

# **Forschungsbericht**

## **Beanspruchung von tiefen Schächten in Deponien**

**T 2722**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Auf Anfrage und gegen Aufpreis können von diesen Vorlagen Farbkopien angefertigt werden.

© Copyright by IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit ausdrücklicher Zustimmung des IRB Verlags.

#### **IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau  
Postfach 80 04 69, 70504 Stuttgart  
Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart  
Telefon ☎ (0711) 9 70-25 00  
Telefax (0711) 9 70-25 08  
Telex 7 255 168 iza d



**RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM**

**Fakultät für Bauingenieurwesen**  
**Institut für Grundbau und Bodenmechanik**  
**Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**

**Forschungsbericht 95-3**

**Beanspruchung von tiefen Schächten in Deponien**

**Az.: 125/2 - 602 48 88**

**Abschlußbericht**

**Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin**

**Beauftragter: Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**

**Projektingenieure: Dr.-Ing. D. König**  
**Dipl.-Ing. O. Syllwasschy**

**Bochum, November 1995**

Inhaltsverzeichnis:

1. Einleitung
2. Zentrifugen-Modelltechnik
3. Zentrifugen-Modellversuche mit radialsymmetrischer Belastung
  - 3.1 Allgemeines
  - 3.2 Versuchsbeschreibung
  - 3.3 Versuchsergebnisse
  - 3.4 Diskussion der Ergebnisse
4. Zentrifugen-Modellversuche mit asymmetrischer Belastung
  - 4.1 Allgemeines
  - 4.2 Versuchsbeschreibung
  - 4.3 Versuchsergebnisse
  - 4.4 Diskussion der Ergebnisse
5. Berechnungen zur symmetrischen Belastung
6. Berechnungen zur asymmetrischen Belastung
  - 6.1 Bestehende Ansätze
  - 6.2 GDA - Empfehlungen
  - 6.3 Bemessungskonzept für asymmetrische Beanspruchung
7. Zusammenfassung und Ausblick

## 1. Einleitung

In bestehenden Deponien ist eine beträchtliche Anzahl an tiefen Schächten eingebaut, die Belastungen ausgesetzt sind, die von herkömmlichen Schachtbauwerken nicht bekannt sind. Die Beanspruchungen werden hervorgerufen durch gleichmäßige und ungleichmäßige radiale Spannungen, welche von dem Abfall auf die Schachtkonstruktion wirken, und negative Mantelreibung, die durch große Setzungen des Abfalls aktiviert wird. Als Folge werden Schäden an den Schächten in Form von erheblichen Verformungen bezüglich des Durchmessers und der vertikalen Ausrichtung, sowie daraus resultierende Brucherscheinungen im Ausbau beobachtet. Diese Schäden führen zu einer starken Einschränkung der Arbeitssicherheit und im schlimmsten Fall zum totalen Ausfall der Funktion des Schachtes als Kontroll- und Sammelinstrument von Deponiedrängen und Sickerwässern. Die Sanierung ist mit hohen Kosten und einer verstärkten Belastung der Bauarbeiter durch die zu erfüllenden arbeitssicherheitstechnischen Bestimmungen verbunden, (Damiecki & Kluckert 1988, Dany 1988, Kartenberg 1988, Prühs 1988, Schneider 1988, Leyendecker & Rademacher 1992, Sasse 1992).

In der Praxis konkurrieren verschiedene Schachtkonstruktionen miteinander. Im wesentlichen sind steife Konstruktionen, die Belastungen widerstehen, und weiche Konstruktionen, die Belastungen ausweichen, zu unterscheiden. Weit verbreitet sind Konstruktionen, bei denen ein Ausbau aus Beton (steif) oder HDPE (weich) von einem Kiesmantel umgeben wird.

Erkenntnisse über das geotechnische Verhalten des Systems Abfall - Schachtbauwerk liegen zur Zeit auf Grundlage von Beobachtungen und in situ Messungen an Einzelbauwerken vor, (Dany & Ney 1992, Alexiew & Prühs 1993). Die Ergebnisse dieser Beobachtungen und Messungen sind jedoch stark von den vorhandenen Randbedingungen abhängig, wie z.B. von der verwendeten Schachtkonstruktion, der Geometrie und dem Aufbau des Abfallkörpers. Sie bilden somit keine Grundlage um allgemeingültige Berechnungsansätze zu schaffen.

Ziel der Phase 1 dieses Forschungsvorhabens ist es, Aussagen über die Größe der mechanischen Beanspruchung von Schachtbauwerken in Deponien in Abhängigkeit der grundsätzlichen Eigenschaften der Schachtkonstruktion zu treffen und Grundlagen für ein Bemessungsverfahren zu schaffen. Betrachtet werden Schachtkonstruktionen bestehend aus einem Ausbau umgeben mit einem Kiesmantel. Im einzelnen werden folgende Fragestellungen bearbeitet:

- Systemverhalten von steifen und weichen Schachtkonstruktionen
- Grundsätzliche Wirkung des Kiesmantels bei der Übertragung der negativen Mantelreibung auf den Schachtausbau, welche durch die Zusammendrückung des Abfalls erzeugt wird.
- Einfluß des Kiesmantels auf die radiale Beanspruchung des Schachtes

Zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhalten des Abfalls durch ein Stoffgesetz liegen keine Ansätze vor, die es erlauben, das Systemverhalten eines Schachtbauwerkes in einem Abfallkörper zu erfassen. Aus diesem Grund ist es erstrebenswert, das Gesamtsystem (Prototyp) in Versuchen unter definierten Randbedingungen zu modellieren. Dabei ist zu beachten, daß sich in dem Modell ein dem Prototyp entsprechender Spannungszustand aufbaut. Dieses ist erforderlich, da das Spannungs-Verformungsverhalten des Abfalls im hohen Maße von dem Spannungszustand abhängt, (Jessberger & Kockel 1993). Um diese Voraussetzung erfüllen zu können, werden in diesem Forschungsvorhaben zur oben erläuterten Zielsetzung Modellversuche in einer geotechnischen Großzentrifuge durchgeführt. Zersetzungsbedingte Einwirkungen werden im Rahmen dieses Projektes nicht berücksichtigt.

In den Zentrifugen-Modellversuchen wird das Tragverhalten eines extrem steifen Schachtausbaus untersucht, wobei die radialen Verformungen des Schachtes als vollständig behindert anzusehen sind. Der Grenzfall der unbehinderten radialen Verformungsmöglichkeiten wird durch die Modellierung eines Schachtes erfaßt, der nicht ausgebaut ist. Die Betrachtung dieser beiden Grenzfälle ermöglicht Aussagen zum System steifer und weicher Schachtkonstruktionen. Zur Untersuchung der grundsätzlichen Wirkungsweise des Kiesmantels werden Versuche mit steifem Schachtausbau und unterschiedlichen Kiesmantelstärken durchgeführt.

In diesem Abschlußbericht werden nach einer kurzen Erläuterung der Zentrifugen-Modelltechnik (Kapitel 2) Versuche und Versuchsergebnisse zum Tragverhalten von Schachtbauwerken im Abfallkörper unter radialsymmetrischen (Kapitel 3) und asymmetrischen (Kapitel 4) Bedingungen vorgestellt.

Im Kapitel 5 werden unter Berücksichtigung der symmetrischen Randbedingungen der Zentrifugen-Modellversuche unterschiedliche Berechnungsansätze verwendet, um Vergleichsrechnungen zu den gemessenen radialen und vertikalen Beanspruchungen der Schachtausbauten durchzuführen.

Entsprechend Kapitel 5 werden in Kapitel 6 Berechnungen zur asymmetrischen Belastung vorgestellt. Hierzu werden kurz bestehende Ansätze und Inhalte der GDA - Empfehlungen

erläutert, um dann ein Bemessungskonzept für die asymmetrische Beanspruchung zu erläutern.

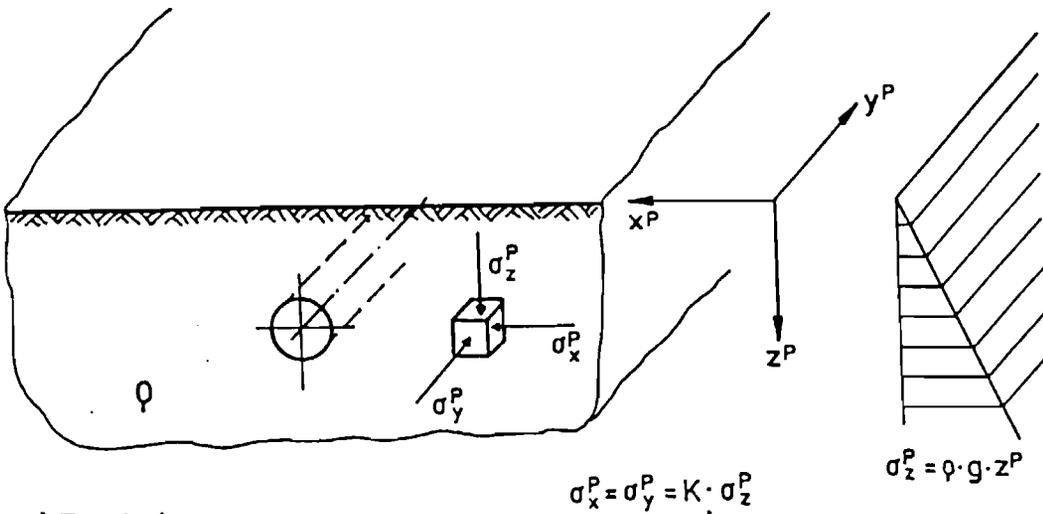
Die Ergebnisse der ersten Phase dieses Forschungsprojekts werden in Kapitel 7 zusammengefaßt und im Ausblick werden offene Fragen und zu untersuchende Problemstellungen aufgezeigt.

## 2. Zentrifugen-Modelltechnik

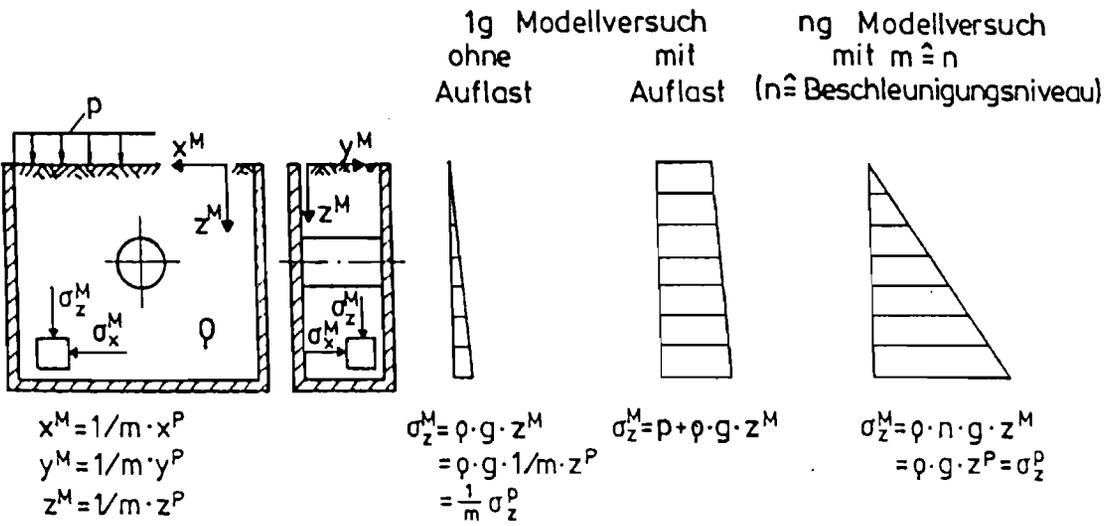
Grundsätzlich werden mit der Zentrifugen-Modelltechnik (ZMT) in einem physikalischen Modell solche Fragestellungen untersucht, für die auf andere Weisen, zum Beispiel mit analytischen und numerischen Rechenverfahren oder mit herkömmlichen Modellversuchen, keine befriedigende Antwort gefunden werden kann (Jessberger 1992). Auch Freifeldversuche führen wegen der meist begrenzten Versuchsanzahl oder bedingt durch Untergrundinhomogenitäten nicht immer zur Lösung der Aufgabe. Daher werden in zunehmendem Maße Zentrifugen-Modellversuche durchgeführt mit dem Ziel, dem Grundbauingenieur die für eine wirtschaftliche und ausreichend sichere Bemessung notwendigen Erkenntnisse über das Verhalten des zu bearbeitenden Systems zur Verfügung zu stellen.

Der Prototyp, der die wesentlichen Elemente des realen Projektes enthält, wird in einem physikalischen Modell um den Maßstabsfaktor  $m$  verkleinert nachgebildet, und in ein um den Faktor  $n$  gegenüber den normalen Verhältnissen erhöhtes Schwerfeld gebracht, wobei der Beschleunigungsfaktor  $n$  dem Maßstabsfaktor  $m$  entspricht (Bild 2.1). Dadurch werden im Modell die gleichen Spannungen wie im Prototyp erzeugt, wodurch die auf das Spannungsniveau bezogene ausgeprägte Nichtlinearität des Bodens unmittelbar in die Versuchsergebnisse eingeht. Daher wird das Spannungs-Verformungsverhalten des Prototyps im Zentrifugenversuch ( $ng$ -Versuch) im Gegensatz zu Modellversuchen im einfachen Schwerfeld ( $1g$ -Modellversuche) identisch simuliert. Die physikalischen Kenngrößen, wie z.B. lineare Abmessungen, Volumen oder Masse sowie Elastizitätsmodul, Scherparameter oder Spannungen können ebenso wie die Versuchsergebnisse mit Hilfe von Maßstabsfaktoren (Tabelle 2.1) direkt auf den Prototyp übertragen werden.

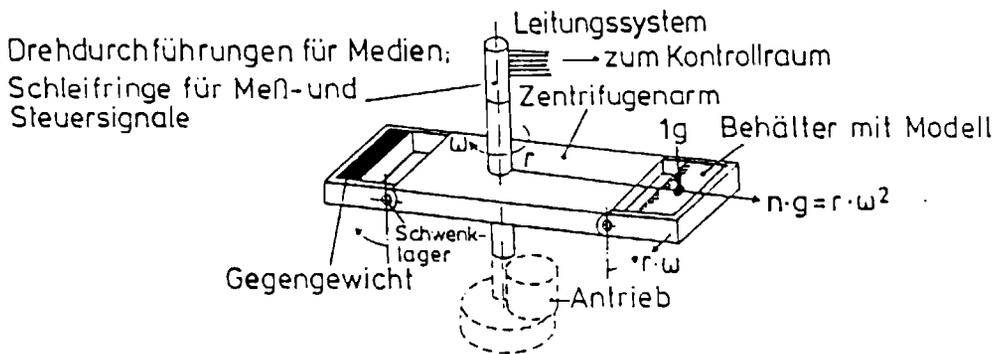
Zur Lösung der Problemstellung dieses Forschungsprojektes ist die experimentelle Erfassung der Beanspruchung eines Schachtes in einem Abfallkörper unter den im Prototyp vorherrschenden Spannungsverformungszuständen und damit der Einsatz der Zentrifugen-Modelltechnik erforderlich. Die Versuche wurden in der Geotechnischen Großzentrifuge Z1 (Bild 2.2) in Bochum durchgeführt.



a) Prototyp



b) Spannungsverteilung in 1g und ng Modellversuchen

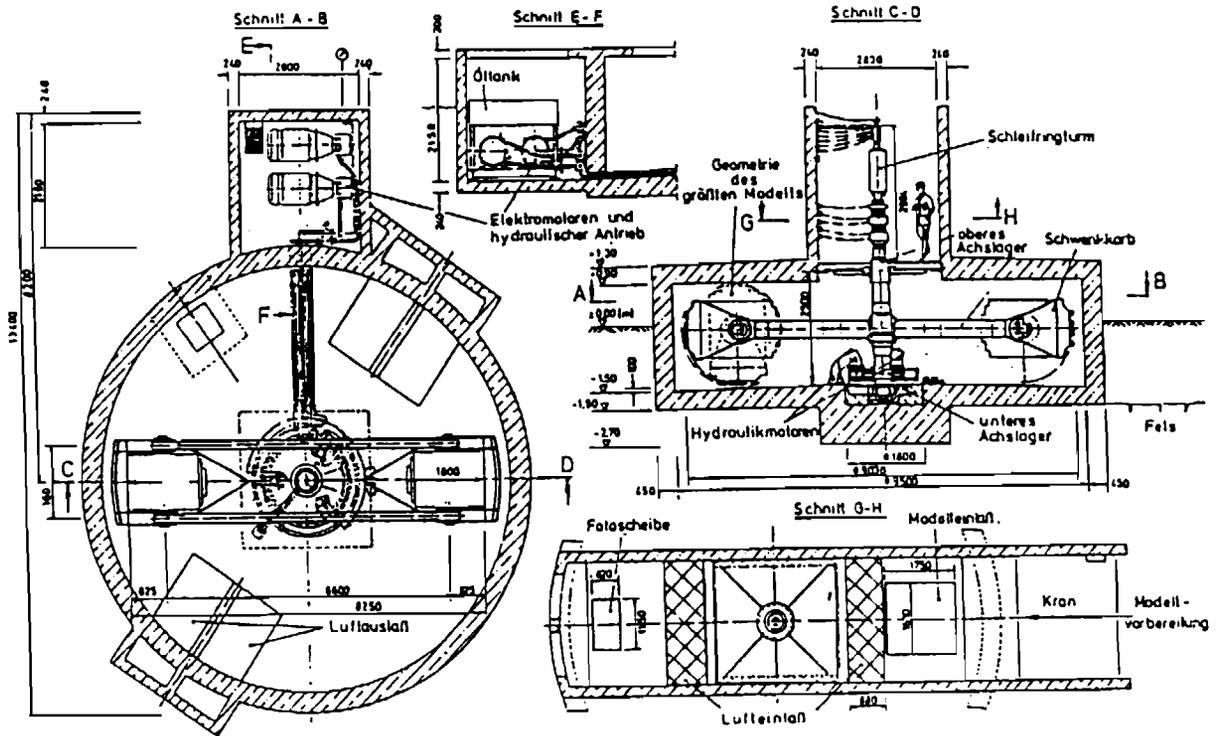


c) Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik (ng Modellversuch)

Bild 2.1: Prinzip von Modellversuchen im einfachen Schwerfeld der Erde (1g-Modellversuch) und im erhöhten Schwerfeld (ng-Modellversuch bzw. Zentrifugen-Modellversuch)

Tabelle 2.1: Maßstabsfaktoren

Physikalische Kenngröße	Prototyp	1g Modell	ng Modell
Lineare Abmessungen	1	1/n	1/n
Fläche	1	1/n <sup>2</sup>	1/n <sup>2</sup>
Volumen, Masse	1	1/n <sup>3</sup>	1/n <sup>3</sup>
Zeit	1	1/n <sup>1/2</sup>	1/n
Porenzahl	1	1	1
Sättigungszahl	1	1	1
Reibungswinkel	1	1/n	1
Kohäsion (Spannungswert)	1	1/n	1
Steifemodul	1	1/n	1
Schubmodul	1	1/n	1
Elastizitätsmodul	1	1	n
Beschleunigung	1	1/n <sup>3</sup>	1/n <sup>2</sup>
Kraft	1	1/n	1
Spannung	1	n <sup>1/2</sup>	n
Frequenz (Wellenausbreitung)	1	1/n	1/n <sup>2</sup>
Konsolidierungvorgänge (Theorie von Terzaghi)	1	1	n
Laminare Strömung	1	1/n	1
Kriechvorgänge	1	1/n	1
Geschwindigkeit (Freier Fall, Gleitvorgänge)	1	1/n <sup>1/2</sup>	1
Energie (potentielle und kinetische)	1	1/n <sup>4</sup>	1/n <sup>3</sup>



- |  |                      |
|--|----------------------|
| • Maximale Radialbeschleunigung            | 250 g                |
| • Maximale Zulademasse des Modells         | 2 t                  |
| • Gesamtkapazität                          | 250 g x 2 t = 500 gt |
| • Effektiver Radius bis zur Aufspannfläche | 4,125 m              |
| • Größe der Aufspannfläche für das Modell  | 1,25 m x 1,25 m      |
| • Maximale Modellhöhe                      | 1,80 m               |
| • Schleifringturm mit 132 Schleifringen    |                      |
| - Meß- und Steuersignalübertragung         |                      |
| - Videoübertragung                         |                      |
| - Druckluftversorgung                      | < 10 bar             |
| - Öldruckversorgung (Hydraulik)            | < 300 bar            |
| - Kühlen des Modells                       | > -196 °C            |
| - Erhitzen des Modells                     | < 200 °C             |

Bild 2.2: Geotechnische Großzentrifuge Bochum Z1

### 3. Zentrifugen-Modellversuche mit symmetrischer Belastung

#### 3.1 Allgemeines

Ziel der Zentrifugen-Modellversuche mit symmetrischer Belastung ist es, die Größe der vertikalen Beanspruchung des Schachtausbaus, hervorgerufen durch negative Mantelreibung, und die radialen Spannungen, die von dem Abfall auf die Schachtkonstruktion wirken, in Abhängigkeit der Steifigkeit der Konstruktion zu ermitteln. Untersucht wird hierzu ein Prototyp, der in einem homogenen, unendlich ausgedehnten Abfallkörper mit ebener Basis und Oberfläche gebettet ist. Die Basis wird durch den Boden des Modellbehälter simuliert und ist nicht nachgiebig. Der Modellbehälter ist rund und der Schacht wird in dessen Mittelpunkt angeordnet, so daß radialsymmetrische Versuchsbedingungen entstehen.

Untersucht werden Schächte ohne Kiesmantel und Schächte mit Anordnung eines Kiesmantels mit unterschiedlichen Schichtstärken. Insgesamt standen drei Schachtmodelle zur Verfügung. Die erste Versuchsserie wurde mit einem vorhandenen Modell durchgeführt, so daß aufgrund dieser ersten Versuchsergebnisse ein neuer Modellschacht für die zweite Serie mit verbesserter Meßtechnik konstruiert wurde. Für die letzte Versuchsserie mit asymmetrischer Belastung (s. Kap. 4) wurde dieses Modell durch eine geänderte Anordnung von Dehnungsmeßstreifen weiter modifiziert und verbessert. Der steife Schachtausbau erlaubt die Betrachtung eines Grenzzustandes, in dem radiale Verformungen nicht zugelassen werden. Der entgegengesetzte Grenzzustand, d.h. beliebig große radiale Verformungen, wird mit Hilfe von Versuchen untersucht, die nicht durch einen Ausbau gestützt werden.

Tab. 3.1: Abmessungen der verwendeten Schachtmodelle

Schachtmodell	Versuche	Durchmesser [mm]	Wandstärke [mm]	Meßquerschnitte [Anzahl / Anordnung]
Schacht 1	SM 1 - SM 5	60	1,5	4 Außen
Schacht 2	SM 6 - SM 12	75	0,5	4 Außen
Schacht 3	SM 13 - SM 14	75	0,5	2 Innen/ Außen

## 3.2 Versuchsbeschreibung

### 3.2.1 Versuchsaufbau

Zur Aufnahme des Versuchsaufbaus dienen runde Versuchsbehälter mit Innendurchmesser 750 bzw. 1000 mm und einer Höhe von jeweils 750 mm (Bild 3.1). Die Behälter sind aus Stahl gefertigt, der 1000 mm-Behälter ist zusätzlich mit einer nichtrostenden Edelstahlverkleidung versehen, die nicht von den korrosiven Bestandteilen des Abfalls angegriffen wird. Auf dem Behälterrand wird auf je zwei 100 mm hohen Distanzstücken eine Traverse aufgebaut, die zur Justierung des Schachtmodells während des Versuchseinbaus und zur Fixierung der Wegaufnehmer während des Versuches dient.

Die Innenwandung des Behälters wird mit Schmierfett bestrichen und mit Folie beklebt, wodurch die Wandreibungskräfte zwischen Abfall und Wandung reduziert werden sowie ein direkter Kontakt zwischen Abfall und Stahl vermieden wird.

Im Zentrum des Versuchsbehälters ist ein Schachtmodell eingebaut. Es ist gelenkig auf dem Boden des Modellbehälters aufgelagert. Es stehen drei Schachtmodelle zur Verfügung. Bei dem Modell 1 handelt es sich um ein Schachtmodell aus einem Aluminiumrohr mit einem E-Modul von  $70.000 \text{ N/mm}^2$ , welches einen steifen Schachtausbau simuliert. Modell 2 besteht aus einem dünnwandigen Messingrohr mit  $E = 80000 \text{ N/mm}^2$ . Trotz der Reduktion der Wandstärke gegenüber Modell 1 wird ein steifer Schachtausbau simuliert. Die Reduktion bringt aber eine Erhöhung der Dehnungen und damit eine Verbesserung der Genauigkeit der Dehnungsmessung mit sich. Das speziell für die Untersuchung des asymmetrischen Lastfalls entwickelte Modell 3 entspricht im wesentlichen Modell 2 und wird auch für Versuche mit symmetrischer Belastung benutzt. Es besitzt jedoch eine geänderte Anordnung der Dehnungsmeßstreifen, die eine genauere Bestimmung der Schnittgrößen möglich macht. Die Schachtwandung ist mit einem Zweikomponentenkleber beschichtet und mit Feinsand berieselt. Hierdurch wird ein Verbund zwischen der Oberfläche des Schachtes und dem angrenzenden Abfall oder Kies sowie ein definierter Wandreibungswinkel erzeugt.

Die Untersuchungen an den Modellen 1 bis 3 erfolgen im Maßstab 1:40 im Verhältnis zum Prototyp. Unter Berücksichtigung der unter Punkt 2 erwähnten Maßstabsfaktoren ergeben sich für die Geometrie, die Materialeigenschaften und die auf den Schacht wirkenden Belastungen die in Tabelle 3.2 aufgelisteten Verhältnisse zwischen Prototyp und Modell.

Unter Berücksichtigung der Geometrie und unterschiedlichen Elastizitätsmoduli des Modells (Aluminium bzw. Messing) und des Prototyps (Beton) können in Bezug auf die

Normalsteifigkeit Angaben über die Abmessungen der simulierten Prototypen gemacht werden. Schachtmodell 1 ist bei einer Beschleunigung von  $n = 40g$  einem Betonschacht B35 mit einer Wandstärke von  $t = 120 \text{ mm}$  und einem Durchmesser von  $2,40 \text{ m}$  vergleichbar. Modell 2 und 3 simulieren einen Betonschacht mit Durchmesser  $3,0 \text{ m}$  und einer Wandstärke  $t = 46 \text{ mm}$ .

