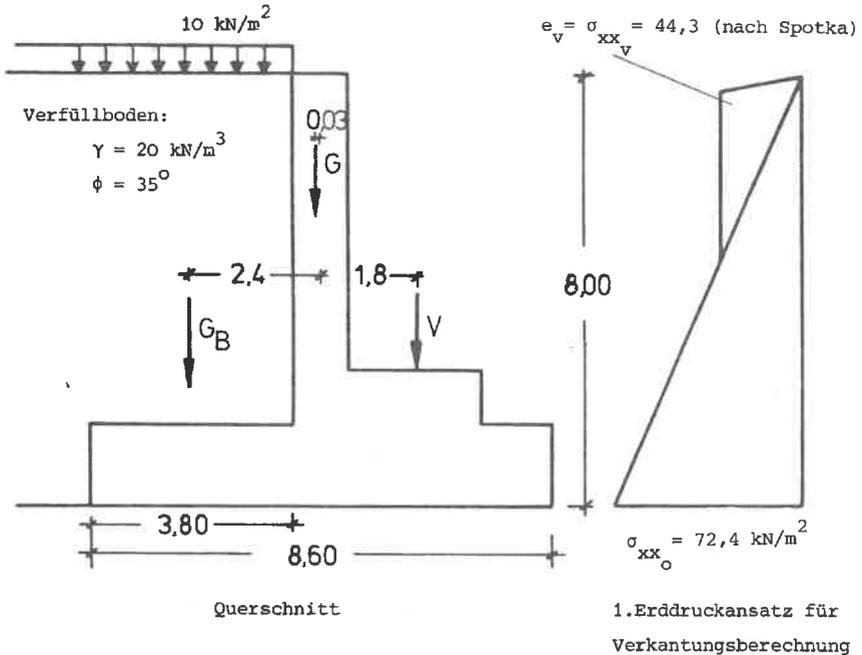
FEB 80

Schematische Darstellung der Widerlagerverschiebungen nach verschiedenen FEM-Berechnungen;  
Ⓐ = nach Beendigung der Hinterfüllung; Ⓑ = nach Ende der "Konsolidation"

Anl. 5.11

Berechnung der Verkantung des Widerlagers (Länge  $L = 13,3$  m)

System der Wand



Lasten :

Eigengewicht :  $G = 7450 \text{ kN}$  ,  $M_x = 260 \text{ kNm}$

Bodenauflast :  $G_B = 6540 \text{ kN}$  ,  $M_x = -15700 \text{ kNm}$

Erddruck :  $K_o = 0,426$   $\sigma_{xx} = 72,4 \text{ kN/m}^2$

$K_{ph} = 9,23$   $\sigma_{xx_v} = \gamma \cdot 0,4b_v \cdot K_{ph} = 44,3 \text{ kN/m}^2$  +)

$E_{(o+v)} = 4794 \text{ kN}$

$M_{(o+v)} = 7882 \text{ kNm}$

Überbau :  $V = 2500 \text{ kN}$  (Dauerlast, Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt)

+ ) angenommene Breite des Verdichters:  $b_v = 0,6 \text{ m}$

Lasten, insgesamt:  $V = 16490 \text{ kN}$   
 $H = 4794 \text{ kN}$   
 $M_x = -3058 \text{ kNm}$

nach DIN 4019, Teil 2 :

$$\text{für } \nu = 0,5 : \tan \alpha = \frac{12 \cdot M}{\pi \cdot L \cdot b^2 \cdot E_m} = \frac{12 \cdot (-3058)}{\pi \cdot 13,3 \cdot 8,6^2 \cdot 20000} = -0,6 \cdot 10^{-3}$$

aus Dammeinfluß, nach Spannungseinflußtafeln von Newmark (Voraussetzung  $\nu = 0,5$ )

$$\tan \alpha = \frac{-(116,5-57)}{8600} = -6,9 \cdot 10^{-3}$$

$$\tan \alpha_{\text{gesamt}} = -7,5 \cdot 10^{-3}$$

Ermittlung des erhöhten Bemessungserdodrucks nach Bild 43 :

$$KM = K_o + 32 |\tan \alpha| = 0,426 + 32 |0,0075| = 0,67$$

$$\sigma_{xx \text{ cal}} = \gamma \cdot H \cdot \frac{KM}{2} = 20 \cdot 8 \cdot \frac{0,67}{2} = 53,6 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