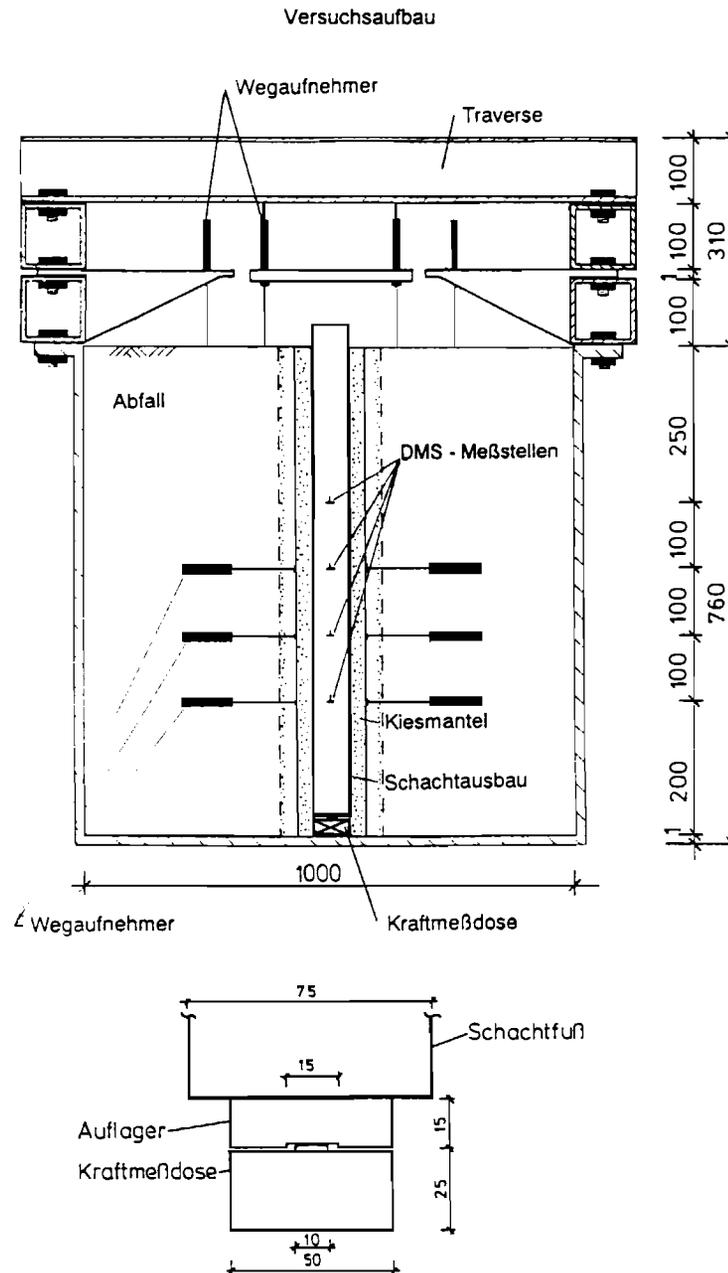


Bild 3.1: Versuchsaufbau für symmetrische Belastung

Tabelle 3.2: Verhältnisse zwischen Modell und bei einem Beschleunigungsniveau von  $n = 40$  g simulierter Prototyp

Randbedingung	Modell 1	Modell 2/3	Prototyp 1	Prototyp 2/3
Maßstabsfaktor	1:40	1:40	1:1	1:1
Geometrie des Schachtes				
Innendurchmesser [mm]	57	74	2280	2960
Außendurchmesser [mm]	60	75	2400	3000
Wandstärke [mm]	1,5	0,5	60	20
Einbindetiefe [mm]	ca 600	ca 600	24000	24000
Versuchsbehälter $\varnothing$ [mm]	750	1000		
Abfall	zerkleinerter Siedlungsabfall der ZD Hannover		Siedlungsabfall	
Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	10,0		10,0	
Kiesmantel	Fein-/ Mittelsand		Mittel-/ Grobkies	
Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	16-17,5		16-17,5	
Scherparameter $\varphi, c$	$\varphi = 32.5^\circ, c = 0$		$\varphi = 32.5^\circ, c = 0$	

Modelle mit Kiesmantel werden mit Hilfe einer Rohrschalung hergestellt. Nachdem die Kraftmeßdose am Boden zentriert und die Behälterwandung mit Folie ausgekleidet ist, wird symmetrisch zur Schachtachse (Mittelachse des Versuchsbehälters) ein Kunststoffrohr mit einem Außendurchmesser von 110 mm bzw 160 mm aufgestellt und justiert. Dieses Rohr ist dreigeteilt und durch zwei Schamierleisten klappbar gehalten. Nachdem der Abfall bis zur Sollhöhe eingebaut wurde, kann das Rohr zusammengeklappt und gezogen werden. In den freistehenden Raum wird der Schacht gestellt, zentriert und der verbleibende Ringraum mit dem Modellkies verfüllt.

Bei Modellversuchen ohne Bettung entfällt der Einsatz des Schalrohres und der Abfall wird in direktem Kontakt mit dem Schacht eingebaut. Wird ein unausgebauter Schacht simuliert, ist der Einbau der Modellmaterialien mit dem Entfernen des Kunststoffrohres beendet.

Der Abfall wird in drei Lagen zu je ungefähr sechs Kilogramm eingestreut und mit einem Kantholz per Hand verdichtet. Kleine Schwankungen der Wichte können nicht vermieden werden, die Differenzen sind jedoch gering.

Nach Fertigstellung des Modells können sämtliche Meßaufnehmer an die Verteiler- und Verstärkerboxen angeschlossen und der Versuchsbehälter in die Zentrifuge gestellt werden. Von hier erfolgt die Verbindung analog über Schleifringe an der Zentrifugenachse

zur Meßwerterfassungsanlage und zum Computer mit digitaler Datenerfassung. Die weitere Datenauswertung erfolgt über ein Tabellenkalkulationsprogramm.

### 3.2.2 Meßeinrichtungen

Zur Erfassung des Modellverhaltens werden folgende Meßeinrichtungen verwendet:

#### a) Dehnungsmeßstreifen auf der Außenseite des Schachtes

Das Schachtmodell wird als Meßgerät für die Belastung des Schachtes verwendet. Hierzu sind in vier Meßquerschnitten (Modell 1 und 2) an den vier Polen des Schachtquerschnittes je zwei Dehnungsmeßstreifen (DMS) angebracht (Bild 3.2). Mit ihnen werden jeweils die Vertikal- und Tangentialdehnungen der Außenfaser der Wandung gemessen. Bei Modell 3 sind in zwei Meßquerschnitten je zwei DMS an der Außen- und Innenseite angeordnet. Die DMS sind in ihrem Dehnungsverhalten dem des Aluminiums bzw. Messings angepaßt. Über die gemessenen Dehnungen können später unter der Voraussetzung, daß die Hauptspannungsrichtungen im Ausbau vertikal und tangential verlaufen, die Vertikalspannungen im Schachtausbau und daraus die Belastung aus negativer Mantelreibung, sowie die Tangentialspannungen im Ausbau und daraus die radiale Belastung berechnet werden. Modell 3 erlaubt unter diesen Voraussetzungen eine Bestimmung von Momenten und Normalkräften, die aus den äußeren und inneren Randfaserdehnungen bestimmt werden können.

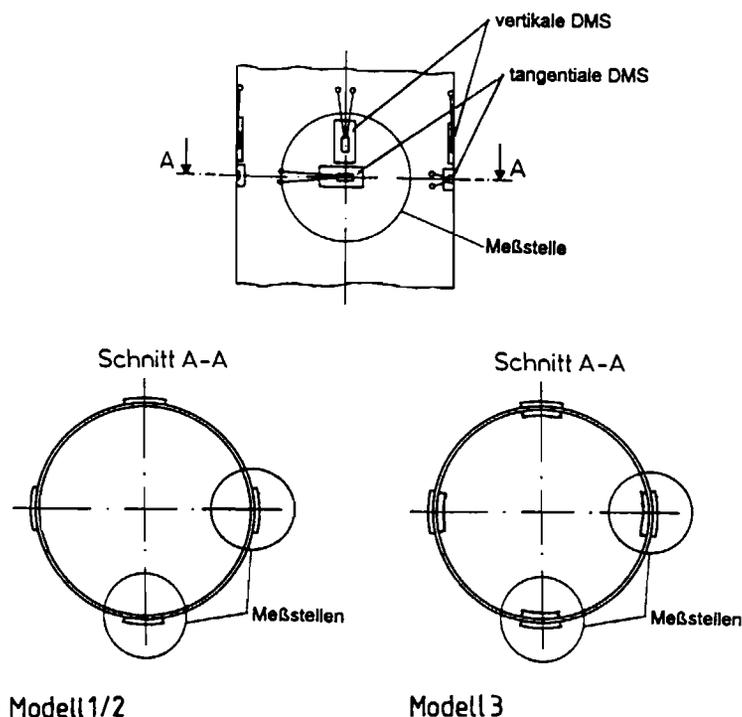


Bild 3.2: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen

#### b) Kraftmeßdose am Schachtfußpunkt

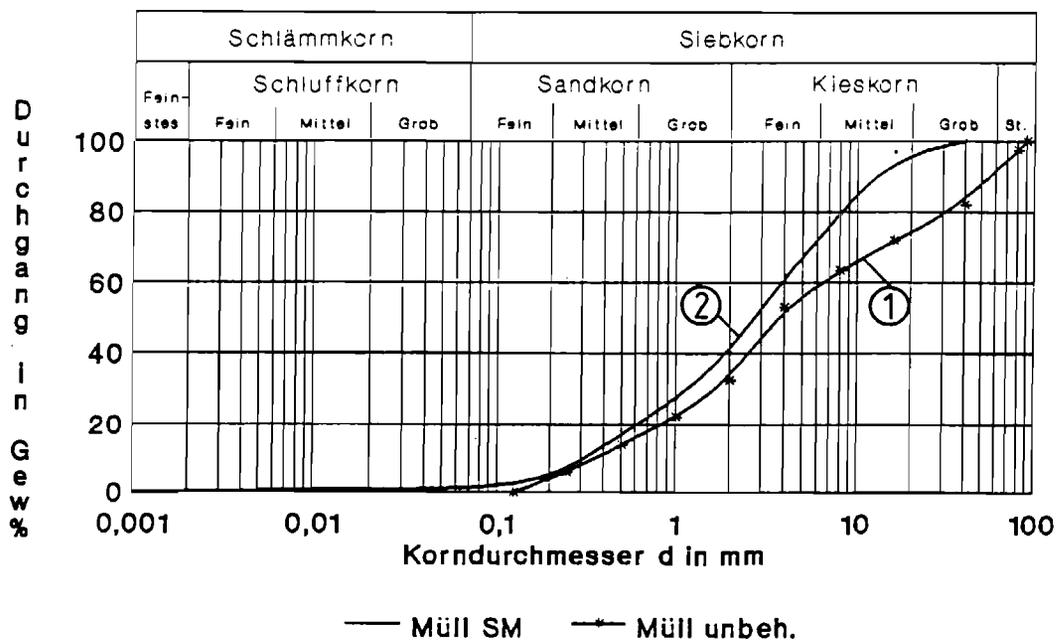
Unterhalb des Schachtfußes ist eine 10 kN Kraftmeßdose (KMD) unverschieblich angeordnet, welche die gesamte auf den Schacht wirkende Vertikalbelastung erfassen kann. Dieser Meßwert gibt eine Aussage über die Größe der gesamten am Schacht angreifenden negativen Mantelreibung.

#### c) Induktive Wegaufnehmer

Das Setzungsverhalten des Abfalls und, wenn vorhanden, des Kiesmantels wird durch induktive Wegaufnehmer aufgenommen. Die Wegaufnehmer werden durch zwei Kragarme und eine an der Traverse befestigte Aluminiumplatte gehalten. Weiterhin werden Wegaufnehmer horizontal in den Modellabfall eingebettet, um die radialen Verformungen des Kiesmantels bzw. der Schachtwandung ohne Ausbau erfassen zu können. Die Lage der Wegaufnehmer kann Bild 3.1 entnommen werden.

### 3.2.3 Modellmaterial

Für die Zentrifugen-Modellversuche wird ein Modellabfall verwendet, der aus Abfällen einer Siedlungsabfalldeponie hergestellt worden ist. Der gewonnene Siedlungsabfall kann nicht unbehandelt in der Zentrifuge eingesetzt werden, weil die Sieblinie nach den Modellgesetzen um den Beschleunigungsfaktor  $n$  gestreckt wird. Dies würde bedeuten, daß oberhalb des Grobkorn- und Kieskombereichs überdimensional große Bestandteile simuliert würden. Um diesen Maßstabseffekt der Zentrifuge berücksichtigen zu können, muß der Abfall aufbereitet werden. Hierzu werden zunächst problematische Bestandteile (z.B. Eisenteile, Batterien), soweit es möglich ist, aussortiert. Der verbleibende Abfall wird dann in einen Schredder gegeben und zerkleinert. Dieser Vorgang wurde insgesamt viermal durchgeführt. Das Ergebnis ist ein Modellabfall mit der in Bild 3.3 dargestellten Sieblinie 2. Beim Vergleich mit unbehandeltem Abfall (Sieblinie 1) ist die feinere Kornverteilung gut erkennbar. Als Ergänzung zu Sieblinie 2 ist noch der Sortierrest größer 120 mm (Tab. 3.3) in Gewichtsprozent aufgeführt, der in der Sieblinie keine Berücksichtigung gefunden hat. Der Wassergehalt des Modellabfalls liegt bei 40 %.



Vergleich Müll zerkleinert/unbehandelt

Bild 3.3: Sieblinien von unbehandeltem Siedlungsabfall (1) und dem Modellabfall (2)

Tabelle 3.3: Sortierrest größer 120 mm (Siedlungsabfall, unzerkleinert)

Material	Gewichtsanteile [%]
Papier / Pappe	27,7
Stoffe / Leder	25,8
Plastik / Plastikfolien	21,4
Holz	11,4
Stein	9,2
Kunststoff	2,8
Metall	0,9
Glas	0,8

Für die Bestimmung der Scherfestigkeit des Modellabfalls wurden Triaxialversuche durchgeführt. Der Versuchsaufbau entspricht einem konsolidierten und drainierten Versuch, die Seitendrücke betragen 25, 50, 100, 200 und 400 kN/m<sup>2</sup>. Die Auswertung der p - q Diagramme für jeweils bestimmte Dehnungszustände ergibt die in Bild 3.4 dargestellten verformungsabhängig aktivierten Scherparameter  $\varphi$  und c. Mit zunehmender Vertikalverformung  $\varepsilon_1$  steigt der aktivierte Reibungswinkel  $\varphi$  an und erreicht bei  $\varepsilon_1 = 55\%$  ein Maximum von  $\varphi = 54^\circ$ . Weitere Zunahmen der Dehnungen führen zu keinem Anstieg des Reibungswinkels. Die Kohäsion erreicht ihr Maximum bei  $\varepsilon_1 = 7,5\%$  mit  $c = 17\text{ kN/m}^2$ . Weitere Dehnung führt zu einem Absinken auf  $10\text{ kN/m}^2$ .

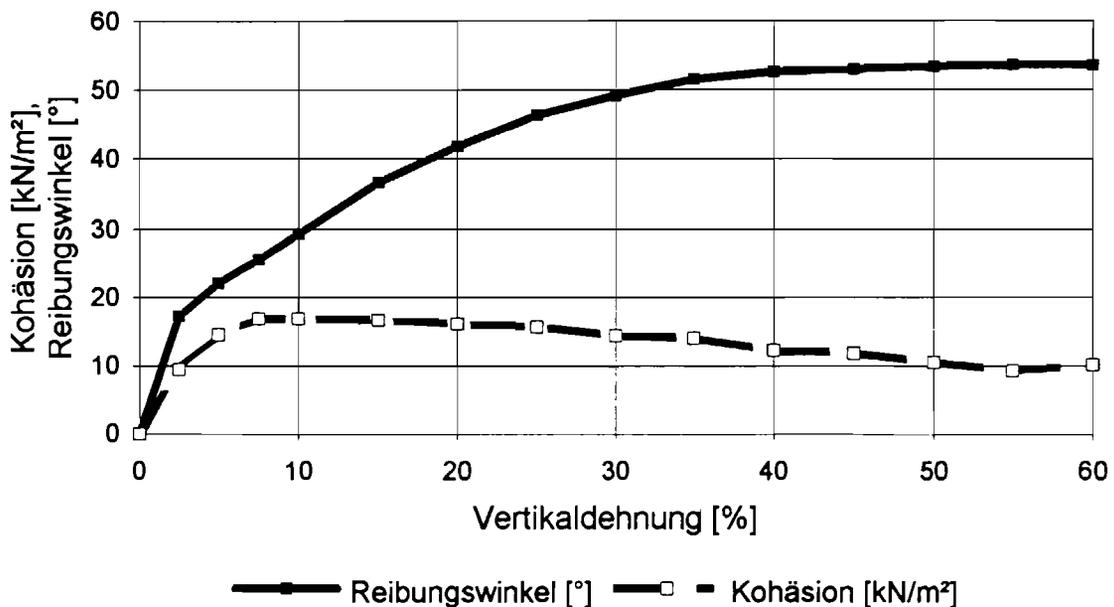


Bild 3.4: Scherparameter des Modellabfalls in Abhängigkeit der Vertikaldehnung

Mit dem Einsatz des Modellabfalls in den Zentrifugen-Modellversuchen wird angenommen, daß das Spannungs-Verformungsverhalten des Modellabfalls dem Originalabfall entspricht. Um dieses nachzuweisen, wurden im Rahmen früherer Forschungsprojekte Triaxiale Druckversuche an beiden Materialien durchgeführt, wobei aus versuchstechnischen Gründen der Originalabfall nur bis zu Verformungen von  $\epsilon_1 = 20\%$  untersucht werden konnte. Bis zu diesem Dehnungszustand weisen Original- und Modellabfall gleiche Spannungs-Verformungscharakteristika auf (Bild 3.5)

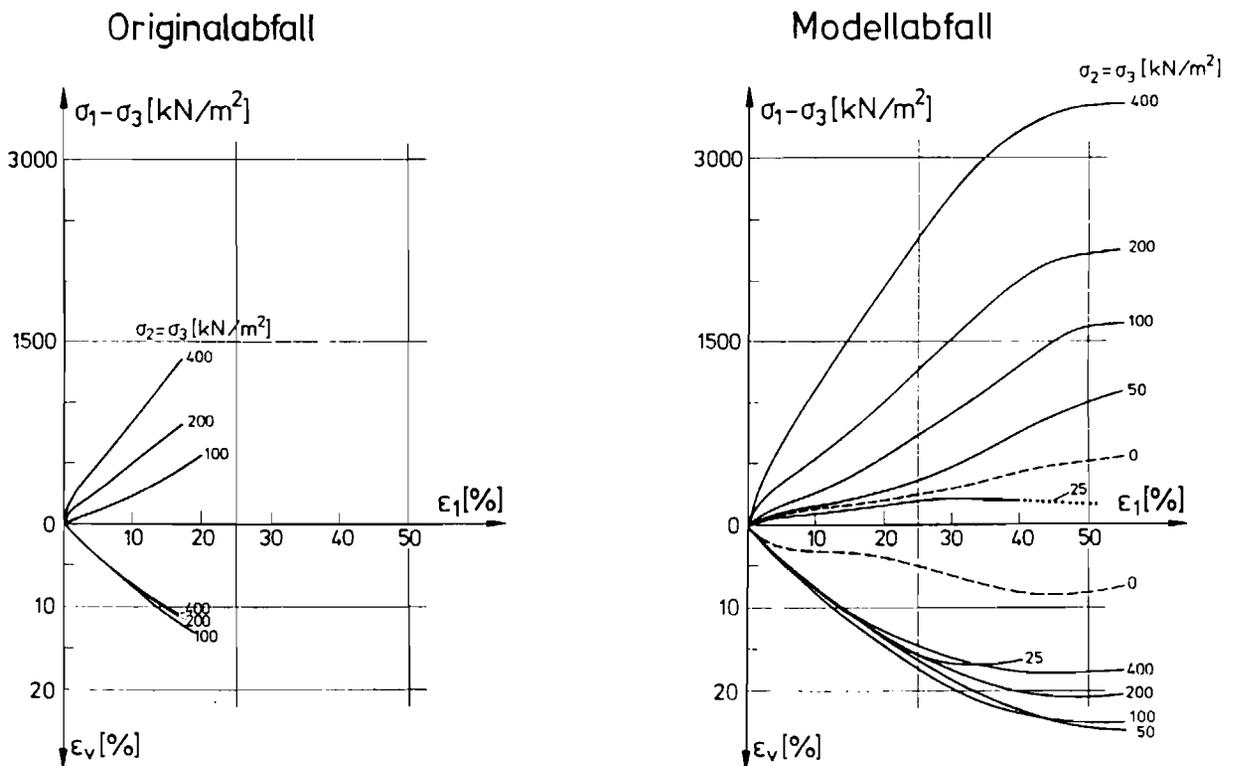


Bild 3.5: Ergebnisse von Triaxialversuchen an Original- und Modellabfall (Syllwasschy & Kockel 1995)

### 3.2.4 Versuchsprogramm

Die Versuche werden jeweils nach dem gleichen Versuchsablauf durchgeführt. In der ersten Versuchsphase werden die Modelle stufenweise auf ein gewähltes Beschleunigungsniveau beschleunigt. Dies erfolgt in 10g-Schritten, die jeweils 15 Minuten konstant gehalten werden. Hierbei kann der wesentliche Anteil der Abfallsetzungen beobachtet werden, jedoch wird ein vollständiges Abklingen der Setzungen nicht abgewartet.

In der zweiten Versuchsphase wird das Modell über einen längeren Zeitraum auf dem gewählten Beschleunigungsniveau von 40g (z.T. 50g) (Bild 3.6) betrachtet. Der Versuch ohne Ausbau wurde bis auf ein Niveau von 100g beschleunigt, um möglicherweise ein Bruchversagen zu erzeugen.

In der dritten Versuchsphase wird die auf das Modell wirkende Beschleunigung in 10g-Stufen bis zum Stillstand der Zentrifuge reduziert.

Die Meßwerte werden über den gesamten Zeitraum des Versuches aufgenommen. Die Abtastrate beträgt je nach Versuch zwischen 10 und 30 Sekunden.

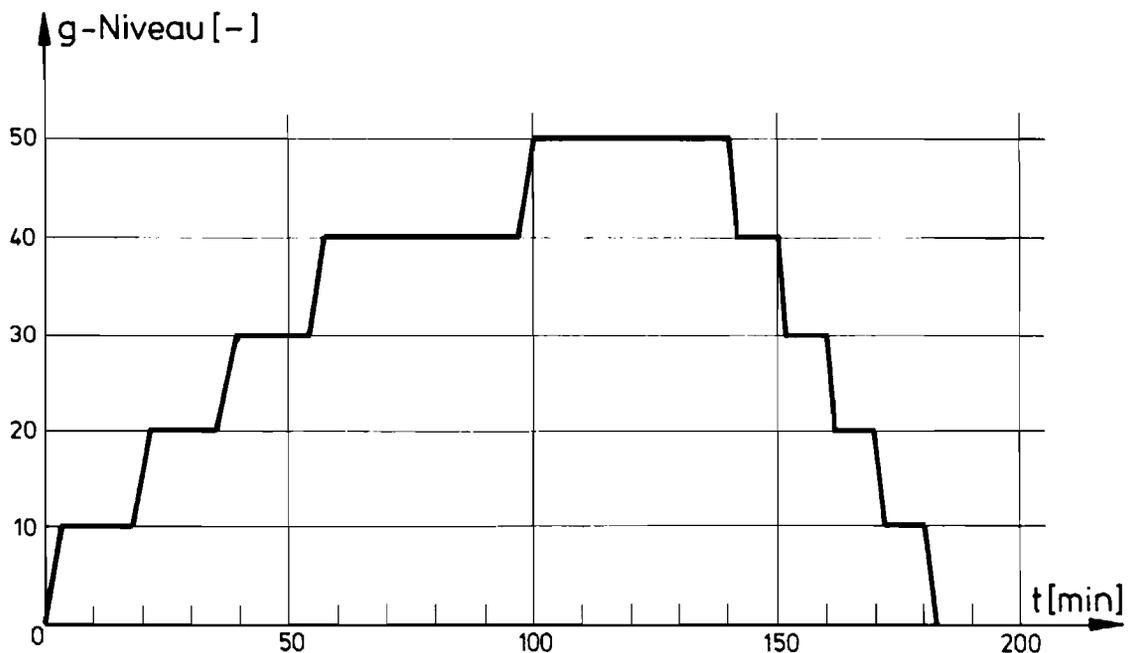


Bild 3.6: Beschleunigungsphasen während des Versuchsablaufs

Jede Beschleunigungsphase simuliert entsprechend den Maßstabsfaktoren einen anderen Prototypen. In Bild 3.7 wird dieser Effekt unmaßstäblich erläutert. Auf der linken Seite ist das tatsächliche verkleinerte Modell mit einer Höhe von 0,7 m und einem Durchmesser von 0,075 m dargestellt. Wird dieses Modell nun einem erhöhten Schwerfeld ausgesetzt, erhöhen sich die Spannungen um eben diesen Beschleunigungsfaktor. Für eine 50-fache Erdbeschleunigung bedeutet dies, daß die Spannungen 50-fach vergrößert werden. Dies wiederum entspricht den Spannungen eines Prototypen mit den 50-fach größeren Abmessungen des Modells (s. rechte Seite).

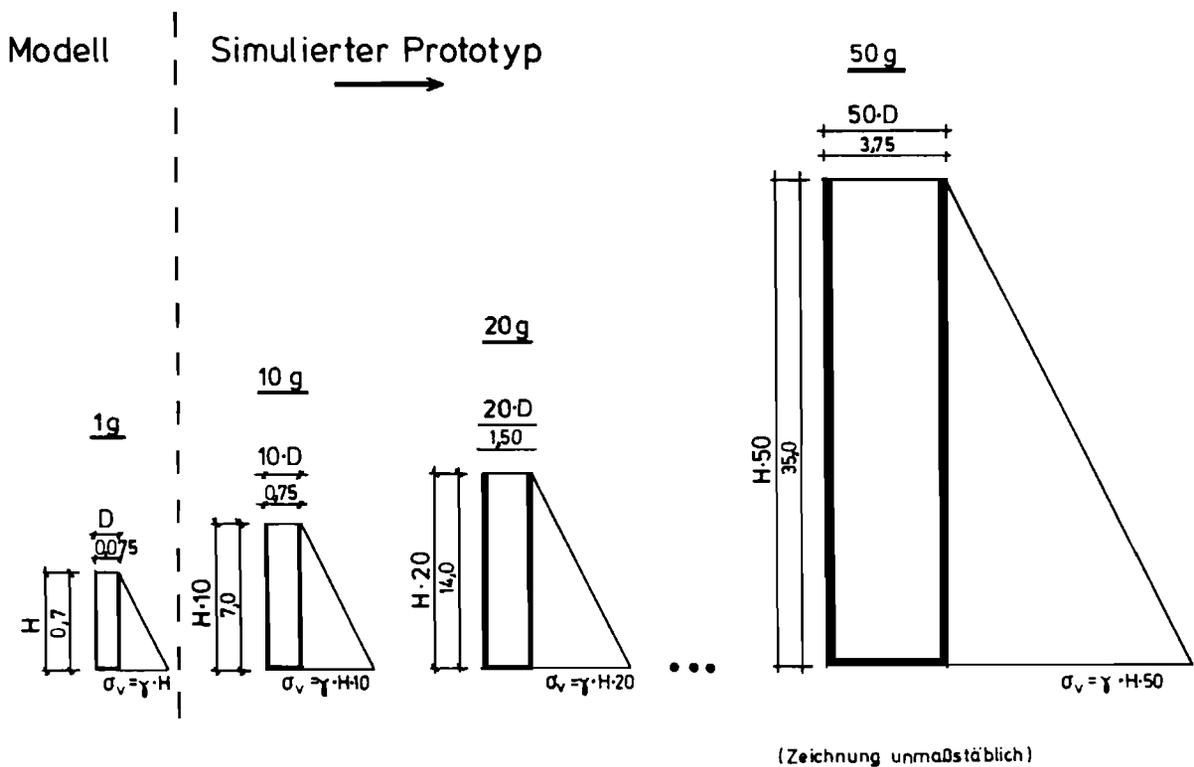
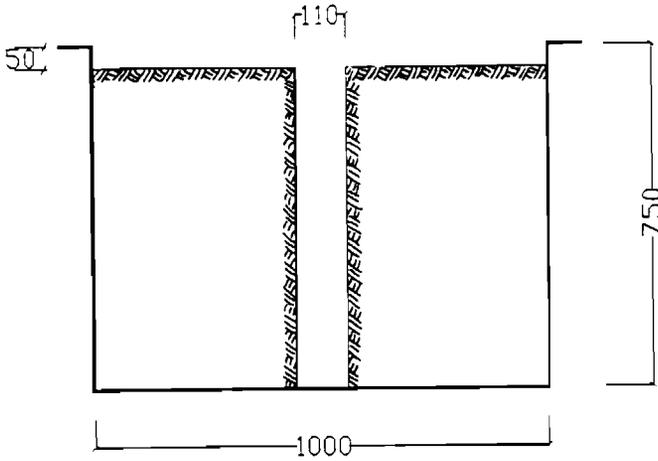


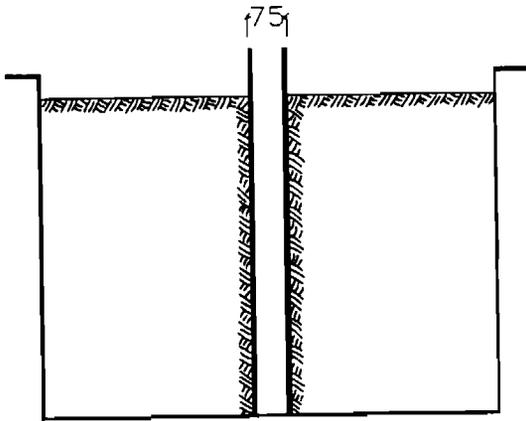
Bild 3.7: Maßstabsprinzip der Zentrifugen-Modelltechnik

Untersucht werden drei unterschiedliche Schachtsysteme, wie sie in Bild 3.8 dargestellt sind. System 1 entspricht einem nicht ausgebauten, freistehenden Schacht in einem Abfallkörper. Das zweite System simuliert einen Schacht mit Ausbau, der mit direktem Kontakt zum Abfall aufgebaut wurde. Bei System drei wird das zweite System um einen Kiesmantel erweitert, der den Schachtausbau umgibt. Hierbei können die Kiesmanteldicken variiert werden.



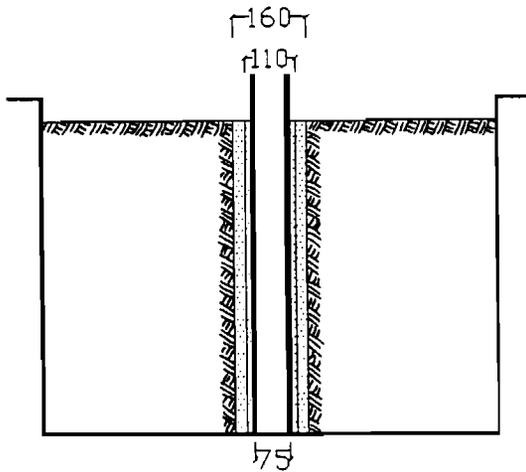
Versuch	$D_s$ [mm]
SM4	110
SM8	110

System 1: Schacht ohne Ausbau



Versuch	$D_s$ [mm]
SM2	60
SM6	75
SM9	75
SM10	75
SM14	75

System 2: Schacht mit Ausbau, ohne Kiesmantel, steifes System



Versuch	$D_s$ [mm]	$R/r$ [-]	$d$ [mm]
SM3	60	1,83	25
SM5	60	1,83	25
SM7	75	1,47	17,5
SM11	75	1,47	17,5
SM12	75	2,13	42,5
SM15	75	1,47	17,5
SM16	75	2,13	42,5

System 3: Schacht mit Ausbau, mit Kiesmantel, steifes System

Bild 3.8: Darstellung der untersuchten Systeme

Folgende Versuche wurden durchgeführt:

Tabelle 3.4: Durchgeführte Zentrifugen-Modellversuche

Versuch	Außendurchmesser Schachtmodell*	Stärke des Kiesmantels R/r	Einbauwichte Abfall $\gamma$	max. Beschleunigungs- niveau
	[mm]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]
SM 1	60	0	7,1	40
SM 1.2	60	0	8,6	40
SM 2	60	0	8,4	40
SM 3	60	1,83	8,2	40
SM 4	110**	0	8,9	100
SM 5	60	1,83	9,5	50
SM 6	75	0	9,9	50
SM 7	75	1,47	9,7	50
SM 8	110**	0	9,2	100
SM 9	75	0	9,2	50
SM 10	75	0	9,7	40
SM 11	75	1,47	9,8	40
SM12	75	2,13	9,9	40
SM 13***	75	0	9,9	40
SM 14	75	0	9,8	40
SM15	75	1,47	9,7	40
SM 16	75	2,13	9,8	40

\* Modellabmessungen: Die Maße des simulierten Prototyps ergeben sich durch Multiplikation mit dem jeweils aktuellen Beschleunigungsniveau

\*\* Versuche ohne Schachtausbau

\*\*\* Schachtmantel nicht besandet

### 3.3 Versuchsergebnisse

#### 3.3.1 Allgemeines

Die Meßwerte werden in einem Abstand von 30 Sekunden, während der Beschleunigungsphasen z.T. im 10 s Abstand aufgezeichnet. Gemessen werden die Vertikalkraft im Schachtausbau am Schachtfuß, die Dehnungen in vertikaler und tangentialer Richtung in verschiedenen Meßquerschnitten des Schachtausbaus sowie die Verformungen des Abfalls und des Kiesmantels.

Die elektrischen Signale werden über Kalibrierfaktoren EDV-gestützt in physikalische Größen umgewandelt.

Im folgenden werden die Ergebnisse der verschiedenen untersuchten Schachtsysteme dargestellt. Hierbei wird unterschieden zwischen den Versuchen ohne Schachtausbau, mit Schachtausbau ohne Kiesmantel und mit Schachtausbau mit Kiesmantel. Bei letzterem werden zusätzlich unterschiedliche Kiesmanteldicken berücksichtigt.

Aufgezeigt wird das Verformungsverhalten des Abfalls in vertikaler und, soweit vorhanden, in horizontaler Richtung. Für die Darstellung der Belastung des Schachtausbaus in vertikaler Richtung wird eine dimensionslose Form gewählt. Bei dieser Umrechnung werden die unterschiedlichen Schachtdurchmesser, Wandstärken und Einbautiefen des Modells berücksichtigt, so daß ein direkter Vergleich unterschiedlicher Systemgeometrien möglich ist.

### 3.3.2 Versuch ohne Schachtausbau

#### a) Belastung des Schachtausbaus

Der Versuch SM 4 wird ohne Ausbau der Schachtwandung durchgeführt. Mit diesem Versuch wird das Verhalten eines Schachtsystems bei Zulassung großer Verformungen als Grenzbetrachtung erfaßt. Folglich liegen keine Messungen zur Ausbaubelastung vor.

#### b) Oberflächensetzung

Die in dem Versuch SM 4 gemessenen Oberflächensetzungen sind im Bild 3.9 über die Zeit dargestellt (Modellgrößen). Es treten unmittelbar mit Erreichen eines bestimmten Beschleunigungsniveaus zunächst große Setzungen auf, deren Zunahme dann langsam abklingt. Auch bei einem konstanten Beschleunigungsniveau von mehr als 60 Minuten werden weiterhin Setzungszunahmen registriert. Dieser Setzungsverlauf ist typisch für alle durchgeführten Versuche.

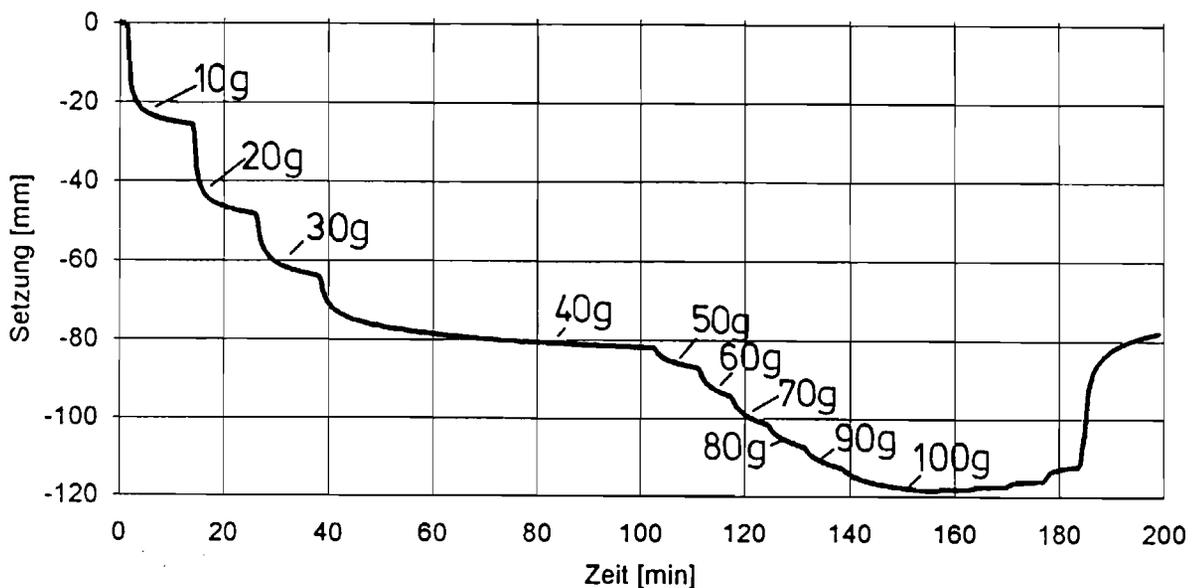


Bild 3.9: Oberflächensetzungen (Versuch SM 4, Modellgrößen)

Bezogen auf die Einbauhöhe von 700 mm ergeben sich Setzungen, die, je nach Beschleunigungsniveau, zwischen 12 % (40g) und 17 % (100g) liegen. Dies sind Größenordnungen, wie sie auch bei Setzungsmessungen an Deponien festgestellt wurden, wie Jessberger et al. (1995) aus mehrere Verformungsuntersuchungen an Deponien ermittelt haben.

## c) Radiale Verschiebungen

Nach 60 Minuten bei einem Beschleunigungsniveau von 40g wurden in drei Meßquerschnitten die in Bild 3.10 aufgezeigten Durchmesserverkürzungen gemessen. Die Meßwerte eines Meßquerschnittes ergeben sich aus der Mittelung der Messungen von zwei Wegaufnehmern. Die auf der Ordinate dargestellte Tiefe  $z'/D$  bezieht sich auf die jeweils aktuelle Lage der Abfalloberfläche, berücksichtigt also die großen Setzungen im Abfall.

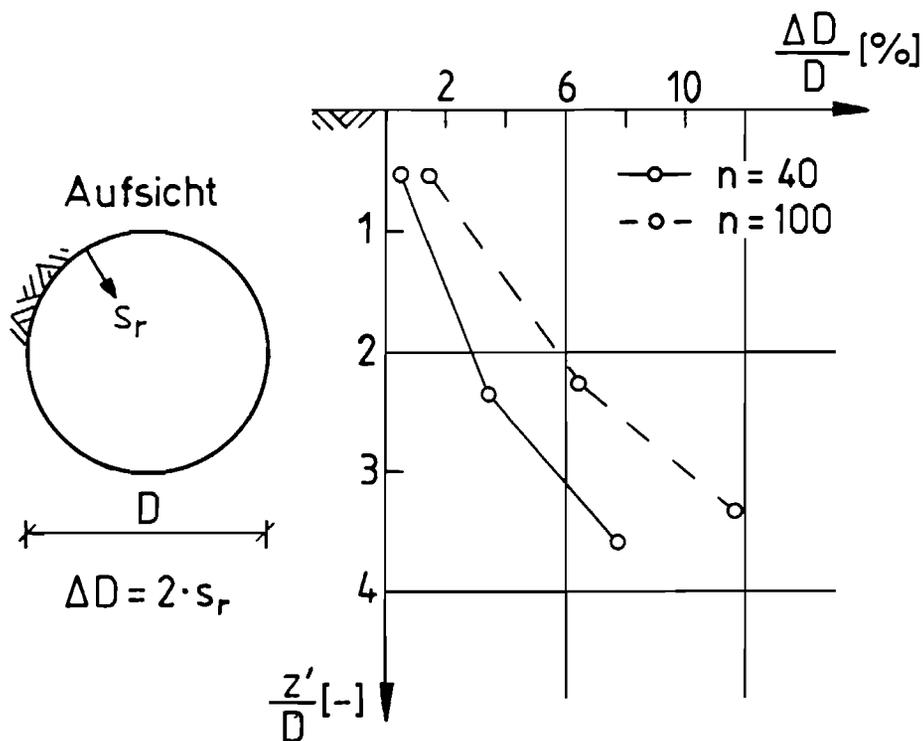


Bild 3.10: Durchmesserverkürzungen beim Schacht ohne Ausbau (Versuch SM 4)

Die Verkürzungen sind an der Oberfläche sehr gering und nehmen zum Schachtfuß zu. Die zeitliche Entwicklung der Durchmesserverkürzungen während der einzelnen Beschleunigungsniveaustufen für den Meßquerschnitt 1 ist Bild 3.11 zu entnehmen. Die Verschiebungsänderungen bei dem Beschleunigungsniveau von 40 g deuten keinen Bruchzustand an.

Daraufhin wird versucht, durch Erhöhen des Beschleunigungsniveaus einen Bruchzustand zu erreichen, also überproportional zunehmende Verschiebungen zu erzwingen. Die Erhöhung des Beschleunigungsniveaus entspricht der Simulation eines Prototyps mit zunehmendem Schachtdurchmesser und zunehmender Einbindetiefe. Bei dem maximalen

Beschleunigungsniveau von 100g wird ein Prototypschacht mit 11 m Durchmesser und einer Einbindetiefe von 46,3 m simuliert. Das Verhältnis der Einbindetiefe zum Durchmesser bleibt konstant, ist unabhängig vom gewählten Beschleunigungsniveau.

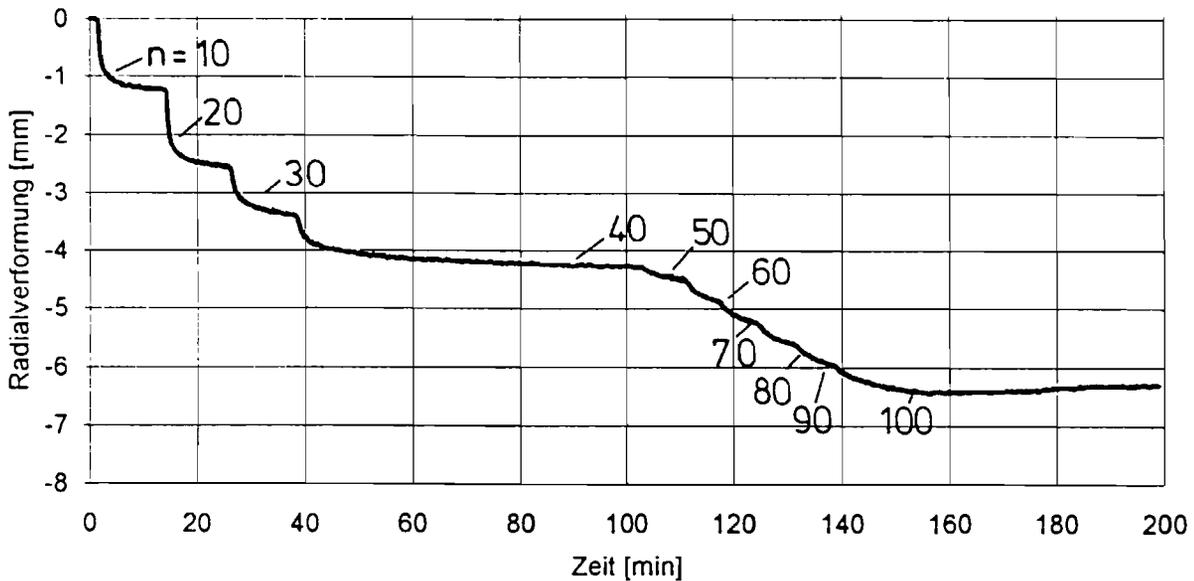


Bild 3.11: Durchmesserverkürzungen gemessen im Meßquerschnitt 1  
(Versuch SM 4, Modellgrößen)

Wie aus Bild 3.8 zu entnehmen, nehmen die Durchmesserverkürzungen in diesem Fall über die gesamte Teufe des Schachtes zu. Die Entwicklung der Durchmesserverkürzungen mit der Zeit ergibt auch hier keinen Hinweis auf eine Annäherung an einen Bruchzustand (Bild 3.11). Der Schacht ist standsicher.

### 3.3.3 Versuche mit steifem Ausbau ohne Kiesmantel

#### a) Belastung des Schachtausbaus

- Vertikale Beanspruchung

Die Summe der am Schacht angreifenden Reibungskräfte und das Eigengewicht des Ausbaus werden am Schachtfuß durch die Kraftmeßdose gemessen. Der Eigengewichtsanteil läßt sich für jedes Beschleunigungsniveau genau berechnen und kann von den Meßwerten abgezogen werden. Somit kann die Belastungskomponente dargestellt werden, die nur durch Mantelreibung in den Schachtausbau eingetragen wird. Ebenso wird mit den Ergebnissen der Dehnungsmeßstreifen verfahren, von denen in jeder Beschleunigungsphase der Eigengewichtsanteil abgezogen wird. Als Beispiel sei hier der Versuch SM 9 aufgezeigt (Bild 3.12). Mit jeder Beschleunigungsstufe nehmen die Vertikalkräfte aus Eigengewicht und Reibung zu. Wird das Beschleunigungsniveau konstant gehalten, bleibt die Vertikalkraft konstant.

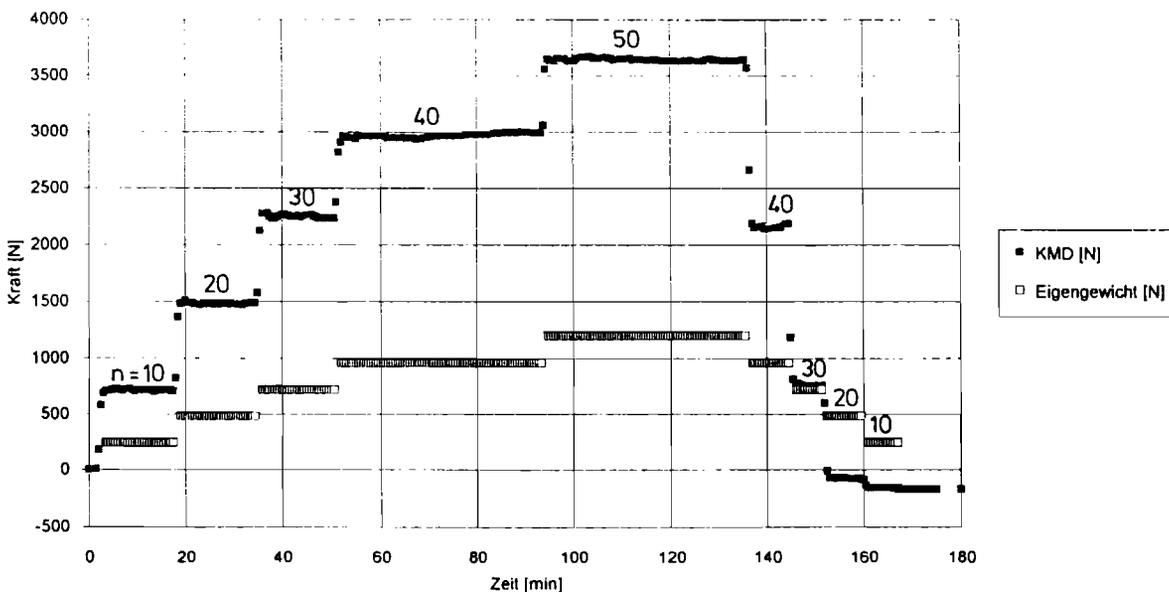


Bild 3.12 Vertikalkraft am Schachtfuß (Versuch SM 9, Modellgrößen)

In Tabelle 3.5 sind die in den Versuchen mit Ausbau ohne Kiesmantel durch die KMD gemessenen Vertikalkräfte und deren Anteile aus Eigengewicht und Reibung aufgeführt. In den folgenden Darstellungen werden nur noch die Vertikalkräfte aus Reibung berücksichtigt und in auf den Ringquerschnitt wirkende Vertikalspannungen  $\sigma_v$  umgerechnet. Aus den mit den Dehnungsmeßstreifen an den Schachtaußen- bzw. innenseiten gemessenen und über die vier Meßstellen gemittelten Randfaserdehnungen werden nach der Elastizitätstheorie die Vertikalspannungen im Schachtausbau in den jeweiligen Meßquerschnitten berechnet.

Hierbei wird die Annahme zugrundegelegt, daß aufgrund der radialsymmetrischen Randbedingungen bei den Versuchen keine Biegemomente im Ausbau auftreten. Dieses setzt voraus, daß die Belastung des Schachtmodells gleichmäßig über den Umfang verteilt angreift, und das Schachtmodell einen idealen kreisförmigen Querschnitt und keine Krümmungen entlang der Schachtachse aufweist. Tatsächlich können diese Annahmen versuchstechnisch nicht voll erfüllt werden. Daher führen die Abweichungen von diesen Voraussetzungen zu Ungenauigkeiten in den berechneten Vertikalspannungen, die sich in Form von Streubreiten aufzeigen. Die Meßwerte der Dehnungsmeßstreifen sind hierbei als exakt zu bezeichnen. Zu zusätzlichen Schwankungen in den Meßwerten führen örtliche Inhomogenitäten des Modellabfalls. Die Darstellung erfolgt in der bereits beschriebenen dimensionslosen Form.

Tabelle 3.5: Vertikalkräfte am Schachtfuß (Modellgrößen)

Versuch	n	Vertikalkraft	Anteil aus Eigengewicht	Anteil aus negativer Mantelreibung	$\frac{\sigma_v \cdot t}{\gamma \cdot n \cdot H^2}$
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = (4) - (3)	(6) = $\frac{((5) / A_Q) \cdot t}{\gamma \cdot n \cdot H^2}$
SM 2	20	1,045	0,252	0,793	0,064
	30	1,530	0,378	1,152	0,061
	40	2,000	0,504	1,496	0,058
SM 6	20	1,386	0,480	0,906	0,051
	30	1,947	0,720	1,227	0,045
	40	2,561	0,957	1,604	0,042
SM 9	20	1,497	0,480	1,017	0,061
	30	2,246	0,720	1,526	0,058
	40	2,993	0,957	2,036	0,057
SM 10	20	1,804	0,480	1,324	0,077
	30	2,739	0,720	2,019	0,076
	40	3,490	0,957	2,533	0,069
SM 13	20	1,260	0,480	0,780	0,045
	30	1,900	0,720	1,180	0,044
	40	2,430	0,957	1,473	0,040
SM 14	20	1,533	0,480	1,053	0,061
	30	2,340	0,720	1,620	0,060
	40	3,043	0,957	2,086	0,056

Die Umrechnung in dimensionslose Spannungen zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der einzelnen Versuche und der Ergebnisse innerhalb der Einzelversuche bei unterschiedlichen g-Niveaus. Die dimensionslosen Spannungen liegen im Bereich von 0,042 bis 0,077 [-]. Von 15 zur Auswertung der Vertikalspannungsverteilung herangezogenen Meßwerten liegen 9 im Bereich von 0,055 bis 0,065 [-]. Bei Versuch SM 13 ist zu beachten, daß es sich hierbei nur um einen Probeversuch handelt, bei dem das neue Schachtmodell 3 ohne besandete Oberfläche in der Zentrifuge untersucht wurde. Der Versuchsaufbau und -ablauf sind jedoch identisch mit Versuch SM 14. Offensichtlich ist jedoch, daß die Vertikalspannung im Schachtfuß um ca. 25 % geringer ausfällt, als bei dem gleichen Versuch mit besandeter Schachtoberfläche. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Wandreibungswinkel zwischen Abfall und Messingoberfläche geringer ist, als zwischen Abfall und besandeter Oberfläche.

Die aus den Dehnungsmessungen während des Versuches SM 10 bei verschiedenen Beschleunigungsniveaus berechneten Vertikalspannungen sind gemeinsam mit der aus dem Signal der Kraftmeßdose berechneten Spannung in Bild 3.13 in dimensionsloser Form als Beispiel aufgetragen. Berücksichtigt sind nur die Anteile aus Reibung. Die Vertikalspannungen nehmen mit der Tiefe zu. Wegen der versuchsbedingten Abweichungen von idealen Gegebenheiten liegen die mit DMS gemessenen Werte nicht alle auf einer Kurve. So können größere Abfallbestandteile in der Nähe von DMS-Meßstellen zu Spannungskonzentrationen führen, die das Meßergebnis verfälschen können. Deshalb werden in der weiteren Auswertung die Meßwerte in Form von Bandbreiten dargestellt. Die Messungen bei unterschiedlichen Beschleunigungsniveaus führen infolge der dimensionslosen Darstellung jedoch zu vergleichbaren Ergebnissen.

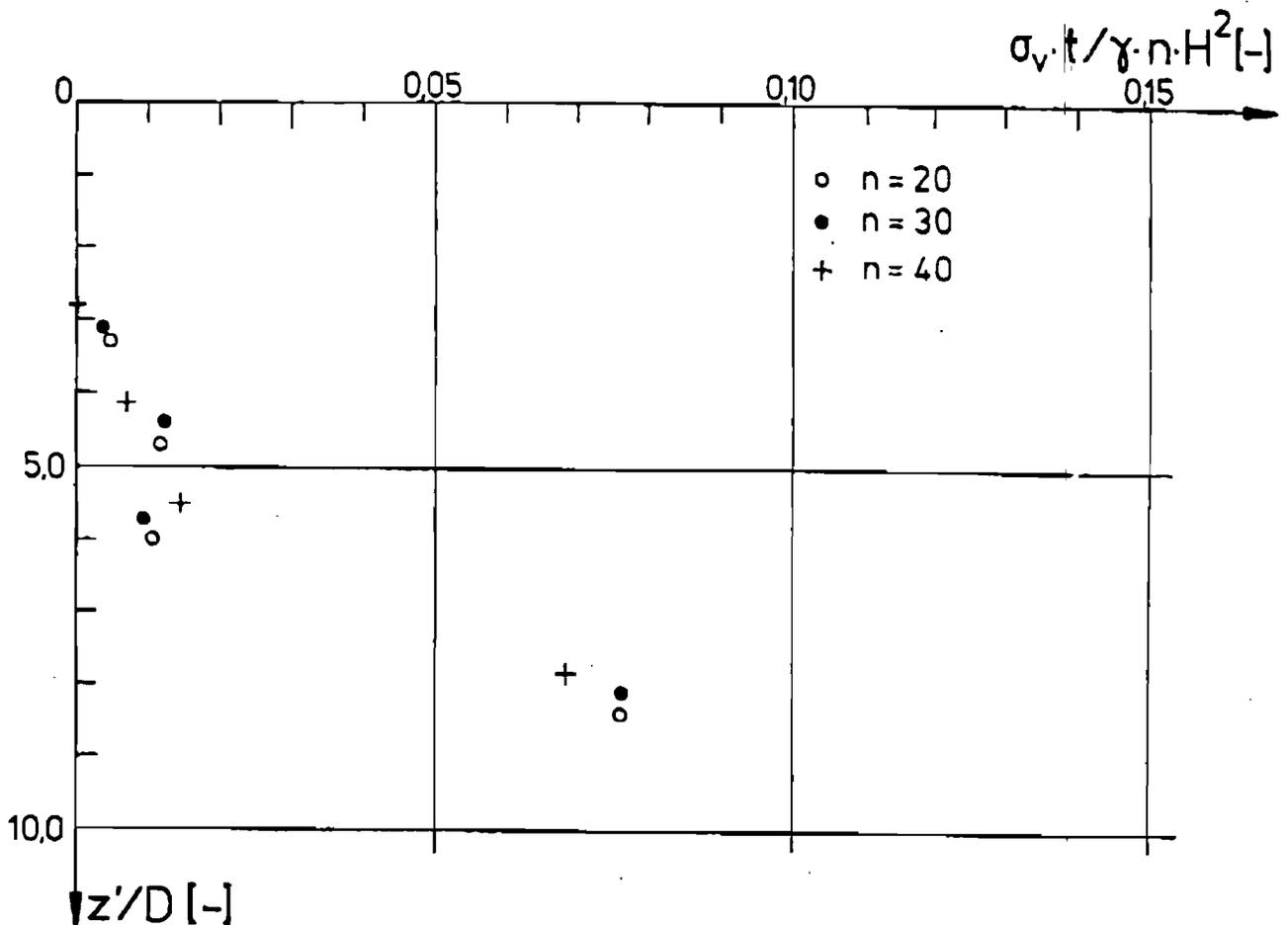


Bild 3.13: Vertikalspannungen im Schachtausbau gemessen bei verschiedenen Beschleunigungsniveaus in einem Versuch (Versuch SM 10)

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen, daß an der Oberfläche ( $z'/D_1 = 0$ ) die Vertikalspannungen aus Reibung ohne Eigengewichtsanteil zu Null und am Schächtfuß die sich aus den Signalen der Kraftmeßdose ergebenden Vertikalspannungen auftreten, werden die Bandbreiten der Versuchsergebnisse aufgetragen.

Die auf diese Weise aus den Versuchen SM 2, SM 6, SM 9, SM 10 und SM14 gewonnenen Verteilungen der Vertikalspannung sind in Bild 3.14 als Gesamtbandbreite der Versuchsergebnisse ohne Kiesmantel aufgetragen. In Anhang A1 sind jeweils die Versuchsergebnisse einzeln abgebildet. Bei allen Versuchen wird eine mit der Tiefe überproportional zunehmende Spannungsverteilung ermittelt.