Teilmobilisierter Erdwiderstand;

Vergleich der Versuchsergebnisse mit Angaben in DIN 4085, Berechnung des Erd-  
drucks für Grundbauwerke, Entwurf 1980,

In Gleichung (21) der Erläuterungen der DIN heißt es für mitteldicht gelager-  
ten nichtbindigen Boden:

$$[E_p] = [1 - (S-1)^2]^{1/2}$$

Hierin bedeuten:

$$[E_p] = \frac{E_p - E_o}{E_{p \max} - E_o} \rightarrow \frac{K - K_o}{K_p - K_o}$$

$S = y/y_{\max} = \text{vorhandene Wandbewegung} / \text{erforderliche Wandbewegung für } E_{p \max}$

Vergleich dieser Angaben mit großmaßstäblichen Versuchen:

Bodenkennwerte:

$\phi' = 35^\circ$  (mitteldicht bis dichter Sand)

$\delta = -2/3\phi'$

daraus ergibt sich :

nach Coulomb:  $K_{ph} = 9,23$

nach Jaki:  $K_o = 0,426 = 1 - \sin \phi'$

Vergleichsversuch S7, s. Bild 33, S.48:

$KM = K = K_{\max} \cong 1,0$  bei Fußpunktdrehung der Wand von etwa  $-0,004$ .

Somit ist

$$\frac{K_{\max} - K_o}{K_{ph} - K_o} = \frac{1,0 - 0,426}{9,23 - 0,426} = 0,065$$

nach Gleichung 21:

$$S = -0,004 / -0,1 = 0,04$$

$$[1 - (S-1)^2]^{1/2} = [1 - (0,04-1)^2]^{1/2} = 0,28 \neq 0,065$$

Der Hauptgrund dieser Abweichung ist die parabelähnliche Erddruckverteilung  
im Versuch. Das Intergral über die Erddruckspannungen ergibt einen viel  
kleineren Erddruck als bei der dreiecksförmigen Verteilung, die beim  
Coulomb'schen Erddruckansatz zugrunde liegt.

## SCHRIFTTUM

- (1977): Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken.  
Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln
- v.Becker, P. (1970): Erddruck- und Wandbewegungsmessungen an zwei hohen Flügelwänden eines Brückenwiderlagers. Die Bautechnik, 9, 306 - 313
- Brinch-Hansen, J. (1965): Some stress-strain relationships for soils. Proc.6.ICSMFE, Montreal, 1, 231 - 234
- Briske, R. (1953): Erddruckverlagerung bei Spundbauwerken. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Broms, B.B./Ingelson, I. (1971): Earth pressure against the abutments of a rigid frame bridge. Géotechnique 21, 15 - 28
- Broms, B.B./Ingelson, I. (1972): Lateral earth pressure on a bridge abutment. Proc. 5th Europ.Conf. SMFE, Madrid, 2, 117 - 123
- Casagrande, L. (1973): Comments on conventional design of retaining structures. J. Soil Mech.Found.Div., Proc. ASCE 99, 181 - 198
- Clough, G.W./ Duncan, J.M. (1971): Finite element analysis of retaining wall behavior. J. Soil Mech.Found.Div., Proc. ASCE 97, 1657 - 1673
- Coyle, H.M. et.al. (1974): Field measurements of lateral earth pressures on a cantilever retaining wall. Transp.Res.Rec. No. 517, 16 - 29
- Duncan, J.M./ Chang, C.-Y. (1970): Nonlinear analysis of stress and strain in soils. J. Soil Mech.Found.Div., Proc. ASCE 96, 1625 - 1653
- Gudehus, G. (1980): Grundbautaschenbuch. 3. Aufl., Teil 1, Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin/Düsseldorf/München
- Gudehus, G. (1974): Konstruktion statisch möglicher Spannungsfelder in Erdkörpern. Straße/Brücke/Tunnel, 6, 157 - 161
- Hilmer, K. (1976): Erddruck auf Schleusenkammerwände. Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart, Mitt. 6
- Ingold, T.S. (1979): Retaining wall performance during back-filling. J.Géotechn. Eng., Proc. ASCE 105, 613 - 626
- James, R.G./ Bransby, P.L. (1970): Experimental and theoretical investigation of a passive earth pressure problem. Géotechnique 20, 17 - 37