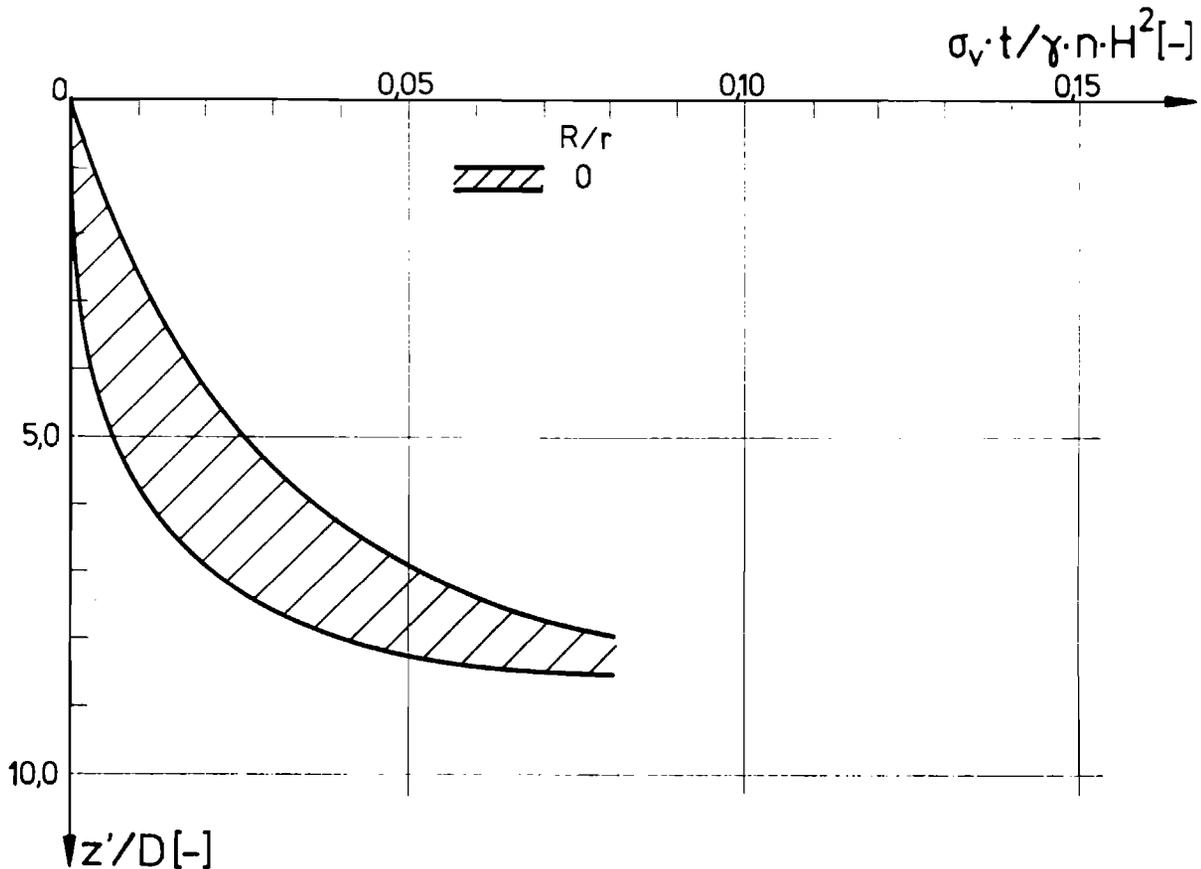


Bild 3.14: Bandbreite der Vertikalspannungen der Versuche ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )

- Radiale Beanspruchungen

Die in den Versuchen gemessenen Randfaserdehnungen des Schachtausbaus in tangentialer Richtung sind sehr gering. Die großen Vertikalspannungen im Schachtmodell führen infolge Querdehnung zu einer tangentialen Ausdehnung des Ausbaus. Gleichzeitig wird durch den Radialdruck aus dem Abfall eine tangentiale Stauchung des Ausbaus erzwungen. Dieses führt annähernd zu einer Aufhebung der tangentialen Dehnungen. Mit Hilfe der Gleichungen 3.1 a und b können die Spannungen im Ausbau unter Berücksichtigung der Querdehnung bestimmt werden:

$$\sigma_v = \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_v + \nu \cdot \varepsilon_t) \quad (\text{Gl. 3.1 a})$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1 - \nu^2} (\nu \cdot \varepsilon_v + \varepsilon_t) \quad (\text{Gl. 3.1 b})$$

mit Querdehnzahl  $\nu = 0,34$

Bei der Auswertung der tangentialen Meßwerte werden nur die Versuche mit dem Schachtmodell 3 berücksichtigt, wo Dehnungsmeßstreifen innen und außen angeordnet sind. Die Tangentialspannung im Schachtausbau aus der radialen Belastung ergibt sich bei den Modellen durch Mittelung von 8 Meßwerten, wodurch Schwankungen ausgeglichen werden. Die so ermittelten Tangentialspannungen in den Versuchen SM 13 und SM 14 liegen in einer Tiefe von 440 mm (17,6 m Prototyptiefe) bei 3,0 bzw. 3,9 N/mm<sup>2</sup>

#### b) Oberflächensetzungen

Die bei den Versuchen mit Schachtausbau ohne Kiesmantel beobachteten Oberflächensetzungen (Modellgrößen) entsprechen den im Kapitel 3.2 (Bild 3.9) dargestellten Oberflächensetzungen aus den Versuchen ohne Schachtausbau.

#### c) Radiale Verschiebungen

Der steife Schachtausbau verhindert radiale Verschiebungen in Richtung des Hohlraumes. Aus diesem Grunde wurden keine Wegaufnehmer zur Messung radialer Verschiebungen eingesetzt.

### 3.3.4 Versuche mit steifem Ausbau mit Kiesmantel

#### a) Belastung des Schachtausbaus

- Vertikale Beanspruchung

Die Vertikalkräfte nehmen mit steigendem Beschleunigungsniveau zu, erreichen aber im Vergleich zu den Versuchen ohne Kiesmantel höhere Werte. In der Tabelle sind bereits die Versuche mit den gleichen geometrischen Randbedingungen (Verhältnis Kiesmantelradius  $R$  zu Schachtausbauradius  $r$ ) zu Gruppen zusammengefaßt. Entsprechend ist für jeden Versuch auch die Dicke des Kiesmantelringes angegeben. Die Darstellung der Versuchsergebnisse in dimensionsloser Form erfolgt dementsprechend nach Gruppen geordnet (Bild 3.15 bis Bild 3.17).

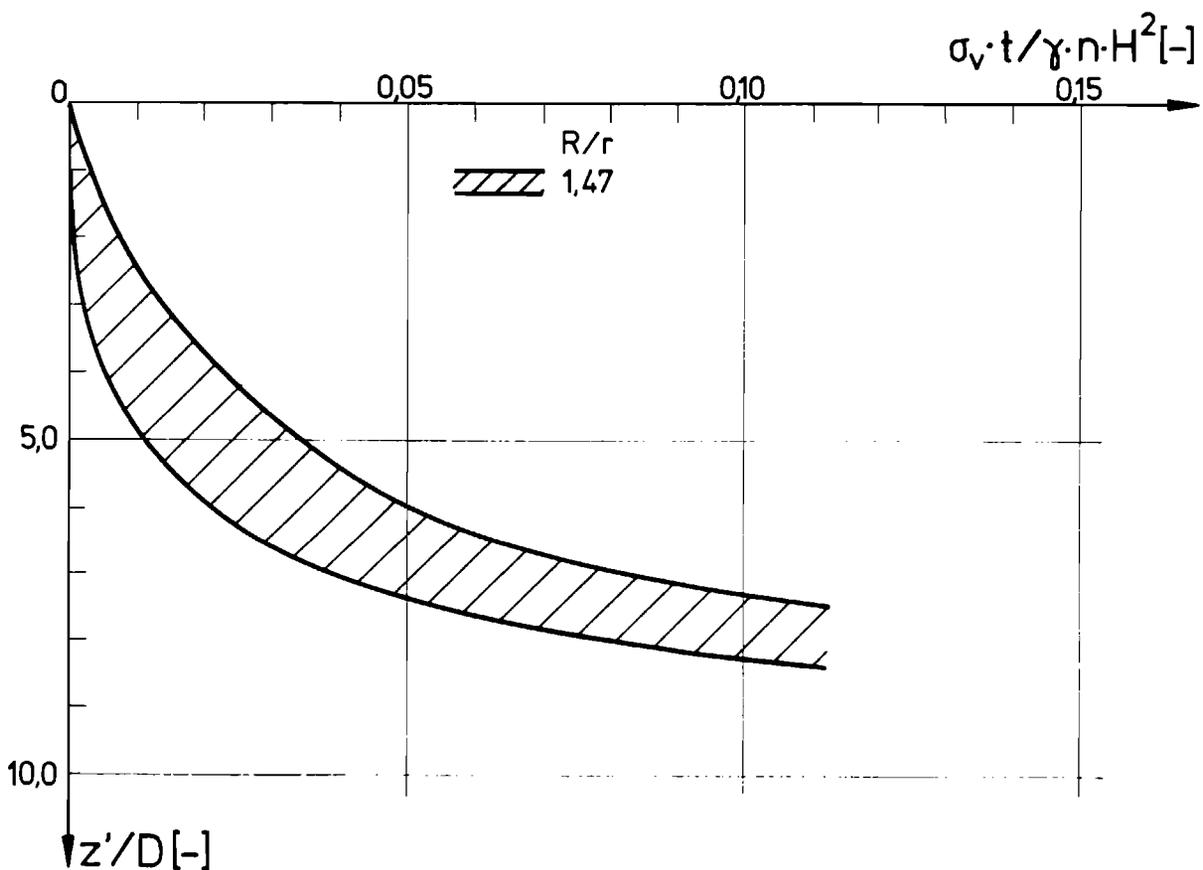


Bild 3.15: Bandbreite der Vertikalspannungen der Versuche mit Kiesmantel ( $R/r=1,47$ )

$$\sigma_v \cdot t / \gamma \cdot n \cdot H^2 [-]$$

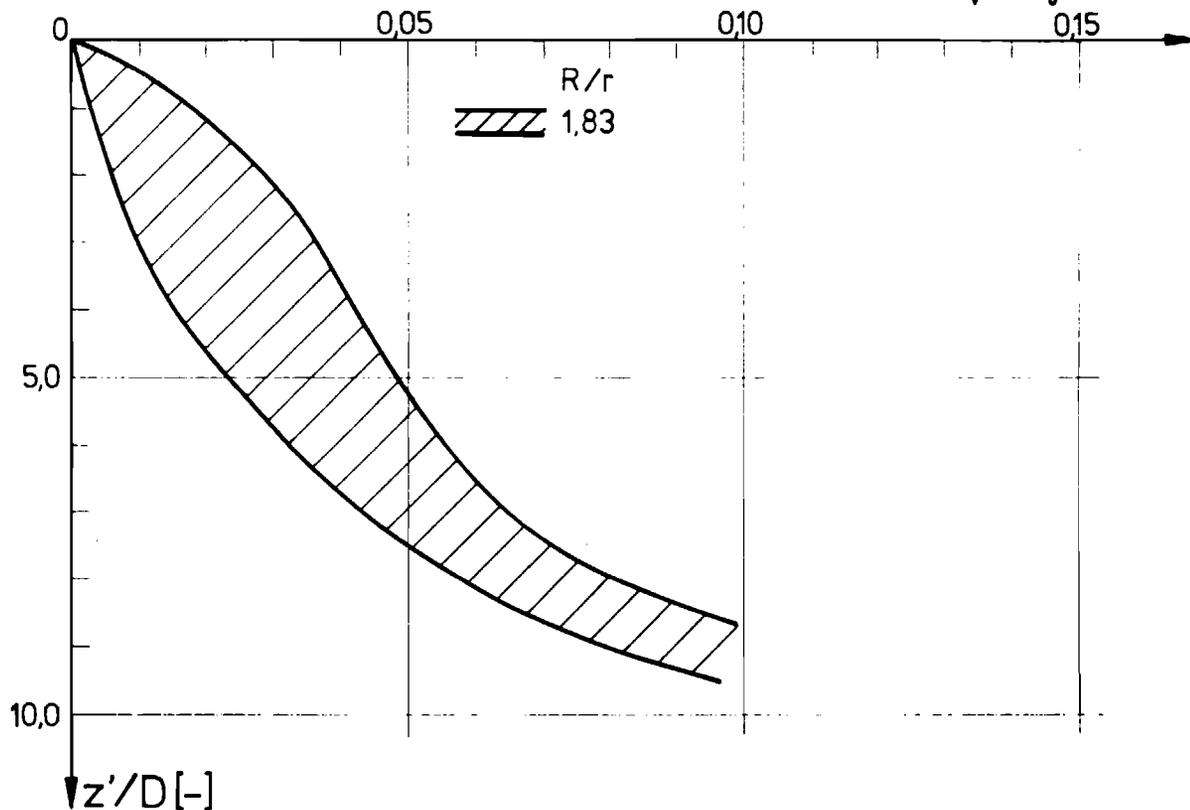


Bild 3.16: Bandbreite der Vertikalspannungen der Versuche mit Kiesmantel ( $R/r=1,83$ )

$$\sigma_v \cdot t / \gamma \cdot n \cdot H^2 [-]$$

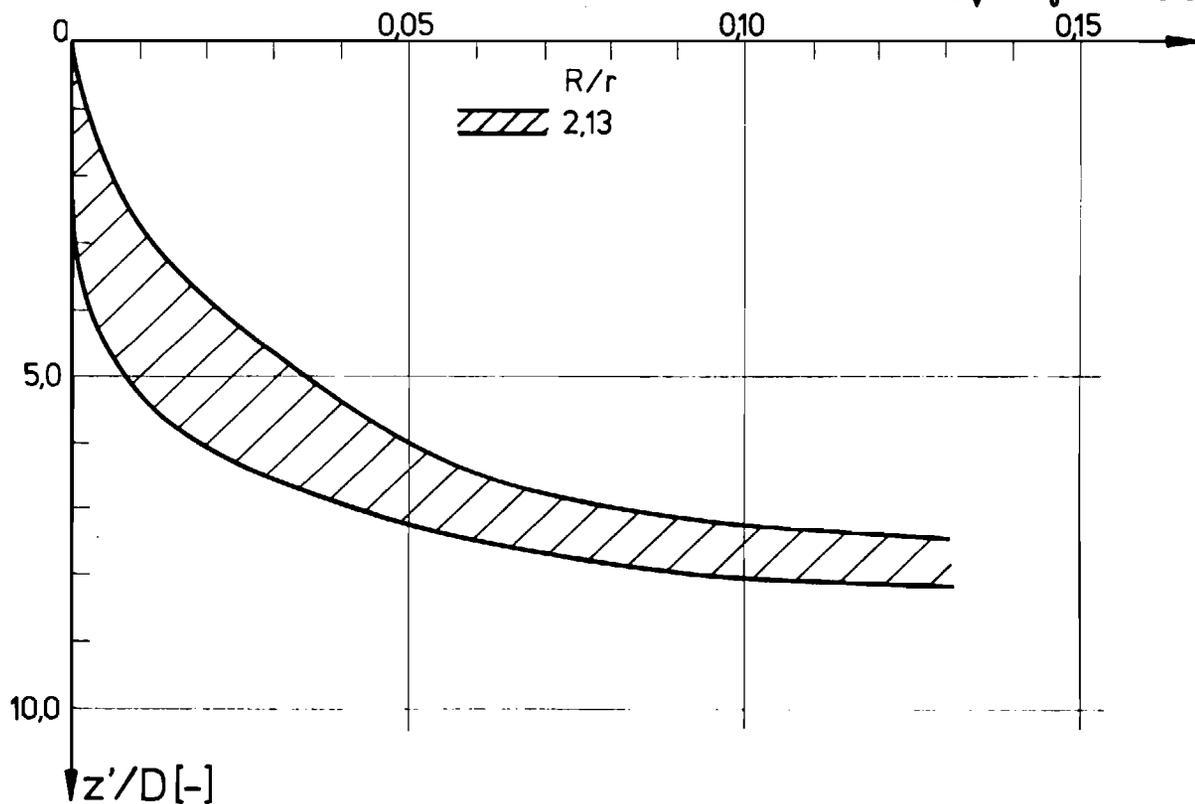


Bild 3.17: Bandbreite der Vertikalspannungen der Versuche mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )

Allen Verläufen ist gemein, daß die Vertikalbelastung größer ausfällt als bei den Versuchen ohne Kiesmantel. Mit größer werdender Kiesmantelstärke wachsen auch die Vertikalspannungen zwischen 37 % ( $R/r=1,47$ ) und 63 % ( $R/r=2,13$ ) gegenüber einem Schacht ohne Kiesmantel an.

In Tabelle 3.6 sind entsprechend Tabelle 3.4 die mit der Kraftmeßdose am Schachtfuß ermittelten Vertikalkräfte aufgeführt. In Spalte 5 sind die Vertikalkräfte aus negativer Mantelreibung berechnet. Auch hier zeigt sich die gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse. Insbesondere die Schachtmodelle 2 und 3 weisen geringe Streubreiten in den Meßwerten der Kraftmeßdose auf.

- Radiale Beanspruchung

Die gemessenen Randfaserdehnungen des Schachtausbaus in tangentialer Richtung waren in diesem Fall ähnlich gering, wie beim System mit Ausbau ohne Kiesmantel. Für die Auswertung gelten die Hinweise im Kapitel 3.3.3 a. In den Versuchen SM 15 und SM 16 wurden Spannungen in einer Tiefe von 440 mm (17,6 m Prototyptiefe) in der Größe von 6,0 N/mm<sup>2</sup> bzw. 7,0 N/mm<sup>2</sup> ermittelt.

Tabelle 3.6: Vertikalkräfte am Schachtfuß (Modellgrößen)

Versuch	n	Kies- dicke d	Vertikalkraft	Anteil aus Eigengewicht	Anteil aus negativer Mantelreibung	$\frac{\sigma_v \cdot t}{\gamma \cdot n \cdot H^2}$
	[-]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (5) - (4)	(7) = $\frac{((6) / A_Q) \cdot t}{\gamma \cdot n \cdot H^2}$
SM 3	20	25	1,162	0,252	0,910	0,078
R/r=1,83	30		1,976	0,378	1,598	0,086
	40		2,816	0,504	2,312	0,092
SM 5	20	25	2,297	0,252	2,045	0,149
R/r=1,83	30		3,592	0,378	3,214	0,152
	40		4,744	0,504	4,240	0,147
SM 7	20	17,5	2,507	0,480	2,317	0,114
R/r=1,47	30		3,792	0,720	3,072	0,112
	40		4,989	0,957	4,032	0,107
SM 11	20	17,5	2,268	0,480	1,788	0,101
R/r=1,47	30		3,500	0,720	2,780	0,102
	40		4,593	0,957	3,636	0,097
SM 15	20	17,5	1,989	0,480	1,509	0,087
R/r=1,47	30		2,996	0,720	2,276	0,084
	40		3,885	0,957	2,928	0,079
SM 12	20	42,5	2,680	0,480	2,200	0,123
R/r=2,13	30		4,308	0,720	3,588	0,130
	40		5,629	0,957	4,672	0,123
SM 16	20	42,5	2,621	0,480	2,141	0,122
R/r=2,13	30		4,143	0,720	3,423	0,127
	40		5,453	0,957	4,496	0,120

## b) Oberflächensetzungen

Bild 3.18 zeigt die im Versuch SM 5 gemessenen Oberflächensetzungen (Modellgrößen) des Kiesmantels und des Abfalls in unmittelbarer Nähe des Kiesmantels. Die Setzungen entsprechen denen, die auch in den Versuchen ohne Ausbau auftreten (Bild 3.9). Auffällig

ist, daß die Setzungen des Kiesmantels nur geringfügig kleiner sind als die des umgebenden Abfalls. Der Kiesmantel folgt den Setzungen des Abfalls.

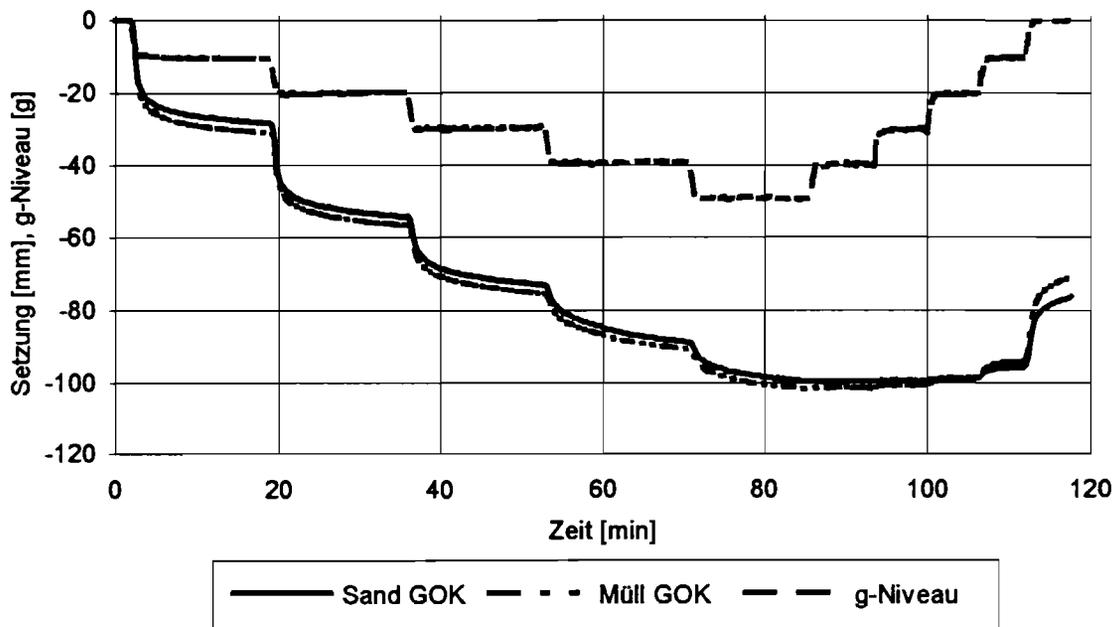


Bild 3.18: Geländeoberkantensetzungen des Kiesmantels und des Abfalls (Versuch SM 5)

### c) Radiale Verschiebungen

In Versuch SM 5 und SM 7 wurde zusätzlich zur Setzung des Abfalls und des Kiesmantels die radiale Verformung des Kiesmantels in drei Meßquerschnitten aufgenommen. Die Meßwerte sind, bezogen auf den Außendurchmesser des Kiesmantels, in Bild 3.19 für den Versuch SM 5 dargestellt. Die Werte für jeden Meßquerschnitt wurden durch Mittelbildung aus Signalen zweier gegenüberliegenden Wegaufnehmer bestimmt.

Über die gesamte Höhe des Kiesmantels wird eine Ausdehnung nach außen zum Abfall festgestellt. Die Ausdehnung des Kiesmantels nimmt in Abhängigkeit des Beschleunigungsniveaus zu. Die Abweichungen in den drei Meßquerschnitten betragen maximal 20 %.

Die radiale Ausdehnung des Kiesmantels bezogen auf den Kiesmanteldurchmesser beträgt ca. 3,5 % ( $n=40g$ ). Bezogen auf die Kiesmanteldicke von 25 mm entspricht dies einer Ausdehnung der Manteldicke von ca. 15 %.

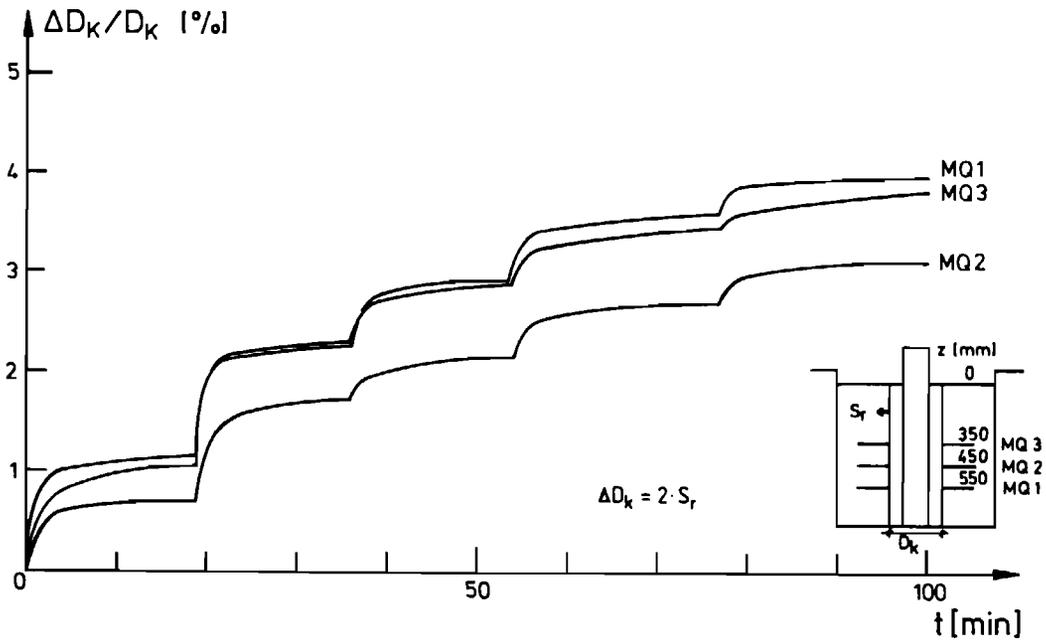


Bild 3.19: Radiale Ausdehnung des Kiesmantels (Versuch SM 5)

Die Kontaktfläche zwischen Kiesmantel und Abfall zeigt nach dem Versuchsabbau keine Unregelmäßigkeiten. Es dringt kein Modellkies aus dem Kiesmantel großflächig in den Abfall ein. Lediglich in Bereichen, wo sehr weiche Bestandteile des Abfalls unmittelbar an den Kiesmantel anliegen oder Hohlräume in der Umgebung fester Abfallbestandteile an den Kiesmantel grenzen, dringt Kies in den Abfall ein. Die Abweichungen der Verformungen des Kiesmantels in den drei Messquerschnitten können auf solche lokalen Bedingungen zurückgeführt werden.

### 3.4 Diskussion der Ergebnisse

#### 3.4.1 Radiale Beanspruchung eines Schachtes ohne Kiesmantel

Zunächst soll hier die radiale Beanspruchung eines steifen und eines weichen Schachtausbaus ohne Einsatz eines Kiesmantels diskutiert werden. Aus der Tangentialspannung im Schachtausbau in Höhe des unteren Meßquerschnittes von Versuch SM 13 ohne besandete Oberfläche läßt sich die von dem Abfallkörper auf den Schacht wirkende radiale Belastung zu  $40,0 \text{ kN/m}^2$  berechnen. Die theoretisch in dieser Tiefe wirkende Vertikalspannung im Abfall ergibt sich zu  $\sigma_v = \gamma \cdot z' \cdot n = 185 \text{ kN/m}^2$ . Damit ergibt sich das Verhältnis der radialen zu den vertikalen Spannungen zu einem Seitendruckbeiwert von  $K = \sigma_r / \sigma_v = 0,22$ . Die Rückrechnung unter Berücksichtigung des Querdehnungseinflusses zeigt bei Versuch SM 14 mit besandeter Oberfläche eine Radialspannung von  $52,0 \text{ kN/m}^2$  auf, so daß ein K-Wert in der Größenordnung von  $K = 0,28$  bestimmt werden kann.

Aus den Versuchsergebnissen zur radialen Beanspruchung eines steifen Schachtausbaus läßt sich ableiten, daß das Verhältnis der auf den Schacht wirkenden radialen Spannungen aus dem Abfall zu den Vertikalspannungen im Abfall im Mittel  $0,3$  beträgt.

Da die radialen Verformungen in Richtung des Schachtes durch den steifen Ausbau gegenüber dem Verformungspotential des Abfalls vollständig behindert sind, muß sich bei diesem System im Abfall ein Ruhedruckzustand einstellen. Aus einer Vielzahl von Laborversuchen an verschiedenen, teilweise dem hier verwendeten Modellmüll sehr ähnlichen Mischabfällen konnten Ruhedruckbeiwerte zwischen  $K_0 = 0,2$  und  $0,4$  beobachtet werden. Diese Werte entsprechen dem hier ermittelten Zusammenhang zwischen radialer und vertikaler Spannung im Abfall im Ruhezustand.

Um das Verhalten eines Schachtssystems bei Zulassung großer Verformungen zu erfassen, werden als Grenzbetrachtung Versuche zur Standsicherheit und zum Verformungsverhalten eines ungebauten Schachtes durchgeführt. Hierbei werden radiale Verformungen des Abfalls in den Hohlraum hinein unbehindert zugelassen. Entsprechend verschwinden die radialen Spannungen im Abfall unmittelbar an der ungestützten Schachtwandung.

Bei diesem System muß die Tragwirkung des Abfalls die Standsicherheit des Schachtes gewährleisten. Um diese zu aktivieren, sind nach den vorliegenden Ergebnissen erhebliche Durchmesserverkürzungen erforderlich. Wie bereits in Bild 3.4 dargestellt, ist die Größenordnung der Scherparameter verformungsabhängig. Die Aktivierung der vollen

Scherfestigkeit erfordert demnach einen bestimmten Dehnungszustand, in dem die Scherparameter ihren Maximalwert erreichen und das Bodenmaterial seine volle Tragfähigkeit aufgebaut hat. Bezogen auf den Schachtdurchmesser ergeben sich die Durchmesserverkürzungen für einen Schacht in 37 m Tiefe ( $z/D = 3.25$ ) zu  $\Delta D/D = 12 \%$  (Kapitel 3.3.2).

Aus diesen Ergebnissen läßt sich entnehmen, daß die vom Abfall auf ein Schachtsystem wirkenden Radialspannungen von der Größe der radialen Verschiebungen des Schachtsystems abhängen. Bei einem sehr steifen Schachtsystem, welches keine radialen Verschiebungen zuläßt, stellt sich ein Ruhedruck ein. Die Zulassung radialer Verschiebungen, wie dieses bei einer weichen Schachtkonstruktion gegeben ist, führt zu einer Abminderung der Beanspruchung durch die Aktivierung der Tragfähigkeit des Abfalls. Werden sehr große Verschiebungen zugelassen, wie dieses bei den Versuchen ohne Ausbau der Fall ist, kann die radiale Belastung auf das Schachtsystem vollständig abgebaut werden. Aussagen über die Entwicklung der radialen Spannungen in Abhängigkeit der radialen Verschiebungen können aus den durchgeführten Versuchen nicht abgeleitet werden. Betrachtet werden nur die Grenzzustände der vollständig behinderten radialen Verschiebungen und der unbehinderten radialen Verschiebungen.

Der Zusammenhang zwischen Aktivierung der Tragwirkung eines Mischabfalls und dazu erforderlichen Verschiebungen wurde am Institut an einem anderen System untersucht. In Falltürversuchen (Bild 3.20) wurde unterhalb einer Abfallschicht eine Platte definiert abgesenkt. Das Verhältnis der Dicke der Abfallschicht zur Breite der Absenkplatte betrug  $h/B = 4$ . Um realitätsnahe Spannungszustände im Abfall aufbauen zu können, wurden die Versuche in der geotechnischen Großzentrifuge ausgeführt, so daß eine Abfallschicht mit der Dicke von  $h = 30$  m simuliert wurde. Gemessen wurde die auf die Absenkplatte wirkende Beanspruchung und die Absenkung der Platte.

Bild 3.21 zeigt die ermittelte Abhängigkeit der auf die Absenkplatte wirkenden Vertikalspannung  $\sigma_v$  von der Absenkung der Platte  $s_v$ . Es ist zu erkennen, daß ohne Absenkung der Platte auf diese eine Vertikalspannung in der Größe von  $\sigma_v = \gamma \cdot n \cdot h$  bzw.  $\sigma_v / (\gamma \cdot n \cdot B) = h / B = 4$  wirkt (Ruhezustand). Unmittelbar mit dem Beginn der Absenkung der Platte reduziert sich diese Spannung. Wird eine Absenkung von  $s_v/B = 10 \%$  erreicht, stellt sich ein Grenzwert für die Vertikalspannung ein. Mit weiterer Absenkung ist keine Reduzierung der Spannung verbunden.

Aufgrund der Tatsache, daß bei den Falltürversuchen und bei den Schachtversuchen der gleiche Modellabfall eingesetzt wurde, ist es erlaubt, das in den Falltürversuchen beobachtete Spannungsverformungsverhalten auf die Fragestellung der verformungs-

abhängigen radialen Belastung des Schachtes zu übertragen. Danach nehmen die radialen Spannungen, welche im Ruhezustand zu beobachten sind, unmittelbar mit dem Auftreten radialer Verschiebungen bzw. Durchmesserverkürzungen (Bild 3.22) ab. Daher wird für den Schacht von den beiden Grenzzuständen "Ruhedruck", d.h.  $\Delta D/D = 0$ , sowie dem unausgebauten Schacht mit  $\sigma_r = 0$  mit im Versuch gemessenen Wert  $\Delta D/D$ , ausgegangen. Der Verlauf zwischen diesen Grenzzuständen ist näherungsweise aus dem Bild 3.21 für  $s_r/B = 0$  und  $s_r/B = 12\%$  entnommen, das die Ergebnisse von drei Feldversuchen zeigt. Dieses kann mit einer Verspannung des Abfalls in Ringrichtung in der unmittelbaren Umgebung des Schachtes erklärt werden. Bei größeren radialen Verschiebungen geht die Abnahme der Radialspannungen zurück. Mit Erreichen einer bestimmten Grenzverschiebung stellt sich ein Gleichgewichtszustand ein, bei dem die radialen Spannungen verschwinden. Die Spannungen, welche im Ruhezustand auftreten, sowie die Größe der Grenzverschiebungen sind u.a. von der Tiefe des Schachtes abhängig. Mit zunehmender Tiefe steigen die Vertikalspannungen an, entsprechend vergrößert sich die radiale Spannungskomponente. Durch die analog zunehmende Dehnung werden somit wiederum größere Scherspannungen aktiviert, welche ein Gleichgewicht in der ungestützten Schachtwand bewirken.

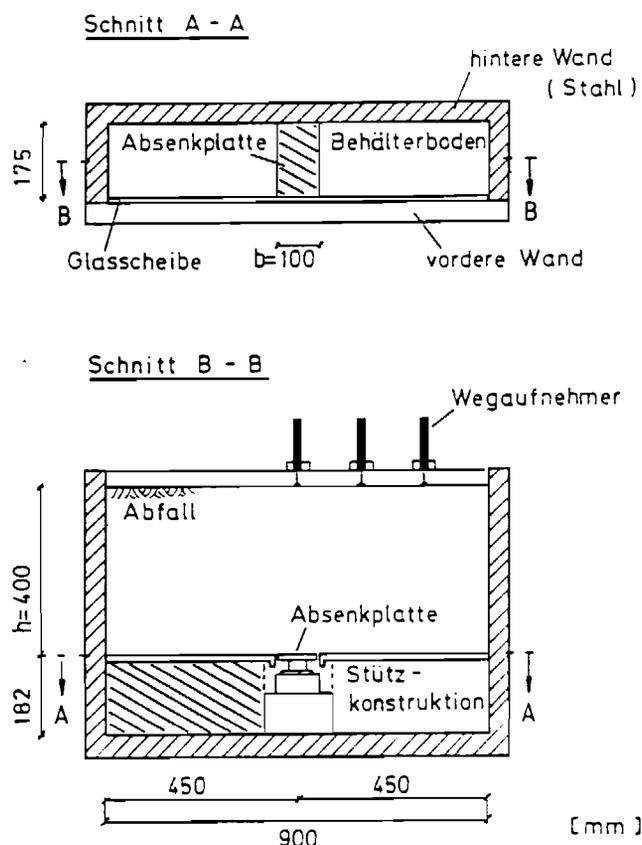


Bild 3.20: Aufbau der Falltürversuche mit Modellabfall in der Geotechnischen Großzentrifuge

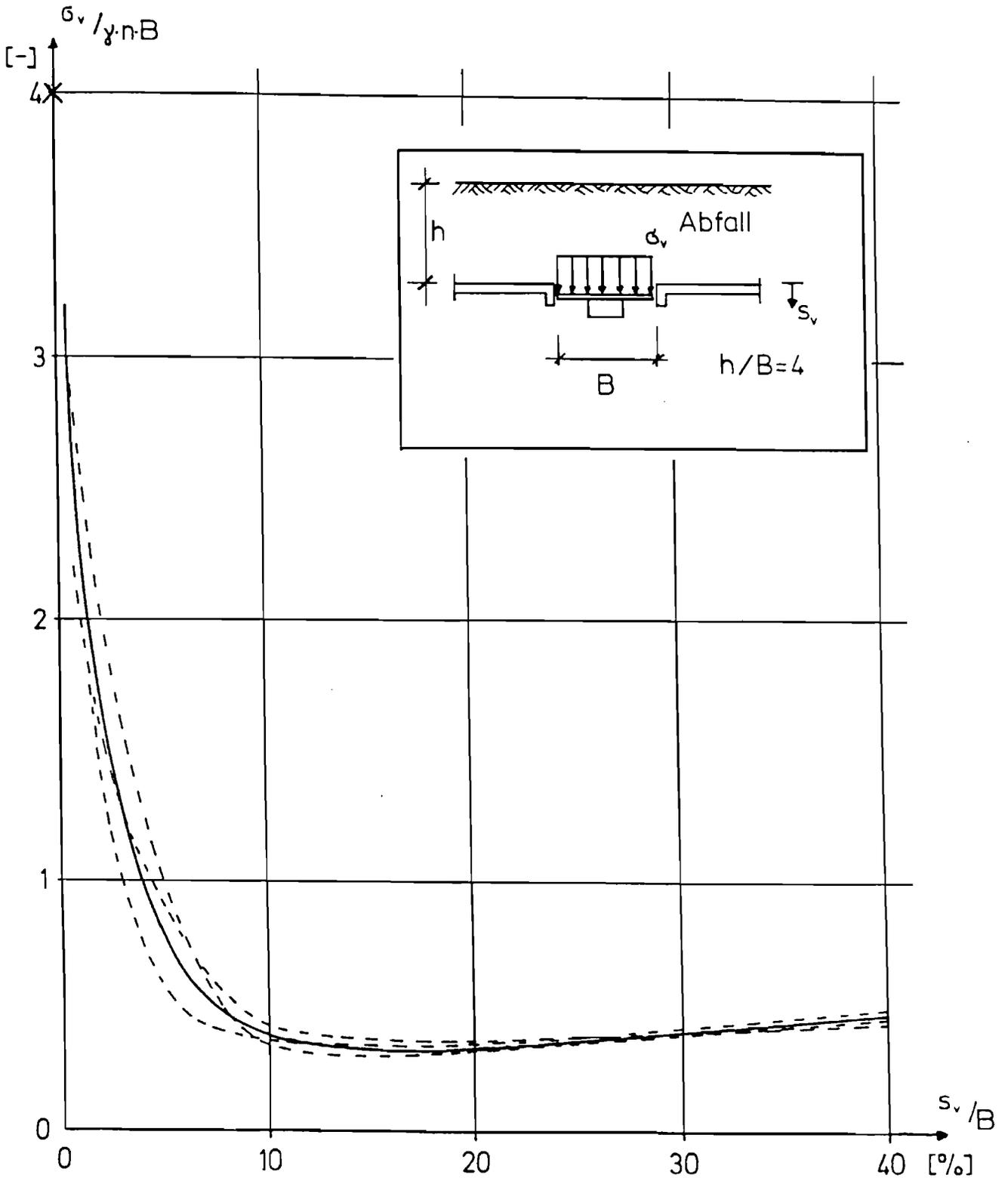


Bild 3.21: Ergebnisse der Falltürversuche:

Abhängigkeit zwischen Absenkung der Platte und der auf die Absenkplatte wirkenden Spannungen (gemittelt — , aus drei Einzelversuchen - - -)

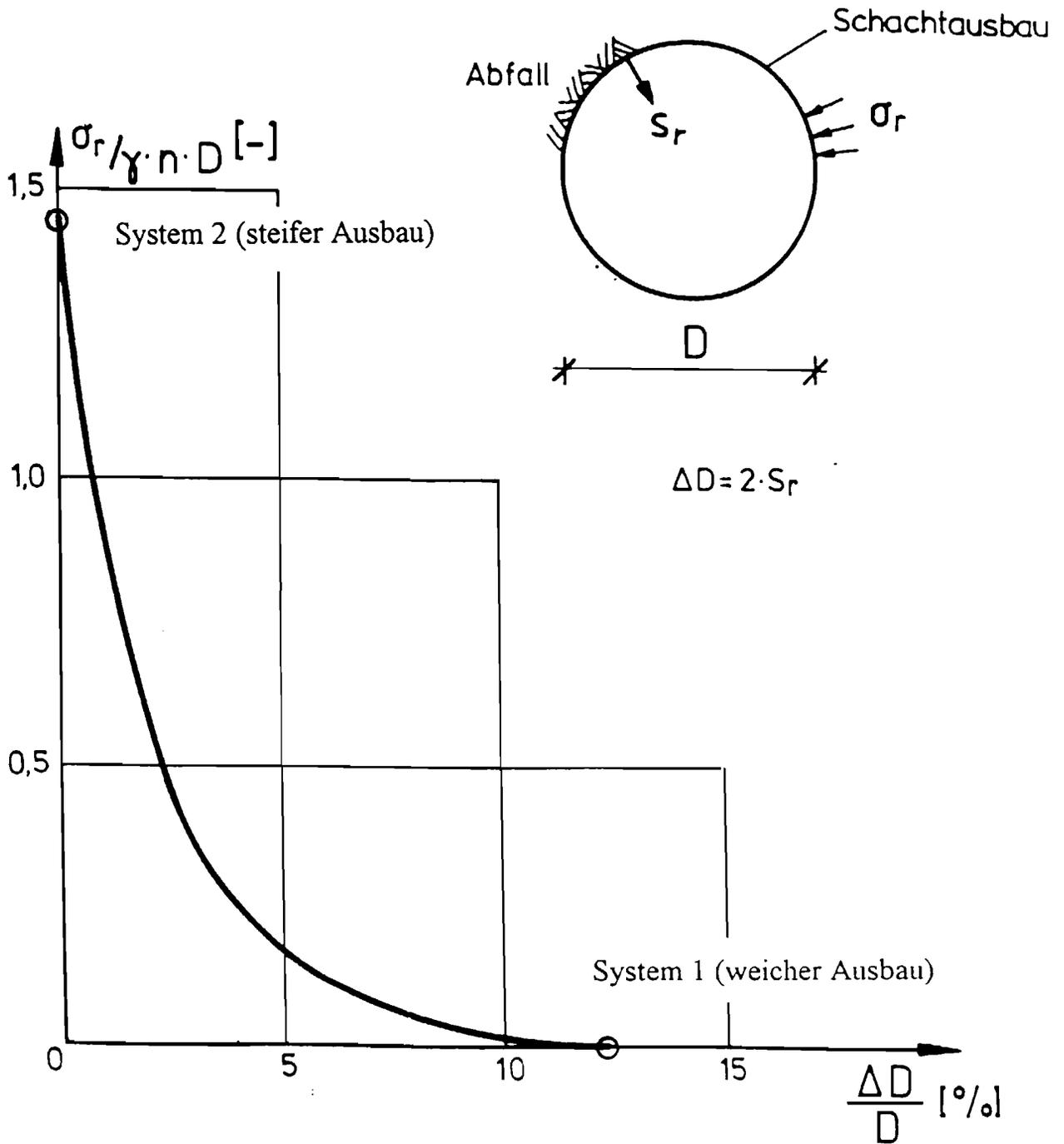


Bild 3.22: Zusammenhang zwischen Radialspannungen und Durchmesserverkürzung im Schacht bei Tiefen in der Größenordnung von ca. 30 cm (Modellmaß)

### 3.4.2 Radiale Beanspruchung eines Schachtes mit steifem Ausbau mit Kiesmantel

Die Ergebnisse der Versuche mit Kiesmantel und steifem Ausbau weisen darauf hin, daß mit Einsatz des Kiesmantels höhere radiale Spannungen auf den Schacht wirken als bei direktem Kontakt zwischen Abfall und Schachtausbau (Verhältnis 1,5 bis 1,8). Diese Spannungserhöhungen mögen mit auf die um ca. 60 % höhere Dichte des Kieses gegenüber der des Abfalls zurückzuführen sein. Die entsprechenden Versuche mit Kiesmantel weisen hier Tangentialspannungen in der Größenordnung von 6 bis 7 N/mm<sup>2</sup> auf. Bezogen auf den Abfall ergeben sich K-Werte in der Größenordnung  $K = \sigma_r / \sigma_z = 0,43$  (SM 15 (R/r=1,47)) bzw.  $K = 0,49$  (SM 16 (R/r=2,13)). Wird die Kieswichte als Bezug genommen, ergibt sich für SM 15 und SM 16  $K = 0,3$  bzw.  $0,34$ .

Der steife Ausbau erlaubt keine radialen Verschiebungen der Innenkante des Kiesmantels in Richtung des Hohlraums. Dadurch kann offensichtlich die Tragfähigkeit des Kiesmantels nicht aktiviert und keine Abminderung der Radialspannungen erzeugt werden. Der Einsatz eines weichen Ausbaus umgeben mit einem Kiesmantel kann hier zu anderen Ergebnissen führen.

### 3.4.3 Beanspruchung aus negativer Mantelreibung

Anhand des Bildes 3.23 kann der Einfluß der Kiesmantelstärke auf die Vertikalbeanspruchung aufgezeigt werden. Über die Tiefe sind die Bandbreiten der Versuche mit einer Mantelstärke von  $R/r = 0$  und  $R/r = 2,13$  aufgetragen. Deutlich zu erkennen ist die Zunahme der Vertikalspannungen insbesondere im Bereich des Schachtfußes. Auch der Verlauf im Bereich von  $z'/D = 3$  bis 7 weist eine Erhöhung der Beanspruchung gegenüber einem Schacht ohne Kiesmantel auf. Die Ergebnisse der Versuche mit dünnerem Kiesmantel sind zur besseren Deutlichkeit hier nicht dargestellt, sie liegen zwischen den dargestellten Bereichen.

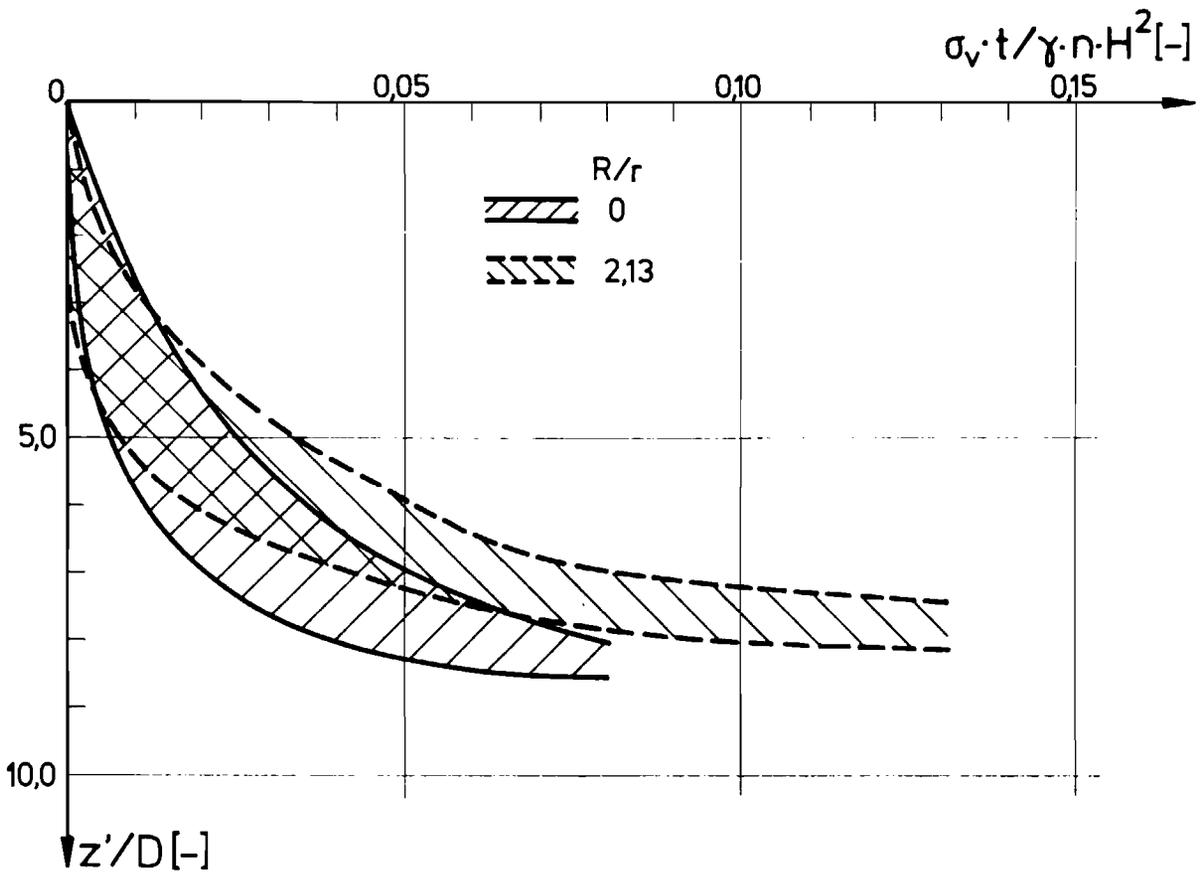


Bild 3.23: Vergleich der Vertikalspannungen der Versuche mit ( $R/r=2,13$ ) und ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )

Aus diesen Vertikalspannungen können die Schubspannungen aus negativer Mantelreibung berechnet werden. Auf den Schachtausbau wirken radiale Spannungen aus dem Abfall bzw. dem Kiesmantel. Verbunden mit den Setzungen des Abfallkörpers entstehen hieraus Schubspannungen  $\tau$ , die an der Außenwandung des Schachtes angreifen :

$$\tau(z) = \sigma_r(z) \cdot \tan \delta \quad (\text{Gl. 3.1})$$

- mit:
- $\tau(z)$  : Schubspannung in Abhängigkeit der Tiefe
  - $\sigma_r(z)$  : Schubspannung in Abhängigkeit der Tiefe
  - $z$  : Tiefenordinate von der aktuellen Abfalloberfläche
  - $\delta$  : Wandreibungswinkel

Durch die Integration der an dem Schachumfang angreifenden Schubspannungen entstehen Vertikalspannungen im Schachtausbau :

$$\sigma_v = U \cdot \int_0^z \tau \cdot z \quad (\text{Gl. 3.2})$$

Damit ergeben sich für eine konstante Verteilung der Schubspannungen über die Tiefe linear zunehmende Vertikalspannungen im Schachtausbau. Bei linear zunehmenden Schubspannungen treten parabelförmig verteilte Vertikalspannungen auf. Ist die Verteilung der Vertikalspannungen bekannt, kann durch Differentiation auf die Schubspannungsverteilung zurückgeschlossen werden (Bild 3.24).

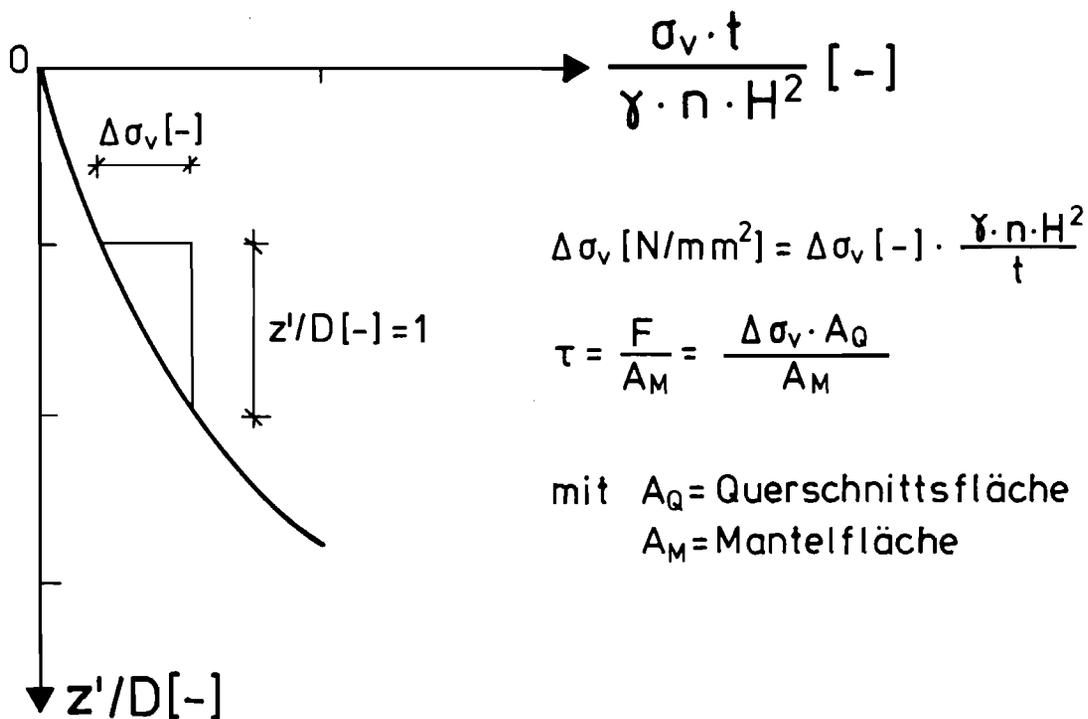


Bild 3.24: Ermittlung der Schubspannung aus Vertikalbeanspruchung

Die aus den in den Versuchen ohne und mit Kiesmantel beobachteten Verteilungen der Vertikalspannungen berechneten Schubspannungsverteilungen sind in Bild 3.25 dargestellt.