- Jones, C.J.F.R. (1975): Earth pressure against the abutments and wing walls of standard motorway bridges. Géotechnique 25, 731 - 742
- Jones, C.J.F.R. (1979): Current practice in designing earth retaining structures. Ground Eng., 12, 6, 40 - 45
- Kézdi, A. (1962): Erddrucktheorien. Springer Verlag, Berlin
- Laumans, Q. (1977): Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens. Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart, Mitt. 7
- Malcharek, K. (1976): Forschungsbericht. Sprawozdanie 1, Instytut Drog i Mostow, Politechniki Slaskiej, Glawice, Polen
- Mörsch, E. (1926): Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung. Bd. 2, 5. Aufl., Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart
- Müller, K.-H. (1973): Erddruckmessungen an einem hohen Brückenwiderlager. Baumasch. u. Bautechn., 20, 5, 169 - 173
- Nendza, H. (1973): Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken. Tiefbau/Ingenieurbau/Straßenbau, 8, 698 - 702
- Neumeuer, H. (1960) Erddruck und Erdwiderstand. Deutsche Ges.f.Erd- und Grundbau, Hamburg; jetzt in Essen
- Schad, H. (1979): Nichtlineare Stoffgleichungen für Boden und ihre Anwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart, Mitt. 10
- Pearson-Kirk, D. (1976): Lateral earth pressure exerted by compacted granular materials. Proc.8.Australian Road Res.Board Conf., Perth, 8,4,15 1 - 6
- Roscoe, K.H. et.al. (1963): The determination of strains in soils by a x-Ray-Method. Civil Engineer and Public Works Review, 58, 873 und 1009
- Salden, D. (1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart, Mitt. 12
- Schmidt, H.-H. (1974): Setzungsuntersuchung an einem Hochhaus auf Frankfurter Ton. Institut für Grundbau u. Bodenmechanik, Universität Stuttgart, Diplomarbeit, unveröffentlicht

- Schmidt, H.-H. (1979): Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Bundesminister f. Verkehr, Bonn, F.A. 5.042, G 77 H, unveröffentlicht
- Schneebeli, G. (1957): Une Malogie Mechanique pour l'Etude de la Stabilité des Ouvrages du Terre à Deux Dimensions. Proc. 4 ICSMFE, London, II, 228 - 232
- Smoltczyk, U. (1964): Statische und konstruktive Fragen beim Bau des Leuchtturms "Alte Weser". Bautechnik 41, 203 - 212
- Smoltczyk, U. / Diem, P. / Spotka, H. (1974): Pressure cells for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Ges.f.Erd- und Grundbau, Essen, Deutsche Beiträge zur Geotechnik, 2, 130 - 136
- Smoltczyk, U. / Hilmer, K. (1976): Erddruck auf Schleusenwände. Baugrundtagung Nürnberg, Deutsche Ges.f.Erd- und Grundbau, Essen
- Smoltczyk, U. (1979): Influence of embedment on raft analysis. Proc.Int.Symp.Numerical Methods Geomechanics, Aachen, 4, 1503 - 1511
- Spotka, H. (1977): Einfluß auf die Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand. Baugrundinstitut Stuttgart, Universität Stuttgart, Mitt. 9
- Stroh, D. (1974): Berechnung verankerter Baugruben nach der Finiten Element Methode. Mitt. Versuchsanstalt für Bodenmechanik u. Grundbau, TH Darmstadt, Heft 13
- Terzaghi, K. (1934): Large Retaining Wall Tests. Eng.News.Rec., 2, 136 - 140
- Tschebotarioff, G.P. (1958): Discussions. Proc.of the Brüssels Conf. on Earth Pressure Problems, III, 179 - 182
- Zangl, L.W. (1977): Experimentelle und numerische Untersuchungen eines ebenen Verformungsproblems bei trockenem Sand. Inst.f. Bodenmechanik u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 68



Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner  
Mitarbeiter

---

- [1] Smoltczyk, U. (1974) *Studienunterlagen*  
330 Seiten, broschiert DM 26,50
- [2] Gußmann, P. (1973) *Ausgleichsvorgänge eindimensionaler  
Strömungen bei beliebiger Anfangsbe-  
dingung unter besonderer Berücksich-  
tigung der Konsolidation einseitig  
dräniertes Tonschichten*  
Die Bautechnik 50, 20 - 25 Sonderdruck
- [3] Thamm, B.R. (1973) *Die "Cam-Clay"-Theorie und das  
"Critical-State"-Konzept*  
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 Sonderdruck
- [4] Gußmann, P./ (1973) *Eindimensionale Konsolidation mehr-  
Spotka, H. schichtiger Tonböden*  
Die Bautechnik 50, 265 - 272 Sonderdruck
- [5] Thamm, B.R. (1973) *Anwendung der Finite-Element-Methode  
zur Berechnung von Spannungen in  
wassergesättigten Böden*  
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 Sonderdruck
- [6] Gußmann, P. (1974) *Different methods of evaluating the  
influence of seepage forces on slope  
stability*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 -73
- [7] Gußmann, P./ (1974) *Practical considerations in the application of  
Schad, H. finite element techniques to soil problems*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90
- [8] Gußmann, P./ (1974) *One-dimensional consolidation of multi-layered  
Spotka, H. clays*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102
- [9] Gußmann, P./ (1974) *Two-dimensional consolidation of triaxial test  
Thamm, B. specimen*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117
- [10] Schad, H. et al. (1974) *Stresses in concrete caisson bells*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121
- [11] Smoltczyk, U. (1974) *Improved technique for foundations on slopes*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129
- [12] Smoltczyk, U./ (1974) *Pressure cell for the measurement of normal  
Diem, P./Spotka, H. and shear stress*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136
- [13] Smoltczyk, U./ (1974) *Stabilizing sand grains by overhead water  
Ljörterud, L. pressure in bell bottoms of caisson piles*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141

Die Nrn. 6 bis 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT  
FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preise von DM 20,-- verkauft wird.

- 14| Smoltczyk,U. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*  
et al. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- 15| Gußmann,P./ (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*  
Thamm,B.R. Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
- 16| Gußmann,P. (1974) *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*  
Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck
- 17| Smoltczyk,U./ (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*  
Gußmann,P./Schulz,H. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,--
- 18| Laumans,Q. (1975) *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen*  
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- 19| Smoltczyk,U. (1975) *Graving Dock Foundation on Deep Fill*  
Proc. 1 Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engg.III, 213 - 222
- 20| Smoltczyk,U./ (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*  
Du Thinh Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- 21| Smoltczyk,U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*  
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin, 203-218
- 22| Smoltczyk,U. (1975) *Wie kann man Baugruben verbilligen?*  
Der Architekt 2, 94 - 103
- 23| Smoltczyk,U. (1975) *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*  
Veröff. Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63, 21 - 50
- 24| Smoltczyk,U. (1976) *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*  
Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
- 25| Smoltczyk,U./ (1976) *Erddruck auf Schleusenammerwände*  
Hilmer,K. Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
- 26| Laumans,Q./ (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*  
Schad,H. Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
- 27| Smoltczyk,U./ (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*  
Hilmer,K./Franke,E./ ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233  
Schuppener,B.
- 28| Smoltczyk,U./ (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*  
Seeger,H. Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
- 29| Smoltczyk,U. (1978) *Wagnis Baugrund*  
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
- 30| Hilmer,K./ (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden,*  
Vogt,N. Geotechnik 1, 75 - 83

- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*  
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*  
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*  
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] Schmidt, H.-H. (1978) *Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers*  
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [37] Schmidt, H.-H. (1978) *Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten*  
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [38] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierteter Laborversuche*  
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80*
- [40] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr*
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*  
Berichte Bundesvereinigung Prüffingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [42] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*  
Proc. 7.ECSMF Brighton, 2, 131 - 140

- |43 | Smoltczyk,U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses*  
Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics,  
4, 1503 - 1512
- |44 | Smoltczyk,U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnell-  
bahnstrecke Mannheim-Stuttgart*  
2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 119
- |45 | Smoltczyk,U./Gartung,E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper  
Sandstone.* Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics  
Montreux, 639 - 644
- |46 | Smoltczyk,U./Schmidt,H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruck-  
untersuchungen an Modellwänden*  
Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungs-  
gesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- |47 | Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schad,H. (1980) *Grundbautaschenbuch 3.Auflage  
Teil 1 mit Beiträgen:*  
*1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizie-  
rung des Fachschrifttums und Symbole*  
*1.2 Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren  
in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitset-  
zungen.* Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München