Die bei Einsatz eines Kiesmantels auftretenden Schubspannungen sind deutlich größer als die ohne Kiesmantel entstehenden Schubspannungen. Dies kann bereits bei einer Kiesmantelstärke  $R/r=1,47$  beobachtet werden, verstärkt sich jedoch bei einem größeren Verhältnis  $R/r=2,13$ . Hierfür können folgende Ursachen angegeben werden:

- Durch die gegenüber dem Abfall höhere Wichte des Kiesel entstehen im Kies in Schachtnähe höhere Vertikalspannungen als im Abfall. Dadurch erhöhen sich auch die radial auf den Schacht wirkenden Spannungen und damit die am Ausbau angreifenden Schubspannungen. Hierauf weisen auch die Meßergebnisse der tangentialen DMS hin.
- Der Wandreibungswinkel zwischen Kiesmantel und Schachtwandung ist größer als zwischen Abfall und Schachtwandung.
- Im Zusammenhang mit dem als steif anzusehenden Schachtausbau ergibt sich offensichtlich keine maßgebende Entlastung des Ausbaus durch eine Gewölbewirkung im Kiesmantel

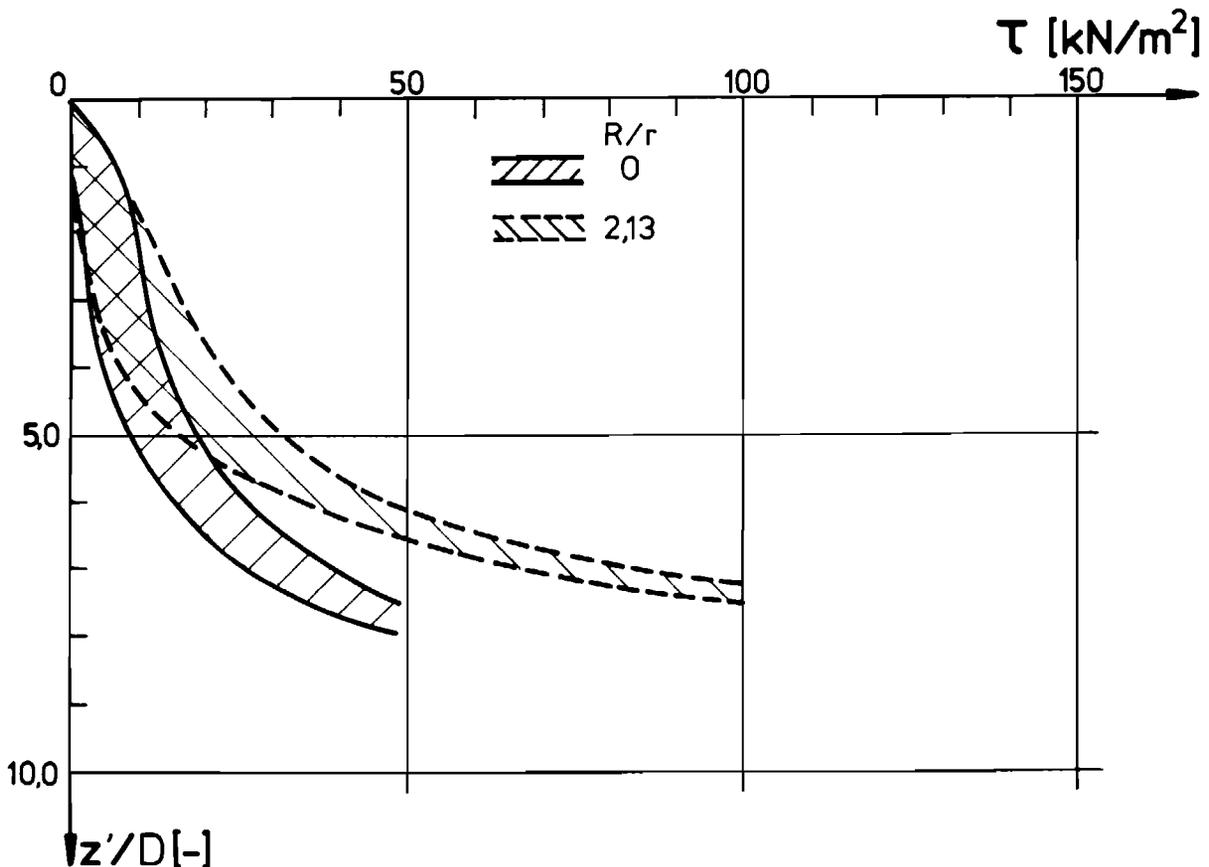


Bild 3.25: Bandbreiten der berechneten Schubspannungen mit ( $R/r=2,13$ ) und ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )

Die Kraftmeßdose am Schachtfuß erfaßt die Kräfte, die über den gesamten Umfang in den Schachtausbau eingetragen werden. Wird die Schubspannungsverteilung nicht weiter betrachtet, und dieser Meßwert zur Bestimmung der Schubkraft mit der Formel

$$T(z) = F/h \quad (\text{Gl.3.3})$$

( $h$  = Schachttiefe)

zugrundegelegt, lässt sich folgende Abhängigkeit der Belastung aus negativer Mantelreibung und Kiesmanteldicke herstellen (Bild 3.26). Aufgetragen sind die Werte, die sich bei alleiniger Auswertung der Meßwerte der Kraftmeßdose bei  $n = 40$  g ergeben ( $\cong$  Schachtprototyptiefe von ca. 24 m, Durchmesser 3,0 bzw. 2,4 m).

Diese Werte gelten nur für das untersuchte System eines steifen Schachtes mit einem Wandreibungswinkel  $\delta$  in der Größe des inneren Reibungswinkels  $\varphi$  des Kiesel bzw. des Abfalls. Wird die Schachtoberfläche mit reibungsmindernden Materialien beschichtet oder mit geringer Reibung hergestellt, verringern sich diese Werte entsprechend.

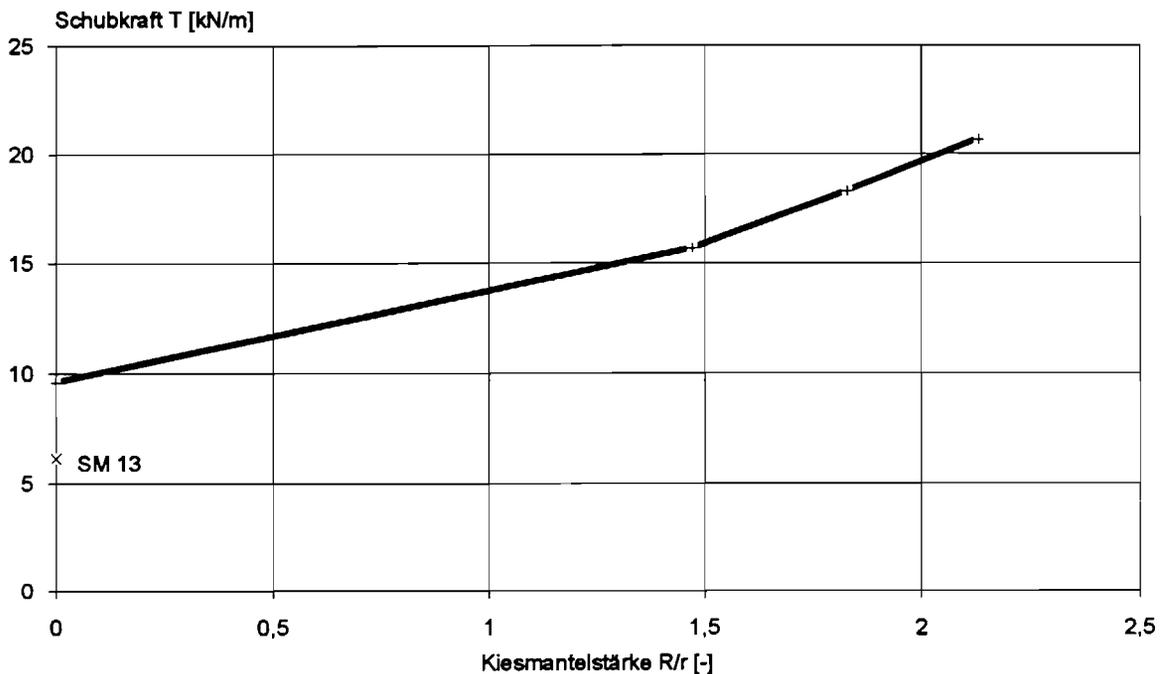


Bild 3.26: Schubkraftwerte in Abhängigkeit der Kiesmantelstärke

Die Zunahme der Schubkraft verläuft fast linear zur Zunahme der Kiesmantelstärke  $R/r$ . Für die in Bild 3.26 dargestellten Verläufe lässt sich  $T$  mit Hilfe der Gleichung

$$T = 9,6 + 4,8 \cdot (R/r) \quad (\text{konstante Vertikalspannungsverteilung}) \quad (\text{Gl. 3.3})$$

bestimmen. Zusätzlich ist das Ergebnis des Versuches SM 13 aufgetragen, bei dem das Schachtmodell eine verminderte Wandreibung aufwies, indem der Versuch ohne besandete Oberfläche durchgeführt wurde. Deutlich zu erkennen ist der lastmindernde Effekt durch den verringerten Verbund zwischen Ausbau und Abfall. Die Schubkraft wird um ca. 30 % abgemindert.

### 3.4.4 Verformungsverhalten des Kiesmantels

Aus den Versuchsergebnissen ergibt sich, daß der Kiesmantel den Setzungen des Abfalls folgt und sich gleichzeitig radial ausdehnt. Unter den Voraussetzungen, daß keine Volumenänderung bzw. keine Änderung in der Lagerungsdichte des Kieses auftritt und daß die radiale Ausdehnung über die Tiefe des Schachtes konstant ist, können aus den gemessenen vertikalen Setzungen radial Verformungen berechnet werden (Bild 3.27). Es ergibt sich so eine mittlere Ausdehnung des Kiesmantels um 2,8 mm (11,1 %). Die im Versuch gemessenen radialen Dehnungen liegen mit 15 % etwas höher. Dieses weist auf eine Volumenzunahme im Kiesmantel hin, welche im Zusammenhang mit den großen Verformungen im Kiesmantel und den damit dort eintretenden Bruchzuständen verständlich ist. Zusätzlich wird ein Angleichen der unterschiedlichen Wichten ermöglicht. die Wichte des Kieses sinkt von ca. 16 kN/m<sup>3</sup> während des Einbaus auf 15,3 kN/m<sup>3</sup> während des Versuches. Der Abfall verdichtet sich von 9,5 kN/m<sup>3</sup> auf 10,9 kN/m<sup>3</sup>.

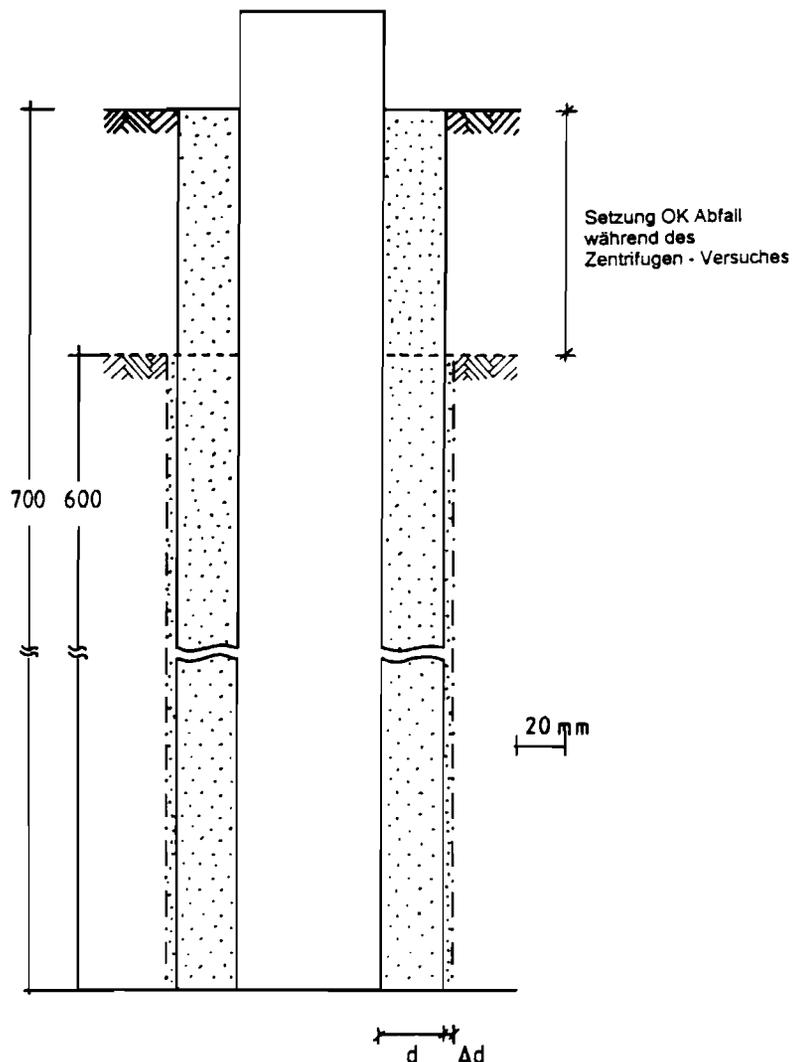


Bild 3.27: Verformungsverhalten des Kiesmantels (Versuch SM 5)

## 4. Zentrifugen-Modellversuche mit asymmetrischer Belastung

### 4.1 Allgemeines

Mit Hilfe einer Belastungseinrichtung wird bei diesen Versuchen gezielt eine horizontale Beanspruchung auf das Schachtsystem erzwungen. Ziel dieser Versuche ist es, zum einen das Verhalten des Schachtausbaus und zum anderen die Tragwirkung des Kiesmantels unter asymmetrischer Belastung zu erfassen. Als entscheidend für die Untersuchung der unterschiedlichen Systeme wird hier die Vergleichbarkeit der Randbedingungen und der aufgetragenen Belastung in den einzelnen Versuchen angesehen. Wie bei vielen Schäden an Deponie-schächten beobachtet wurde, spielt die asymmetrische Belastung eine große Rolle. Die Folgen sind starke Verformungen des Querschnittes (Elliptisches Profil, Bruchversagen), Schiefstellungen und Krümmung der Schachttachse.

Die Versuche werden mit zwei Schachtmodellen (Modell 2 und 3) durchgeführt, welche die gleichen Abmessungen haben. Um die erwartete ungleichmäßige Beanspruchung des Ausbaus über Dehnungsmeßstreifen besser messen zu können, wurden bei Modell 3 an allen Meßstellen Dehnungsmeßstreifen außen und innen an der Schachtwandung installiert. Aus den Meßwerten können die Randfaserdehnungen an der Außen- und Innenseite des Ausbaus in vertikaler und tangentialer Richtung ermittelt und Normalkraft- und Biegeanteile getrennt werden. Diese Erhöhung der Anzahl der Dehnungsmeßstreifen in einem Meßquerschnitt verlangte aber gleichzeitig die Reduzierung der Anzahl der Meßquerschnitte. Weil bei dem asymmetrischen Lastfall die Verteilung der Beanspruchung innerhalb des Querschnittes gegenüber der Verteilung über die Tiefe im Vordergrund steht, ist die Reduzierung der Meßquerschnitte vertretbar.

### 4.2 Versuchsbeschreibung

#### 4.2.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau entspricht im wesentlichen dem bereits in Kapitel 3.2.1 beschriebenen Aufbau. Verwendet wurde ein 1000 mm Container. Zusätzlich zu den vorhandenen Versuchskomponenten wurde ein Druckkissen eingebaut (s. Bild 4.1 a und 4.1 b). Die Einbauhöhe wurde bei den Schachtmodellen 2 und 3 gleich gehalten, so daß jeweils die Meßquerschnitte in der gleichen Tiefe direkt in Höhe des Druckkissens lagen. Der Abstand zum Ausbau bzw. zum Kiesmantel beträgt 200 mm. Der Einbau des Schachtes, des Abfalls und des Kiesmantels erfolgt analog den Versuchen mit symmetrischer Belastung.

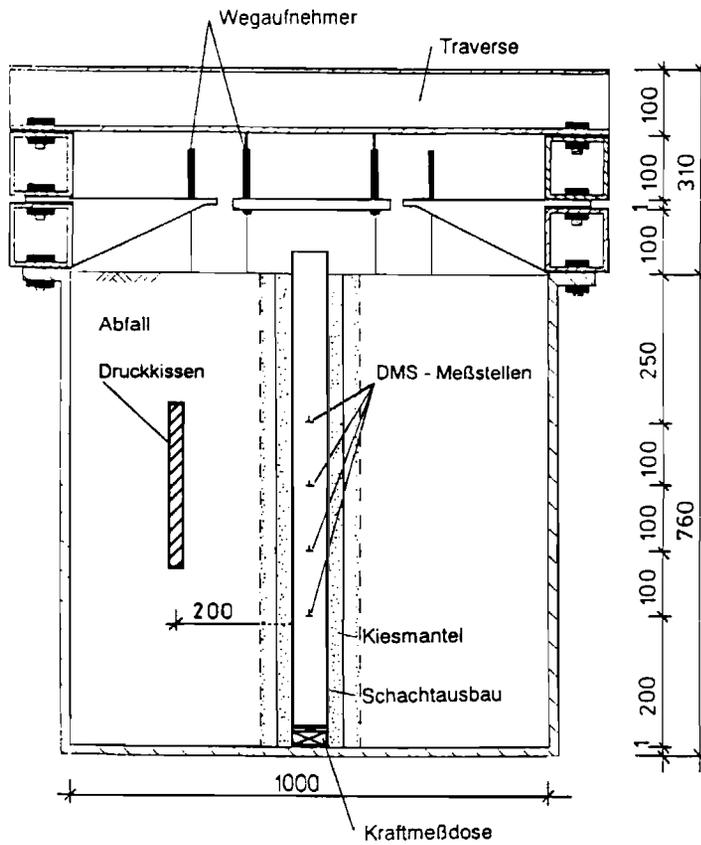


Bild 4.1 a: Versuchsaufbau zur asymmetrischen Belastung mit Schachtmodell 2

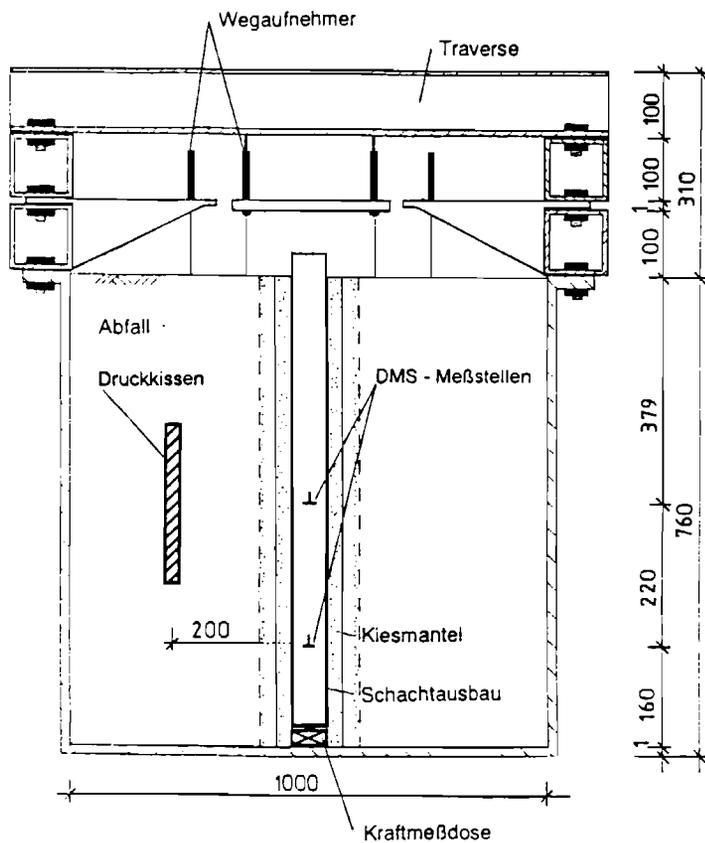


Bild 4.1 b: Versuchsaufbau zur asymmetrischen Belastung mit Schachtmodell 3

#### 4.2.2 Versuchsablauf und Versuchsprogramm

Nach Einbau des Modells in den Schwenkkorb der Geotechnischen Großzentrifuge wird dieses analog der im Kapitel 3.2.4 (symmetrische Belastung) beschriebenen Vorgehensweise einer Beschleunigung von 40 g ausgesetzt. Nachdem die Meßwerte annähernd konstant sind, wird der Luftdruck im Druckkissen in 0,1 bar Schritten bis auf einen Enddruck von 3,0 bar erhöht. Dieser Zustand wird ca. 30 min beobachtet, um evtl. Relaxationstendenzen zu erfassen. Danach wird der Luftdruck in 0,1 bar Schritten abgemindert. Bis zum Aufbau des Druckes in dem Druckkissen ist der Versuchsablauf mit dem Versuchsablauf zur symmetrischen Belastung identisch. Durch diese Vorgehensweise ist es möglich, den ersten Teil dieser Versuche zur Analyse des Verhaltens des jeweiligen Systems unter symmetrischen Beanspruchungen zu analysieren. Aus diesem Grunde sind die Versuche auch im Rahmen von Kapitel 3 ausgewertet worden.

Untersucht werden zwei Schachtsysteme. Zum einen ein Schacht mit steifem Ausbau ohne Kiesmantel und zum anderen ein Schacht mit steifem Ausbau mit Kiesmantel, dessen Stärke variiert wird (Systeme 2 und 3 in Bild 3.8). Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche.

Tabelle 4.1: Durchgeführte Zentrifugen-Modellversuche zur asymmetrischen Belastung

Versuch	Außendurchmesser Schachtmodell*	Stärke des Kiesmantels R/r	Einbauwichte Abfall $\gamma$	max. Beschleunigungsniveau
SM 10	75	0	9,7	40
SM 11	75	1,47	9,8	40
SM12	75	2,13	9,9	40
SM 13***	75	0	9,9	40
SM 14	75	0	9,8	40
SM15	75	1,47	9,7	40
SM 16	75	2,13	9,8	40

\* Modellabmessungen: Die Maße des simulierten Prototyps ergeben sich durch Multiplikation mit dem jeweils aktuellen Beschleunigungsniveau

\*\*\* Schachtausbau nicht besandet

## 4.3 Versuchsergebnisse

### 4.3.1 Allgemeines

Im folgenden werden nur die Meßwerte dargestellt, die sich unmittelbar aus der Belastungsphase mit dem seitlichen Druckkissen ergeben. Das bedeutet, daß der Spannungszustand zu Beginn der Belastungsphase als Ausgangszustand betrachtet und dementsprechend zu Null gesetzt wird.

Infolge der asymmetrischen Belastung können folgende Beanspruchungen des Schachtausbaus auftreten:

- a) zusätzliche vertikale Beanspruchung
- b) Krümmung der Schachtachse
- c) ungleichmäßige radiale Beanspruchung

Die Beanspruchungen unter a und b können durch Auswertung der Meßergebnisse der in vertikaler Richtung installierten DMS bewertet werden. Dagegen ist die Auswertung der Messungen der DMS in tangentialer Richtung für die Betrachtung der unter c genannten Beanspruchungen erforderlich.

Dargestellt werden die Ergebnisse der Versuche SM 14 bis SM 16 (Schachtmodell 3). Bei den Versuchen SM 10 bis SM 12 wurde das Schachtmodell 2 eingesetzt, bei dem keine DMS an der inneren Schachtwandung installiert waren. Vergleichend werden von diesen Versuchen die Randfaserspannungen in tangentialer Richtung in Kapitel 4.3.2 c dargestellt.

#### 4.3.2 Versuche mit steifem Ausbau

##### a) Zusätzliche vertikale Beanspruchung

In Tabelle 4.2 sind die am Schachtfuß durch die Kraftmeßdose und in den zwei Meßquerschnitten durch Mittelung der Meßergebnisse der acht Dehnungsmeßstreifen ermittelten Vertikalspannungen im Schachtausbau dargestellt. In diesem Fall sind neben der Änderung der Spannung  $\Delta\sigma_v$  durch das Aufbringen der asymmetrischen Belastung von 3 bar auch die Spannungen aus symmetrischer Belastung ohne Abzug des Eigengewichts vor Aufbringen der asymmetrischen Belastung eingetragen.

Tabelle 4.2: Änderung der Vertikalspannungen infolge einseitiger Belastung

Versuch	KMD $\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	KMD $\Delta\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_v$ [%]	MQ 2 $\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MQ 2 $\Delta\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_v$ [%]	MQ 1 $\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	MQ 1 $\Delta\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_v$ [%]
SM 14	26,0	3,0	11,5	14,5	2,0	13,8	2,4	0	0
SM 15	33,0	2,0	6,1	18,7	1,5	8,0	5,8	0	0
SM 16	46,6	2,0	4,3	17,2	0	0	5,7	0	0

Die mittlere Vertikalspannung im Schachtfußpunkt steigt bei Versuch SM 14 ( $R/r= 0$ ) um 11,5 %, bei den Versuchen SM 15 ( $R/r= 1,47$ ) und SM 16 ( $R/r= 2,13$ ) um 6,1 % bzw. 4,3 %. Beim nächsthöheren Meßquerschnitt MQ 2 fallen die Beträge geringer aus, die relative Änderung liegt jedoch in der gleichen Größenordnung. Bei Versuch SM 14 liegt die Steigerung bei 13,8 %, bei SM 15 bei 8,0 % und bei SM 16 ist keine Steigerung festzustellen. Bei allen drei Versuchen zeigt sich im oberen Meßquerschnitt 1, der direkt auf der Höhe des Druckkissens liegt, keine Beeinflussung der mittleren Vertikalspannung.

Da diese Spannungsänderungen auf den Bereich des Auflagers konzentriert sind, gegenüber der Ausgangsbelastung gering sind und ein Einfluß des Kiesmantels nicht zu erkennen ist, wird die Erhöhung der Vertikalspannung im Ausbau aus asymmetrischer Belastung in dem Bericht nicht weiter verfolgt.

##### b) Krümmung der Schachtachse

Durch die asymmetrische Belastung entsteht eine Krümmung der Schachtachse . Infolge der Krümmung ergeben sich Momente  $M_y$  im Schachtausbau. Diese werden näherungsweise allein über die Randfaserdehnungen in vertikaler Richtung ermittelt, welche an den dem Kissen zu- und abgewandten Meßstellen gemessen wurden (Bild 4.2)

Die für die Meßquerschnitte 1 und 2 in den Versuchen SM 14 bis SM 16 ermittelten Momente sind in Tabelle 4.3 dargestellt.

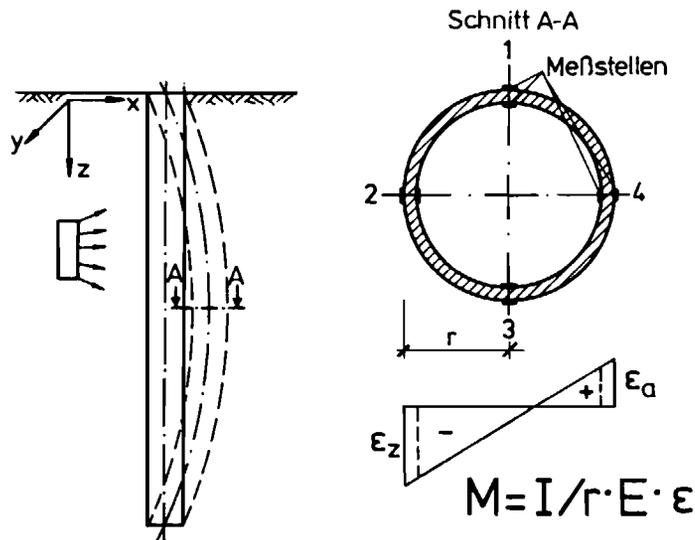
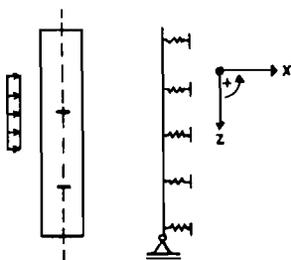


Bild 4.2: Ermittlung der Momentenbeanspruchung der Schachtachse

Das Modell ohne Kiesmantel (SM 14) weist in Höhe des Druckkissens ein Moment von 10,8 Nm auf. Im unteren Meßquerschnitt ist keine Momentenbeanspruchung nachweisbar. Bei Versuch SM 15 mit Kiesmantel ( $R/r=1,47$ ) ist ein ähnliches Bild zu beobachten. Auch hier wird in dem von der Belastung entfernten MQ 2 ein sehr geringes Moment gemessen. Anders hingegen Verhält sich das Schachtsystem mit dem stärkeren Kiesmantel SM 16 ( $R/r=2,13$ ). Hier ist in Höhe des Druckkissens ein geringeres Moment (5,4 Nm) als bei den vorherigen Versuchen zu beobachten. Im unteren MQ 2 steigt das Moment gegenüber den vorherigen Versuchen an. Es ist aber weiterhin kleiner als das in Höhe des Druckkissens gemessene Moment.

Tabelle 4.3: Biegemomente  $M_y$  in der Schachtachse (Modellgrößen)



Versuch	R/r	MQ 2 $M_y$ [Nm]	MQ 1 $M_y$ [Nm]
SM 14	0	0	10,8
SM 15	1,47	1,1	11,4
SM 16	2,13	3,8	5,4

### c) ungleichmäßige radiale Beanspruchung

Die Beurteilung der radialen Beanspruchung des Schachtausbaus aus asymmetrischer Belastung erfolgt durch die Auswertung der Messungen der Dehnungsmeßstreifen in tangentialer Richtung. Näherungsweise werden hieraus Randfaserspannungen, Momente und Normalspannungen berechnet. Eine vollständige Darstellung der Meßergebnisse findet sich in Anhang 2. Der Vergleich der Ergebnisse aus den Versuchen SM 10 bis SM 12 mit Schachtmodell 2 und SM 14 bis SM 16 mit Schachtmodell 3 zeigt, daß die Beanspruchung des Schachtausbaus mit beiden Modellen in gleicher Deutlichkeit erfaßt wird. Versuchsbedingte Unterschiede sind Bild 4.3, wo beispielhaft die Ergebnisse der Randfaserspannungen in Höhe des Druckkissens aus den Versuchen SM 11 (Modell 2,  $R/r=1,47$ ) und SM 15 (Modell 3,  $R/r=1,47$ ) angegeben. Im folgenden werden nur die Ergebnisse von Schachtmodell 3 (Versuche SM 14 bis 16) betrachtet, weil dort auch die inneren Randfaserdehnungen gemessen wurden und eine Berechnung von Momenten- und Normalkraftanteilen zulassen. Beispielhaft werden die an der Außenseite der Schachtwandung in den Versuchen SM 14 und SM16 gemessenen Randfaserspannungen und die Verteilung der Momente und Normalspannungen über die Meßquerschnitte MQ 1 und MQ 2 ermittelt in den Versuchen SM 14 und 16 dargestellt.

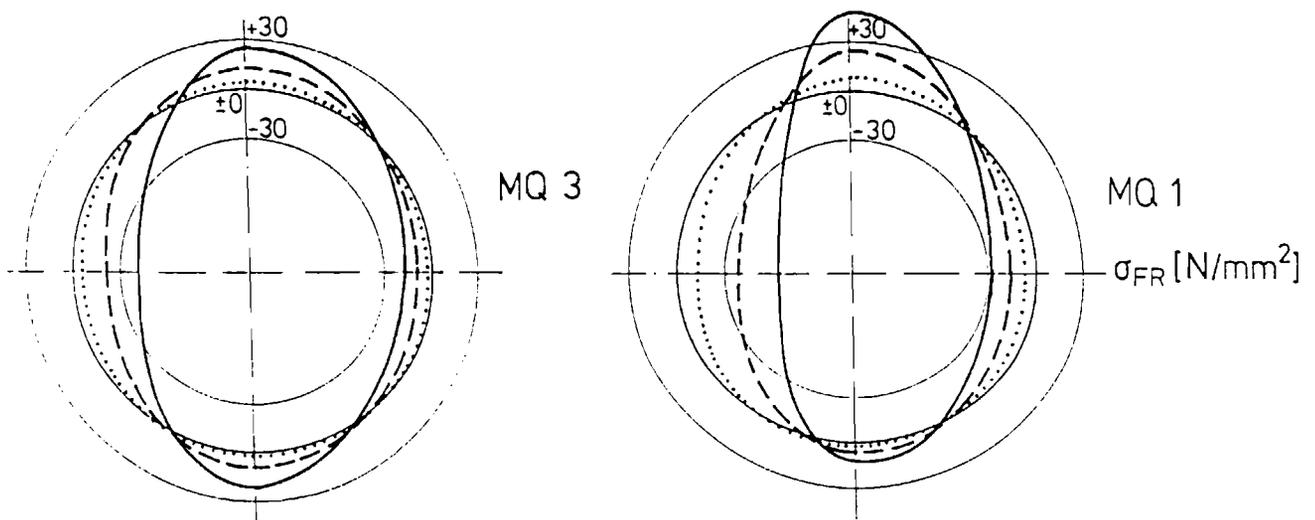


Bild 4.3: Vergleich der Randfaserspannungen gemessen mit Schachtmodell 2 (SM 11) und Schachtmodell 3 (SM 15) in Höhe des Druckkissens bei  $R/r= 1,47$

- Randfaserspannungen

In Bild 4.4 sind die Randfaserspannungen des Meßquerschnitts MQ 1, in dessen Höhe sich das Druckkissen befindet, und des unteren MQ 2 für die Versuche SM 14 ( $R/r=0$ ) und SM 16 ( $R/r=2,13$ ) dargestellt. Bei beiden Versuchen ist eine ellipsenförmige Spannungsverteilung äquivalent zur Verformung des Ausbaus zu einer Ellipse zu erkennen. Mit größer werdendem Kissendruck nehmen die Randfaserspannungen in beiden Versuchen an allen Meßstellen zu.

Der Vergleich der im oberen und unteren Querschnitt gemessenen Randfaserspannungen in einem Versuch zeigt, daß die Randfaserspannungen im unteren Meßquerschnitt, welcher weiter von dem Druckkissen entfernt ist, geringer ausfallen. Gegenüber dem Schacht ohne Kiesmantel fallen die Randfaserspannungen beim Schacht mit Kiesmantel durchweg geringer aus.

- Momentenverteilung

Entsprechend der über die Randfaserspannungen bereits erkannten elliptischen Verformung des Ausbaus ergeben sich bei der Momentenverteilung auf der dem Kissen zu- bzw. abgewandten Seite negative und den seitlichen Meßstellen positive Momente (Bild 4.5).

Der untere Meßquerschnitt, der um das Maß  $2,7 \cdot D$  tiefer liegt, zeigt grundsätzlich eine geringere Belastung als der obere. Der Einfluß des Druckkissens, dessen Mittelpunkt auf Höhe des oberen Querschnittes liegt, nimmt mit der Tiefe schnell ab. Bezogen auf den Druckkissenmittelpunkt ist die Achse zu den unteren Meßstellen um  $45^\circ$  gegen die Horizontale geneigt. Der Abstand vom unteren Meßquerschnitt zur Lastquelle ist somit um ca. 40 % gegenüber dem Abstand des oberen Meßquerschnitts zur Lastquelle vergrößert. Die gemessenen Spannungen infolge Seitendruck erreichen hier nur den halben Betrag.

Bei Versuch SM 16, bei dem ein Kiesmantel der Stärke  $R/r= 2,13$  angeordnet wurde, zeigt sich im Vergleich zu dem Versuch ohne Kiesmantel eine geringere Beanspruchung. Die Ergebnisse lassen einen starken abmindernden Effekt erkennen. Meßquerschnitt MQ 1 wird nur halb so stark durch Biegung beansprucht wie in Versuch SM 14. Im tiefer gelegenen MQ 2 zeigt sich eine noch geringere Belastung, die ca. 30 - 40 % des vergleichbaren MQ 2 ohne Kiesmantel beträgt.

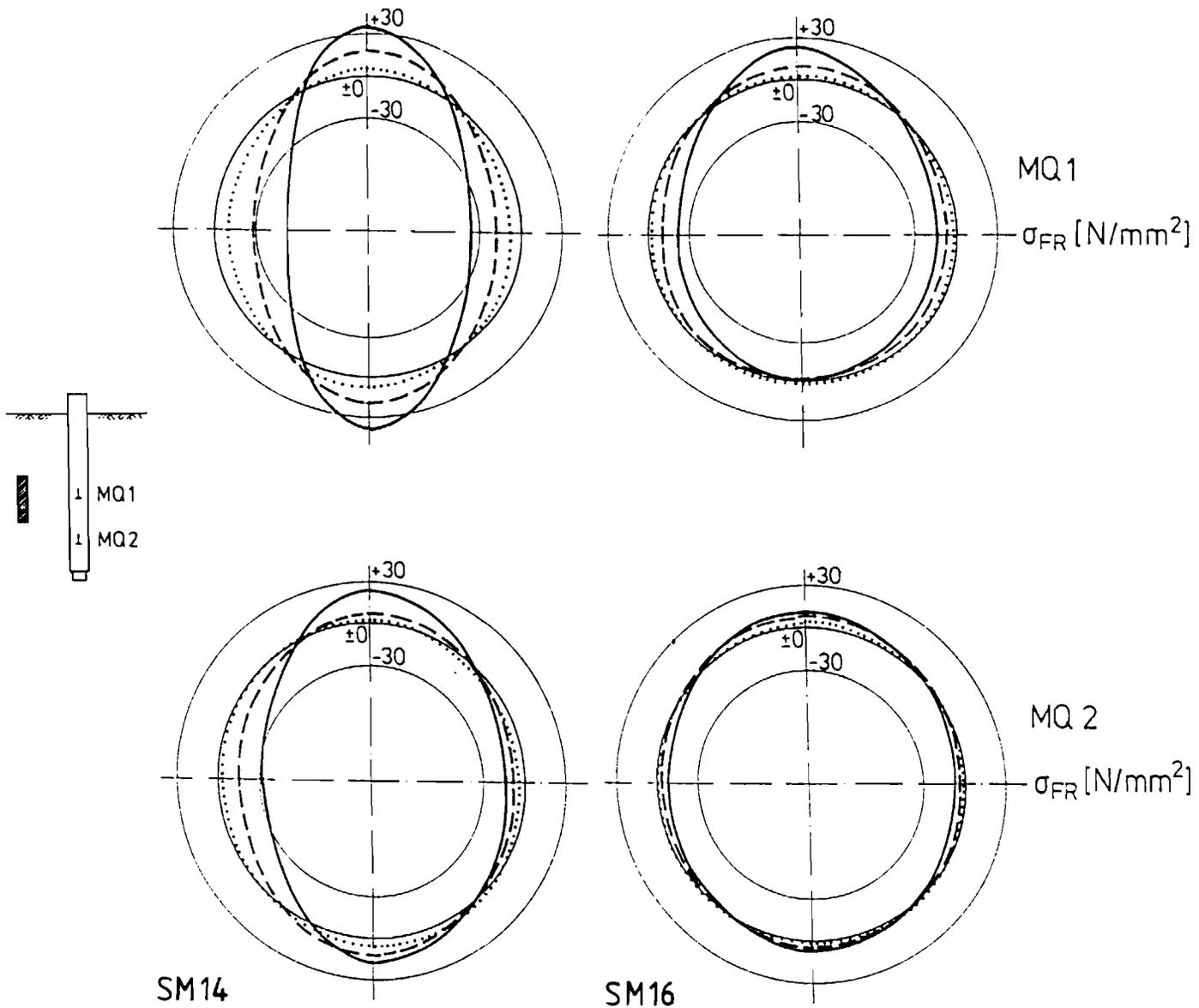


Bild 4.4: Äußere Randfaserspannungen der Versuche SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ ) und SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r= 2,13$ )

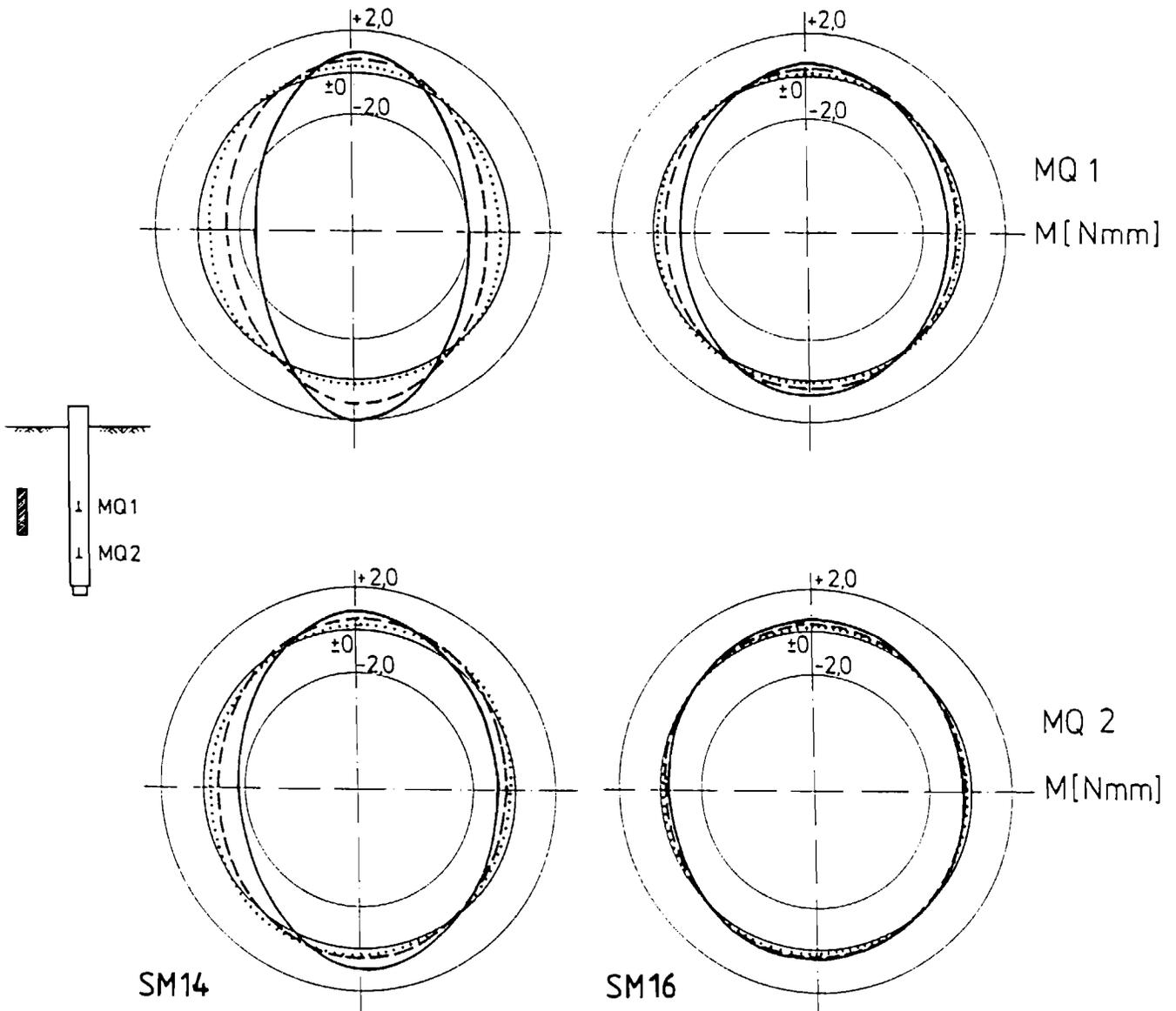


Bild 4.5: Momentenverteilung in Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r = 0$ ) und SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r = 2,13$ )

- Normalspannungsverteilung

Analog der Berechnung der Momentenverteilung über den Querschnitt läßt sich aus den Randfaserdehnungen eine Verteilung der Normalspannungen bestimmen. Diese sind für die Versuche SM 14 und 16 in Bild 4.6 für einen Luftdruck im Druckkissen von 3 bar dargestellt.

Aus der asymmetrischen Belastung ergibt sich eine ungleichmäßige Verteilung der Normalspannungen. In den Meßstellen 2 und 4 (dem Kissen zu- und abgewandt) ergibt sich eine Abminderung der Normalspannungen, in den Meßstellen 1 und 3 eine Erhöhung. Diese Verteilung ist besonders in dem in Höhe des Druckkissens gelegenen Meßquerschnitt 1 ausgeprägt, in dem unteren Meßquerschnitt dagegen wesentlich schwächer. Bei Anordnung eines dicken Kiesmantels der Stärke  $R/r = 2,13$  reduzieren sich die Normalspannungen aus der aufgeprägten Last.

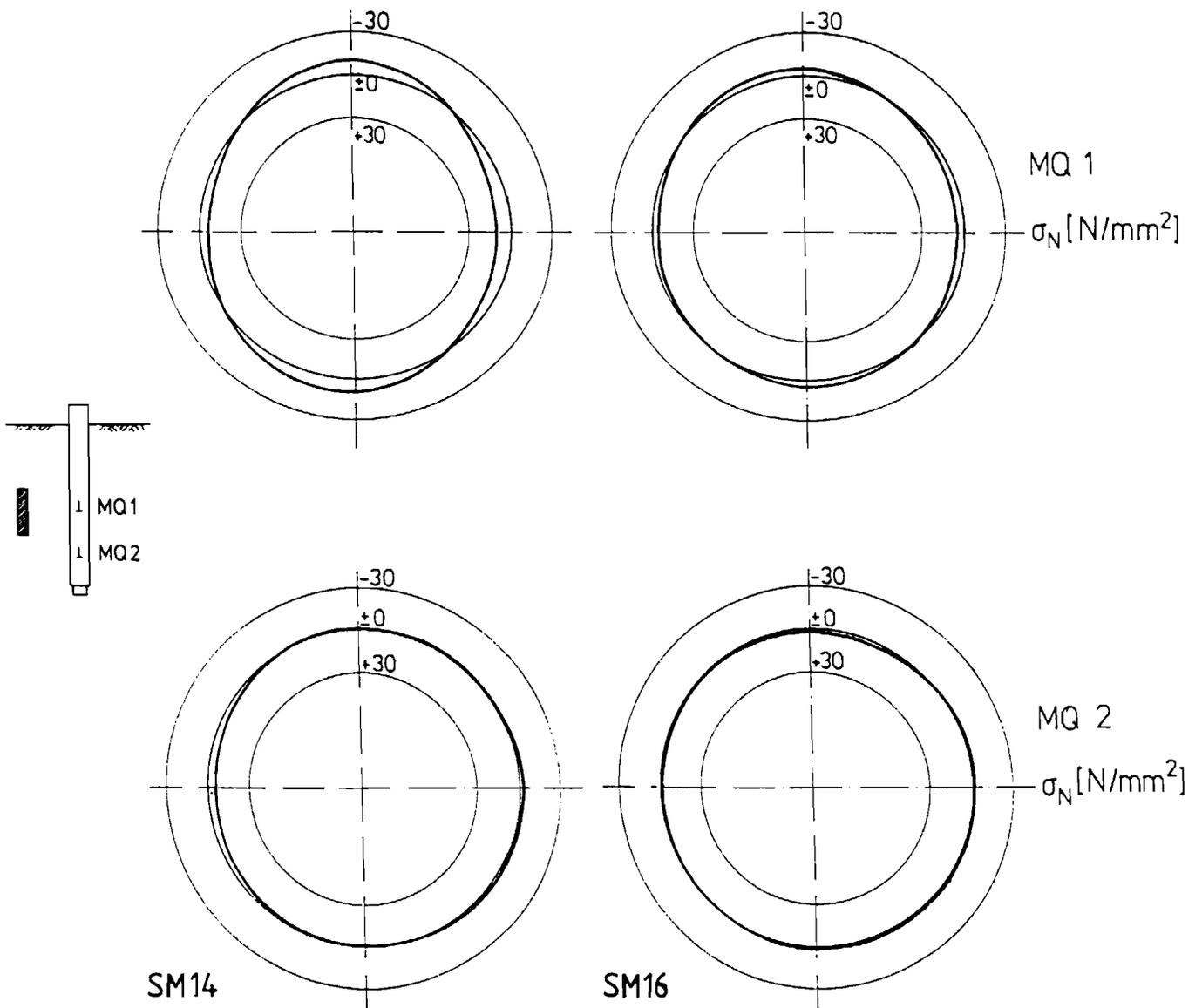


Bild 4.6: Normalspannungsverläufe in Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r= 0$ ) und SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r= 2,13$ )

#### 4.4 Diskussion der Versuchsergebnisse

Die Versuche SM 10 bis SM 16 hatten zum Ziel, das Verhalten und die Beanspruchung eines Schachtsystems bei einer asymmetrischen Belastung aufzuzeigen. Hierzu wurden Systeme mit steifem Ausbau ohne und mit Kiesmantel unterschiedlicher Stärken ( $R/r= 1,47$  und  $R/r= 2,13$ ) untersucht. Die erforderliche seitliche Belastung wurde mit Hilfe eines im Abfall angeordneten Druckkissens in verschiedenen Laststufen aufgebracht.

Bei den Versuchen wurde der Abstand des Druckkissens von der Schachtkonstruktion, d.h. von dem Ausbau, wenn kein Kiesmantel vorhanden ist bzw. von der Außenkante des Kiesmantels, konstant gehalten. Der Abstand zwischen Schachtausbau und Druckkissen ohne Kiesmantel beträgt 200 mm, der gleiche Betrag gilt für den Abstand Außenkante Kiesmantel zu Druckkissen. Es ist somit davon auszugehen, daß in beiden Fällen gleiche Flächenpressungen wirken. Die Anordnung des Kiesmantels führt zu einer Vergrößerung der Fläche, an der die Last angreifen kann und damit zu einer Vergrößerung der resultierenden Last. Andererseits zeigen die Versuchsergebnisse, daß die Veränderungen der Bettungseigenschaften des Schachtausbaus mit Kiesmantel gegenüber dem Ausbau ohne Kiesmantel zu einer günstigeren Beanspruchung des Ausbaus führt. Hier liegen offenbar gegensätzlich wirkende Mechanismen vor. Zur genaueren Untersuchung dieser Zusammenhänge sind weitere Versuche und vergleichende Berechnungen erforderlich. Dennoch bleibt festzustellen, daß die asymmetrische Belastung zu einer erheblichen Ausbaubeanspruchung führt und durch die Anordnung eines Kiesmantels positiv beeinflusst werden kann.

Weitere Versuche sind auch notwendig, um die Qualität der Daten zu verbessern. Es hat sich bei der Auswertung herausgestellt, daß der verwendete Modellschacht wegen seiner relativ hohen Steifigkeit in Verbindung mit den DMS zu einer nicht befriedigenden Bandbreite der Einzelergebnisse geführt hat.

#### 4.4.1 Krümmung der Schachtachse

Durch die asymmetrische Belastung wird die Schachtachse gekrümmt. Dadurch tritt auch bei kleinen Belastungen eine Biegebeanspruchung im Ausbau auf. Diese kann durch Anordnung eines ausreichend dicken Kiesmantels gegenüber dem System mit direktem Kontakt Abfall-Schachtausbau reduziert werden. Die Abminderung beträgt bei einem Kiesmantel der Stärke  $R/r = 2,13$  ca. 50 %, während bei  $R/r = 1,47$  noch kein abmindernder Effekt festzustellen ist.

#### 4.4.2 Ungleichmäßige radiale Beanspruchung

Infolge der ungleichmäßigen Belastung verformt sich der runde Ausbau zu einer Ellipse. Damit verbunden ist eine erhebliche Beanspruchung durch Biegemomente. In Bild 4.7 sind die Veränderungen der entsprechend Kapitel 4.3.2.c ermittelten Momente in den einzelnen Meßstellen in dimensionsloser Form in Abhängigkeit der Kiesmantelstärke  $R/r$  dargestellt. Bezugswert ist hierbei das Moment  $M_0$ , welches unter asymmetrischer Belastung bei einem Schacht ohne Kiesmantel gemessen wurde. Jeweils für den oberen (MQ 1) und den unteren (MQ 2) Meßquerschnitt sind die Bandbreiten angegeben, welche sich aus der Betrachtung der Meßwerte an den vier Meßstellen ergeben.

Die Ergebnisse des Versuches mit einer Kiesmantelstärke von  $R/r = 1,47$  zeigen keine nennenswerten Änderungen in der Biegebelastung. Eine Reduktion findet im oberen Meßquerschnitt nicht statt, im unteren werden die Momente um bis zu 20 % verringert. Bei Anordnung eines Kiesmantels der Stärke  $R/r = 2,13$  ist, wie auch schon aus den Momentendiagrammen zu entnehmen, eine Abminderung der einseitig eingeleiteten Belastung um bis zu 60 % sowohl im oberen, direkt belasteten als auch im unteren Meßquerschnitt zu beobachten.

Insbesondere bei der Auswertung der Momente wird die positive Tragwirkung des Kiesmantels unter ungleichförmiger radialer Beanspruchung deutlich. Diese wird durch die Darstellung der Randfaserspannungen aber auch der Verteilung der Normalspannungen in ihrer Tendenz bestätigt. Die Bandbreite der Messungen der Randfaser- und Normalspannungen ist dabei aber größer. Die äußeren Randfaserspannungen stellen einen lokalen Meßwert dar, wodurch die größeren Bandbreiten erklärt werden. Die Ursache für die größeren Bandbreiten der Normalspannungen ist in der hohen Normalsteifigkeit des Ausbaus gegenüber der Biegesteifigkeit zu sehen. Offensichtlich ergeben sich durch die ungleichmäßige radiale Beanspruchung des Ausbaus und die entstehenden Momentenbeanspruchung ausreichend große Verformungen des Ausbaus, daß die Tragwirkung im Kiesmantel aktiviert wird. Der unter Zugrundelegung der Normalspannung

als steif zu bezeichnende Ausbau erweist sich hier als biegeweich. Auf diese Weise kann die mangelnde Tragwirkung des Kiesmantels bei der radial-symmetrischen Beanspruchung, bei der nur Normalspannungen in tangentialer Richtung des Ausbaus auftreten, gegenüber der hier beobachteten Tragwirkung erklärt werden.

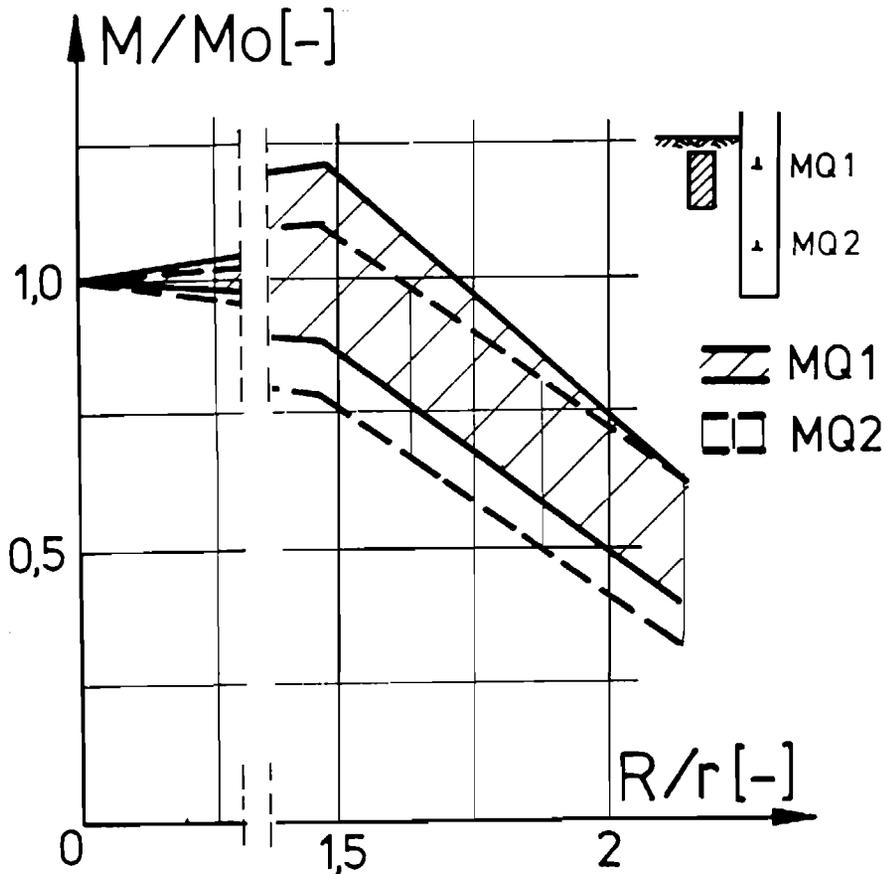


Bild 4.7: Änderung der Momente in Abhängigkeit der Kiesmantelstärke

#### 4.4.3 Normalbeanspruchung eines steifen Schachtsystems bei asymmetrischer Belastung

Die asymmetrische Belastung der Schachtkonstruktion führt zu einer ungleichmäßigen Verteilung der Normalspannungen im Schachtausbau. Dabei treten, den asymmetrischen Lastansatz für sich betrachtet, in den der Lastquelle direkt zu- bzw. abgewandten Seiten Zugspannungen auf. Die Normalspannungen, die im Schachtausbau durch eine einseitige horizontale Last hervorgerufen werden, nehmen mit zunehmender Kiesmantelstärke ab. Insbesondere im oberen Meßquerschnitt weisen die Zugspannungen Werte auf, die größer sind als die Druckspannungen aus dem symmetrischen Lastfall, die vor Aufbringen der asymmetrischen Last gemessen wurden (Bild 4.6). Bedingt durch den Seitendruck treten in den Versuchen bei der Überlagerung der beiden Lastfälle symmetrische und asymmetrische Belastung Zugspannungen im Ausbau auf, die nicht durch Eigengewicht,

Vertikalbeanspruchung und radialsymmetrischen Erddruck überdrückt werden können. Bei der Bewertung dieses Umstandes ist zu berücksichtigen, daß die im Zentrifugen-Modellversuch aufgebrachte Belastung vornehmlich aus versuchstechnischen Gründen ausgewählt wurde und demnach keine verallgemeinerbare in-situ Situation simulieren sollte.

Festzustellen bleibt, daß bei einer Bemessung der Anteil der Normalspannungen aus asymmetrischer Belastung gegenüber denen aus symmetrischer Belastung zu berücksichtigen ist und durch Anordnung eines Kiesmantels erheblich abgemindert werden kann.

## 5. Berechnungen zur symmetrischen Belastung ohne Kiesmantel

### 5.1 Allgemeines

Im folgenden werden nach verschiedenen Ansätzen Berechnungen zu dem System Schacht ohne Ausbau und Schacht mit Ausbau ohne Kiesmantel durchgeführt. Diese Unterscheidung wird notwendig, da sich je nach Schachtsystem verschiedene Spannungsverformungszustände im Abfall ergeben.