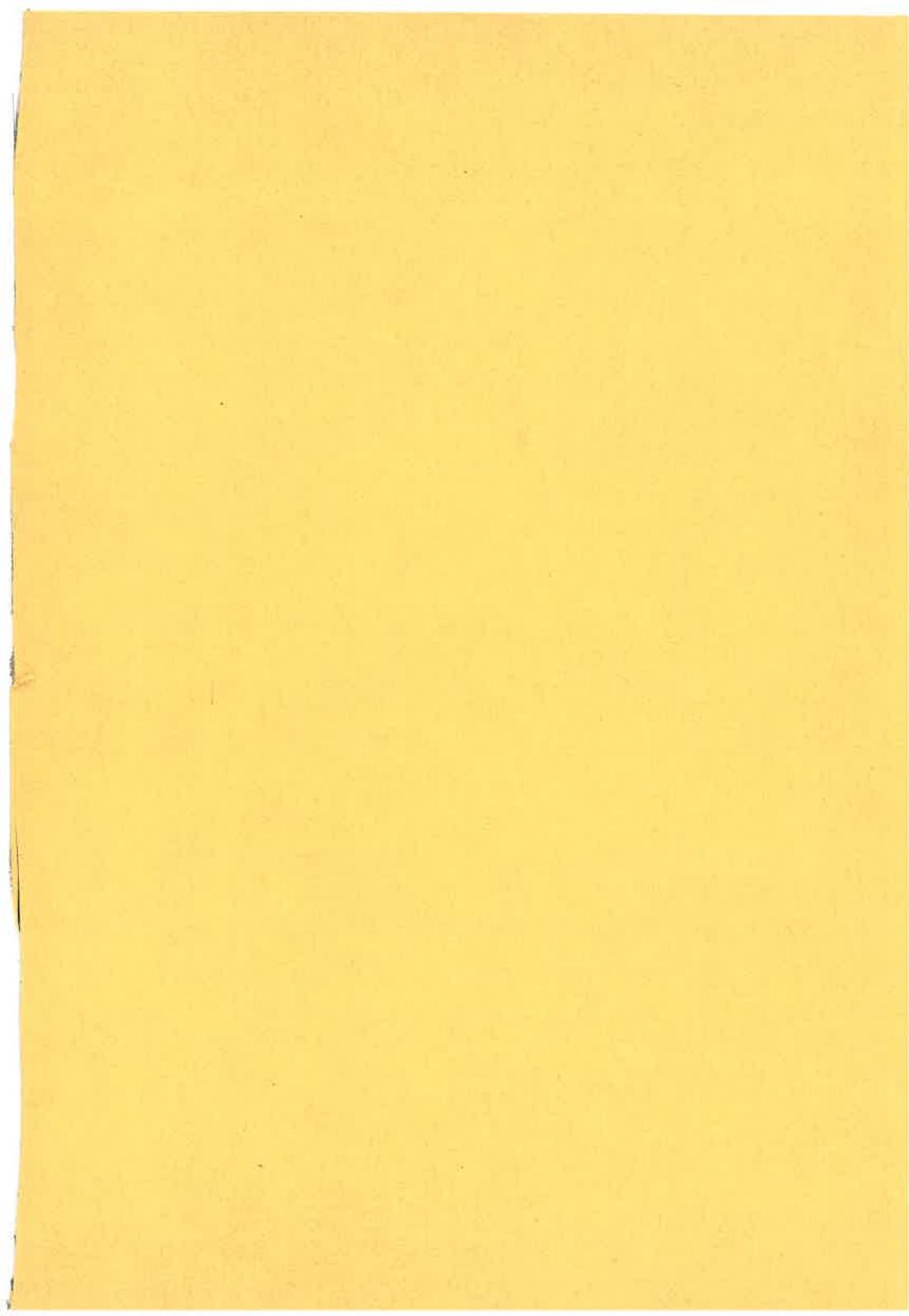
## MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTT GART

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones  
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch  
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß  
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation  
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR  
Pertschi, O./ Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)  
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände  
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens  
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse  
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand  
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben  
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden  
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation  
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten  
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch  
Preis: DM 25,--

Nr. 14 Schmidt, H.-H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund

Preis: DM 25,--



Druck: Polyfoto - Dr. Vogt KG  
Forststrasse 58, Tel.: 0711 / 61 06 41  
7000 Stuttgart 1