Für einen nicht ausgebauten Schacht wird versucht, die in dem Zentrifugen-Modellversuch beobachtete Standsicherheit mit einem klassischen Rechenverfahren nachzuweisen. Hieraus werden Parameter zur Beschreibung der Festigkeit des Abfalls abgeleitet, welche mit aus Laborversuchen ermittelten verglichen werden.

Um die vertikale Belastung auf Schachtausbauten ohne Anordnung eines Kiesmantel aus negativer Mantelreibung zu bestimmen, wird eine lineare Erddruckverteilung in der Größenordnung des Erdrhedrucks angenommen. Aus den damit ermittelten Radialspannungen  $\sigma_r$  werden bei Variation des Wandreibungswinkels die auf den Schacht wirkenden Schubspannungen berechnet. Die Annahme eines Ruhedruckzustandes schließt die Aktivierung eines Wandreibungswinkels aus, da hierzu Verschiebungen erforderlich sind. Im Falle der Problematik von steifen Schächten in Deponien jedoch kann die Annahme getroffen werden, daß die großen, gleichmäßigen Setzungen in vertikaler Richtung zur Aktivierung des Wandreibungswinkels führen, sich aber aufgrund der fehlenden radialen Verformung, bezogen auf die radiale Belastung des Schachtes, ein Ruhedruckzustand einstellt. Durch Integration der resultierenden Schubspannungen wird die am Schachtfuß wirkende Vertikalbelastung bestimmt, die dann mit den Meßwerten der Kraftmeßdose aus den Zentrifugen-Modellversuchen verglichen wird.

### 5.2 Berechnungsverfahren und durchgeführte Berechnungen

#### 5.2.1 Berechnungen zum Schacht ohne Ausbau

Bei diesem System stellen sich unbehinderte radiale Verformungen des Abfalls in Richtung des Hohlraumes ein. Klassische Berechnungsansätze aus der Bodenmechanik, welche ausreichend große radiale Verformungen und damit einen Bruchzustand voraussetzen und diesen mit Hilfe von Scherparametern  $c$  und  $\varphi$  beschreiben, erlauben die Bestimmung des minimal zur Sicherung der Standfestigkeit eines Schachtes erforderlichen radialen Stützdruckes  $e_{ah}^r$ . Wird dieser Stützdruck zu Null berechnet, bedeutet dieses, daß der Schacht im Grenzzustand gerade ohne Stützdruck standsicher ist (Standsicherheit  $\eta = 1$ ).

Die Berechnung von negativen Stützdrücken besagt, daß noch Sicherheitsreserven zur Verfügung stehen. Angewendet auf den in den Zentrifugen-Modellversuchen simulierten Prototypschacht, der nach den Versuchsergebnissen standsicher ist ( $e_{ah}^r = 0$ , Sicherheitsreserven unbekannt), bieten diese Berechnungsverfahren die Möglichkeit, Rückschlüsse auf die Festigkeit des Abfalls zu ziehen.

Durch eine Parameterstudie werden Kombinationen von Scherparametern ermittelt, für die gilt, daß  $e_{ah}^r = 0$  ist. Diese Scherparameter können näherungsweise zur Beschreibung der minimalen Festigkeit des Abfalls unter den in den Zentrifugen-Modellversuchen erzeugten Spannungs-Verformungszuständen herangezogen werden. Sie werden mit in Laborversuchen ermittelten Werten verglichen.

Für die folgende Parameterstudie wird das Berechnungsverfahren nach Walz & Hock (1987) angewendet. Die Bestimmungsgleichungen sind in Anhang 3 beigefügt. Für weitere Informationen wird auf die Fachliteratur verwiesen. Die Eingangswerte für die Berechnungen sind Tabelle 5.1 zu entnehmen. Für diese Berechnungen wird der Prototyp zugrundegelegt, der bei einem Beschleunigungsniveau von  $n = 40$  in den Modellversuchen simuliert wurde.

Tabelle 5.1: Eingangswerte für die Berechnungen zum Schacht ohne Ausbau nach dem Verfahren von Walz & Hock (1987)

Reibungswinkel	$\varphi$ [°]	25, 30, 35, 40
Kohäsion	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0, 10, 20, 30
Tiefe	$t$ [m]	20
Wandreibungswinkel	$\delta$ [°]	0
Bruchwinkel	$\nu$ [°]	$f(\delta, \varphi)$
Wichte des Abfalls	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10,4
Verspannungsfaktor	$K_f$	0,8
Durchmesser	$d$ [m]	4,4
Auflast	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0

### 5.2.2 Berechnungen zum Schacht mit Ausbau ohne Kiesmantel

Es wird davon ausgegangen, daß sich bei den Systemen mit steifem Schachtausbau keine radialen Verformungen an der Schachtwandung einstellen und trotz der vertikalen Verformungen im Abfall die auf die Schachtwandung aus dem Abfall wirkenden radialen Spannungen unter Ansatz eines Ruhedruckzustandes bestimmt werden können. Die

radialen Spannungen im Boden im Ruhezustand werden mit Hilfe eines Erdruhedruckbeiwertes aus der Vertikalspannung berechnet:

$$\sigma_h = \sigma_r = \gamma \cdot z' \cdot K_0 \quad \text{mit } K_0 \triangleq \text{Ruhedruckbeiwert} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Aus Laborversuchen wurden für den Modellabfall Originalabfall Ruhedruckbeiwerte  $K_0$  zwischen 0,2 und 0,4 bestimmt. Für die folgenden Berechnungen wird ein mittlerer Ruhedruckbeiwert von 0,3 gewählt, wie er sich auch aus Berechnungen zu verschiedenen Versuchen ergeben hat (Kap. 3.4.1 und 3.4.2).

Die Radialspannung wird mit Hilfe des Wandreibungswinkels nach der bereits erwähnten Beziehung in Gleichung 3.1 direkt in eine Schubspannung umgerechnet. Der Wandreibungswinkel wird zwischen  $\delta = 17,5^\circ$ ,  $25^\circ$  und  $32,5^\circ$  variiert (Tabelle 5.2). Die berechneten, als linear verteilt angenommenen Schubspannungen werden mit den in den Zentrifugen-Modellversuchen bestimmten Verteilungen verglichen.

Die Summe der am Schachtausbau angreifenden Schubspannungen entspricht der in den Zentrifugen-Modellversuchen mit der Kraftmeßdose gemessenen Vertikalkraft  $P$  am Schachtfuß. Aus den gemessenen Vertikallasten am Schachtfuß kann nun unter Ansatz von Gleichung 5.2 und Annahme einer wie zuvor beschriebenen, linear zunehmenden Schubspannungs-verteilung der zur Aktivierung der im Versuch gemessenen Mantelreibung erforderliche Wandreibungswinkel zwischen Schachtausbau und Abfall berechnet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.4 dargestellt.

$$\sigma_v = U \cdot \int_0^z \tau \cdot dz \quad \text{mit} \quad \tau = \gamma \cdot z' \cdot K_0 \cdot \tan \delta \quad \text{folgt}$$

$$\tan \delta = \frac{2 \cdot P}{A_M} / \gamma \cdot z' \cdot K_0 \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Tabelle 5.2: Berechnungen zur Beanspruchung steifer Schächte

Versuch	Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Teufe $z'$ [mm]	$\delta$ [°]	$K_0$ [-]	g-Niveau [-]
SM 2	9,9	490	17,5°, 25°, 32,5°	0,3	40
SM 6	11,2	478	"	0,3	40
SM 9	10,7	554	"	0,3	40
SM10	10,9	584	"	0,3	40
SM 13	10,9	600	"	0,3	40
SM14	11,0	558	"	0,3	40

### 5.3. Berechnungsergebnisse und Vergleich mit den Versuchsergebnissen

#### 5.3.1 Schacht ohne Ausbau

In den Bildern 5.1 a-d sind für verschiedene Kombinationen von Scherparametern die berechneten minimalen radialen Stützdrücke  $e_{ah}^r$  zur Gewährleistung der Standsicherheit des Schachtes aufgetragen. Zum Vergleich sind die aktiven Erddruckverteilungen für den ebenen Fall dargestellt ( $c = 0$ ).

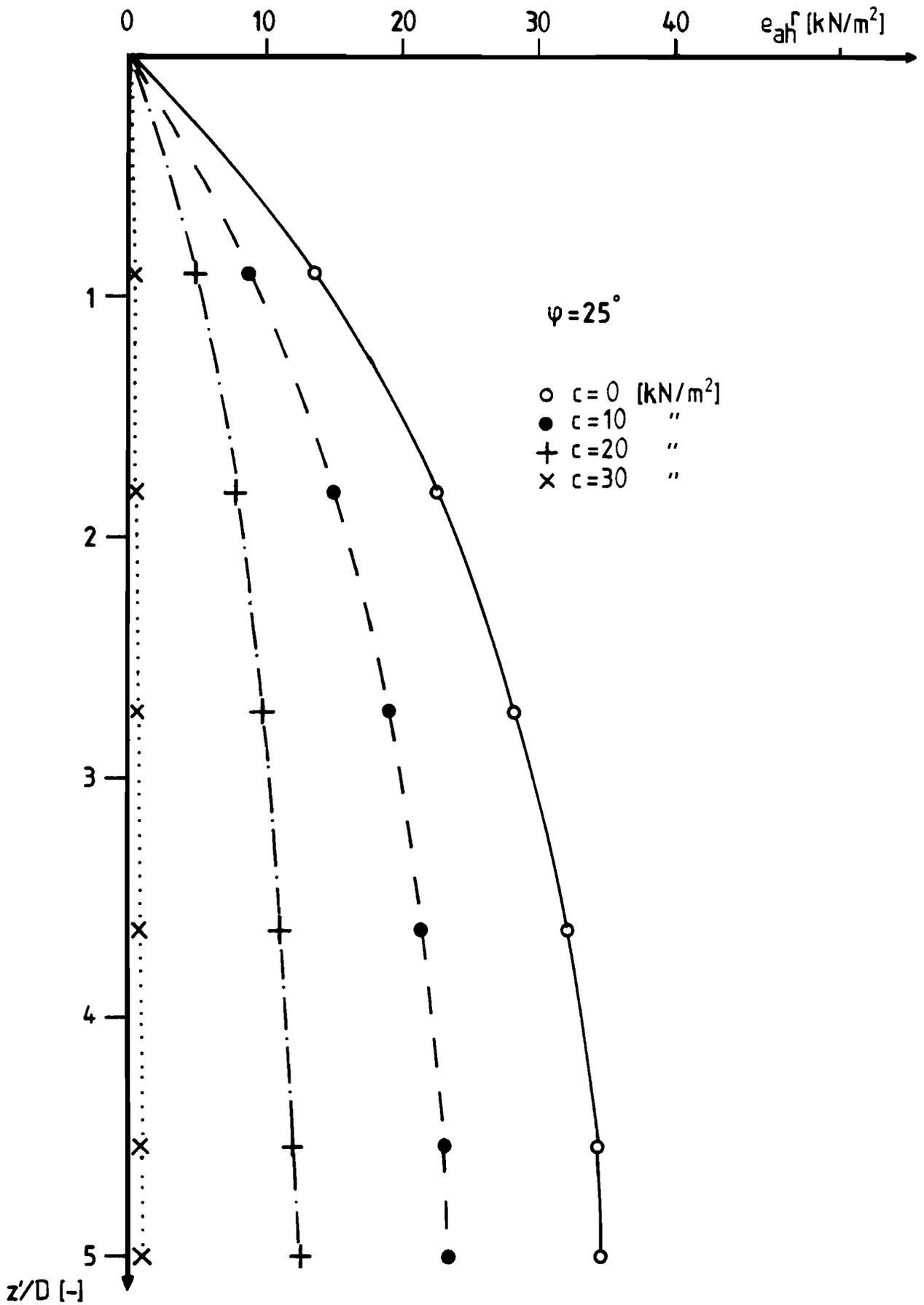
Die berechneten radialen Stützdrücke weichen mit zunehmender Tiefe von der sich im ebenen Fall ergebenden Erddruckverteilung ab und nähern sich einem konstanten Verlauf an. Im Falle des unausgebauten Schachtes ist die Standsicherheit gegeben, wenn  $e_{ah}^r = 0$  wird. Die Scherparameter, deren Ansatz zu der Berechnung von  $e_{ah}^r = 0$  führen, geben somit einen Hinweis, wie die im Zentrifugen-Modellversuch zum betrachteten Zeitpunkt aktivierte Festigkeit des Abfalls durch Scherparameter beschrieben werden kann. Für die in Tabelle 5.3 aufgeführten Parametervarianten ist die Forderung  $e_{ah}^r = 0$  erfüllt. In Abhängigkeit des Reibungswinkels  $\varphi$  ist eine Kohäsion in der Größenordnung von 22 bis 31  $\text{kN/m}^2$  nötig, um einen belastungslosen Zustand zu erreichen.

Tabelle 5.3 : Scherparameter, für die  $e_{ah}^r = 0$  erfüllt ist

Innerer Reibungswinkel $\varphi$ [°]	Kohäsion $c$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
25	31,0
30	27,4
35	24,7
40	22,1

Wie in Kapitel 3.2.3 bereits erläutert, können für den verwendeten Modellabfall für Dehnungen  $\varepsilon < 20\%$  Mittelwerte aus den in Bild 3.4 dargestellten Scherparameter angesetzt werden. Zur Auswahl von Scherparametern muß nun ein Dehnungszustand festgelegt werden. Hierzu wird als Näherung die im Zentrifugen-Modellversuch aus der gemessenen Oberflächensetzung des Abfalls ermittelte Dehnung in Vertikalrichtung herangezogen. Diese Dehnungen betragen im Mittel 15 %.

Für 15 % kann dem verwendeten Modellabfall aus den Triaxialversuchen ein Reibungswinkel von  $\varphi = 37^\circ$  und eine Kohäsion von  $18 \text{ kN/m}^2$  zugewiesen werden. Durch Vergleich mit den in Tabelle 5.3 dargestellten, zum Nachweis der Standsicherheit des Schachtes erforderlichen Parametern ergibt sich, daß mit diesen Parametern die Stand-

Bild 5.1 a: Stützdruck für  $\varphi = 25^\circ$

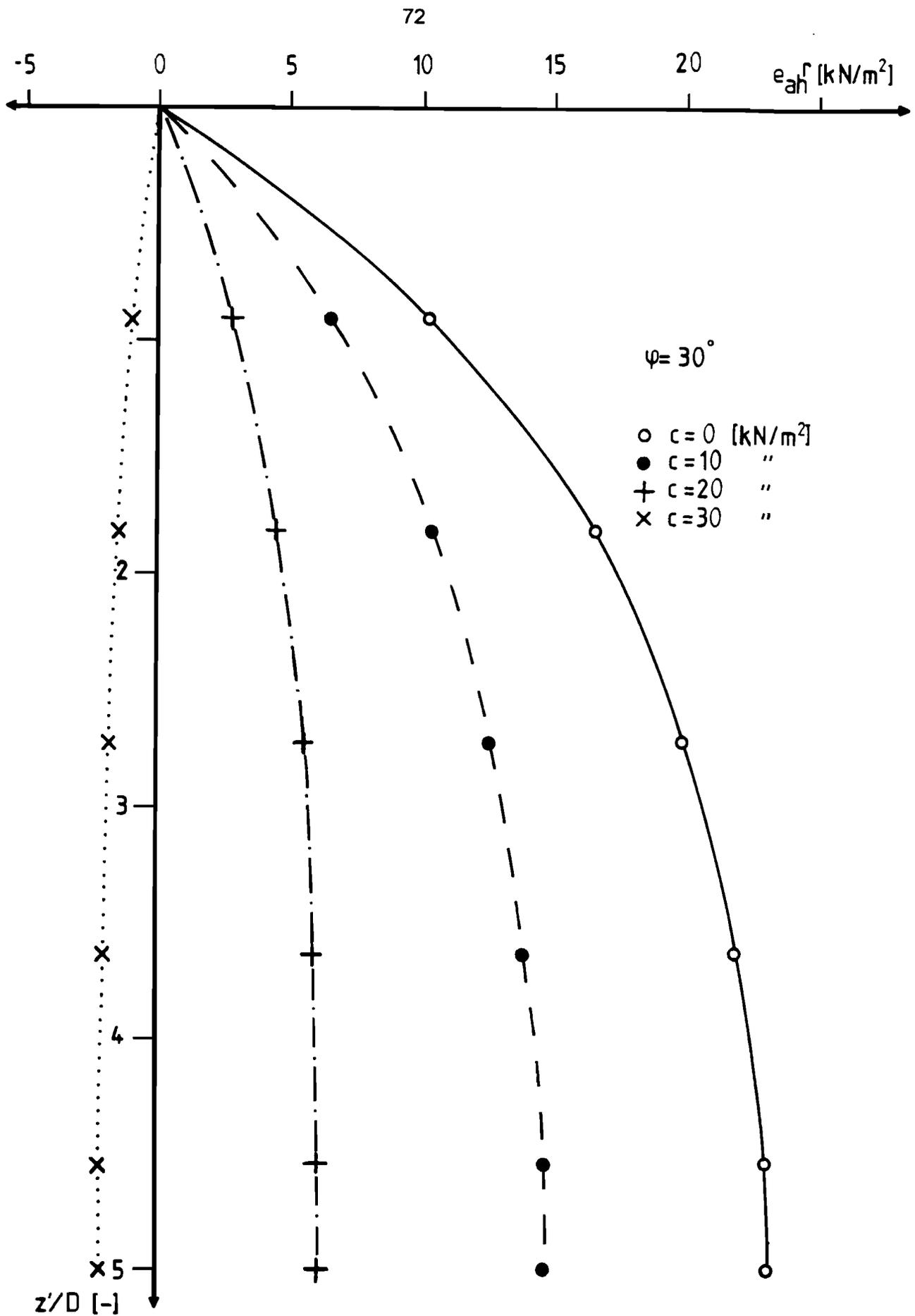
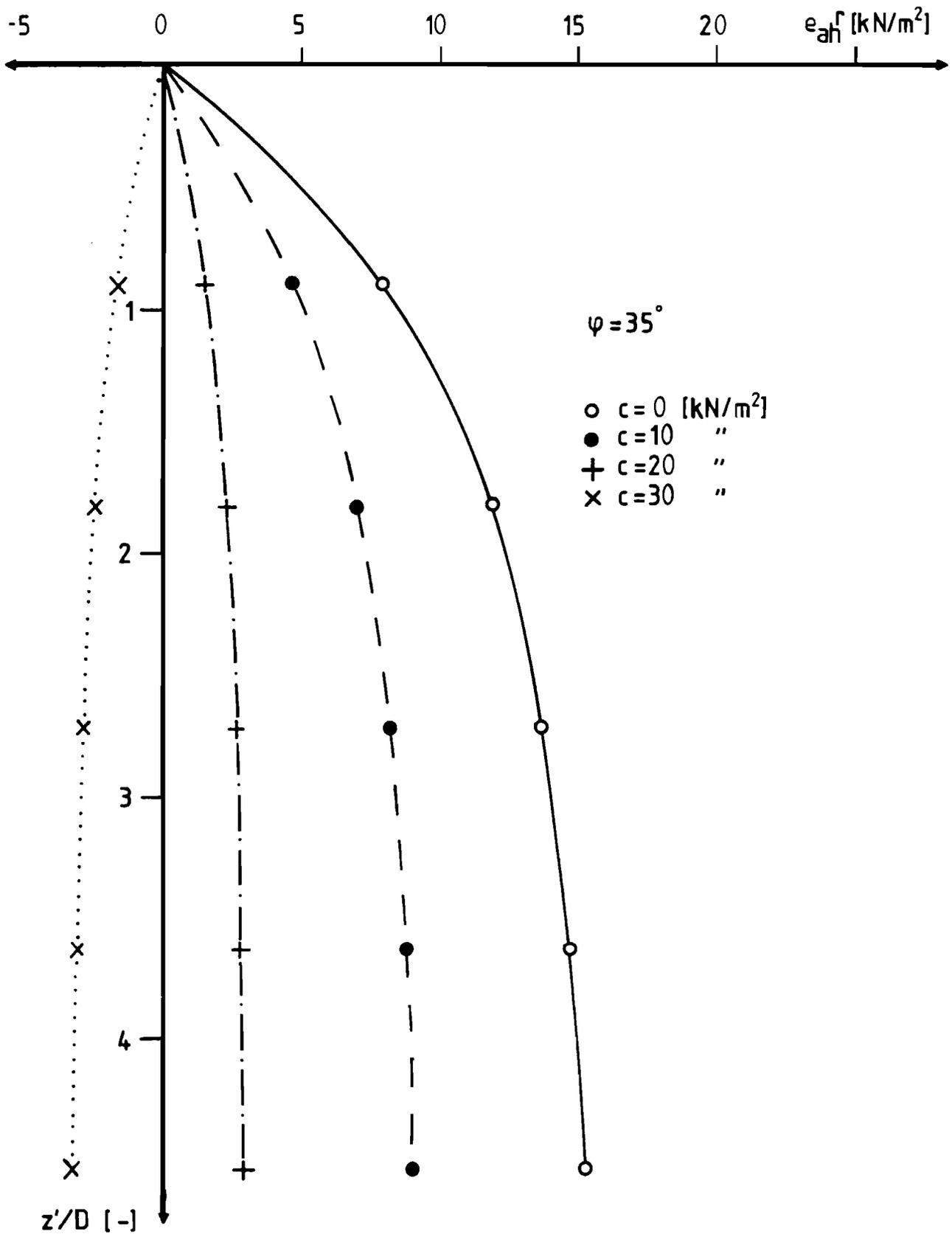
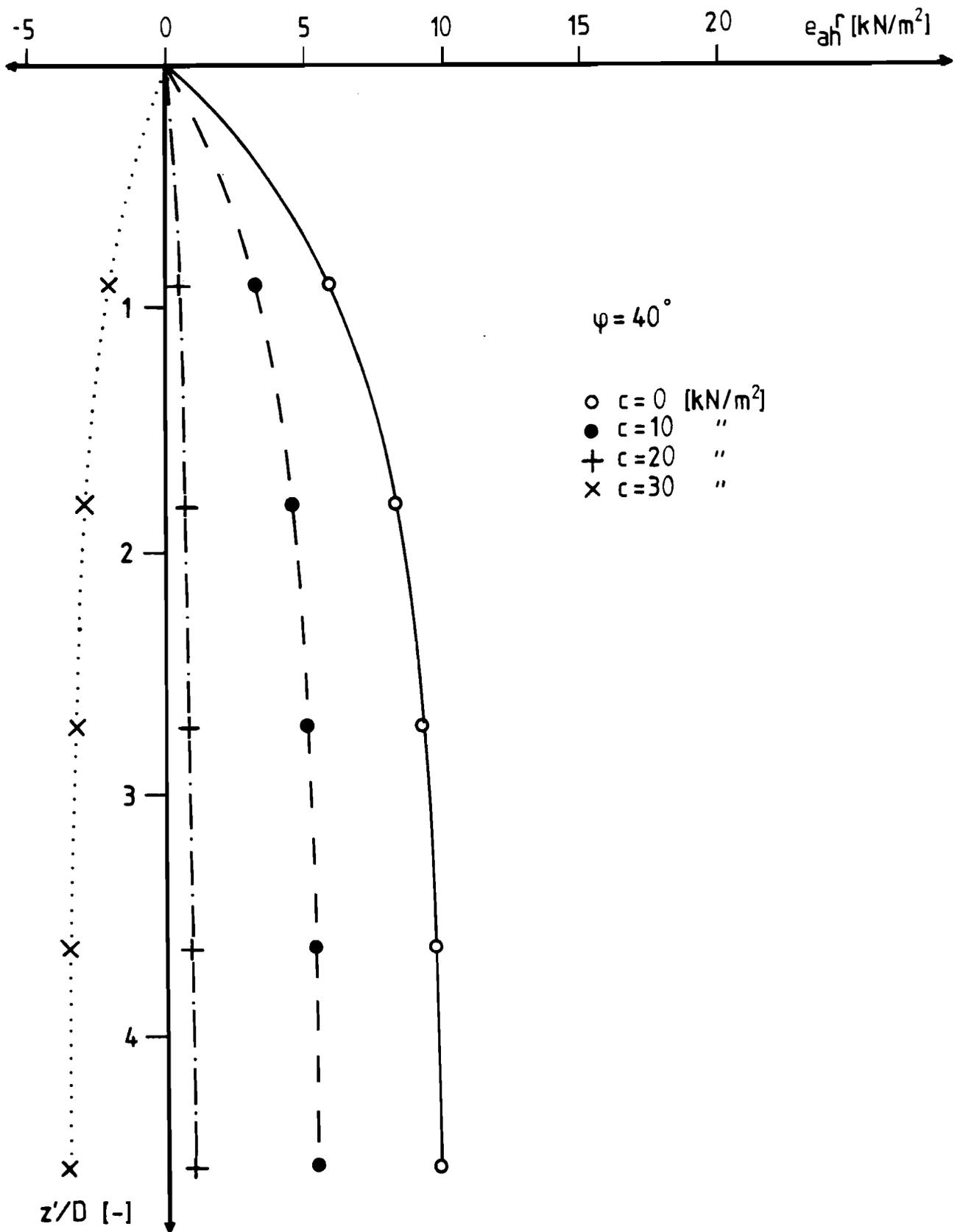


Bild 5.1 b: Stützdruck für  $\varphi = 30^\circ$

Bild 5.1 c: Stützdruck für  $\varphi = 35^\circ$

Bild 5.1 d: Stützdruck für  $\varphi = 40^\circ$

sicherheit annähernd nachgewiesen werden kann.

Die Vergleichsrechnungen zu dem Versuch mit Schacht ohne Ausbau zeigen, daß die Standsicherheit durch bodenmechanische Berechnungsverfahren bei Ansatz verformungsabhängiger Scherparameter nachgewiesen werden kann. Ein Problem dabei ist die Abschätzung der am Gesamtsystem auftretenden Dehnungen und der Zuordnung zu den im Triaxialdruckversuch auftretenden Dehnungen. Gleichzeitig ist darauf hinzuweisen, daß sehr große Verformungen erforderlich sind, um die Festigkeit des Abfalls zu aktivieren.

### 5.3.2 Schacht mit Ausbau ohne Kiesmantel

Die für die Wandreibungswinkel  $17,5^\circ$ ,  $25^\circ$  und  $32,5^\circ$  berechneten linear zunehmenden Schubspannungsverläufe sind in Bild 5.2 zusammen mit den Bandbreiten der aus den Versuchen ermittelten Schubspannungen aufgetragen (s. Bild 3.25). Es wird deutlich, daß die gemessene Schubspannungsverteilung durch die sehr einfache Annahme einer linearen Schubspannungsverteilung nicht reproduziert werden kann. Dennoch ist zu erkennen, daß durch den Ansatz eines Wandreibungswinkels in der Größenordnung zwischen  $17,5$  und  $25^\circ$  und eine lineare Verteilung der Schubspannung die gemessene Schubspannungsverteilung im Mittel gut angenähert wird.

Tabelle 5.4: Zur Aktivierung der Mantelreibung benötigte Wandreibungswinkel

Versuch	$z'/D$	Gemessene Vertikallast P [N]	Wandreibungswinkel $\delta$ [°]
SM 2	8,59	1496	29,1
SM 6	6,38	1604	23,9
SM 9	7,38	2036	23,7
SM 10	7,79	2533	28,6
SM 13	7,52	1473	14,8
SM 14	7,44	2086	23,3

Der Meßwert der Kraftmeßdose stellt daher ein integrales Maß für die Größe aller an der Schachtwandung angreifenden Schubspannungen dar. Dieses wird durch die Rückrechnung der mittleren im Modellversuch aktivierten Wandreibungswinkel zwischen Ausbau und Abfall aus den Meßwerten der Kraftmeßdose bestätigt

Wie in Tabelle 5.4 dargestellt, schwanken die Wandreibungswinkel für alle fünf mit besandeten Schachtmodellen durchgeführten Versuche (SM 2, 6, 9, 10, 14) zwischen  $23,3^\circ$  und  $29,1^\circ$ . Der Mittelwert beträgt  $25,7^\circ$ . In Versuch SM 13 wurde ein nicht besandeter

Ausbau eingesetzt und der rückgerechnete Wandreibungswinkel fällt entsprechend gering aus.

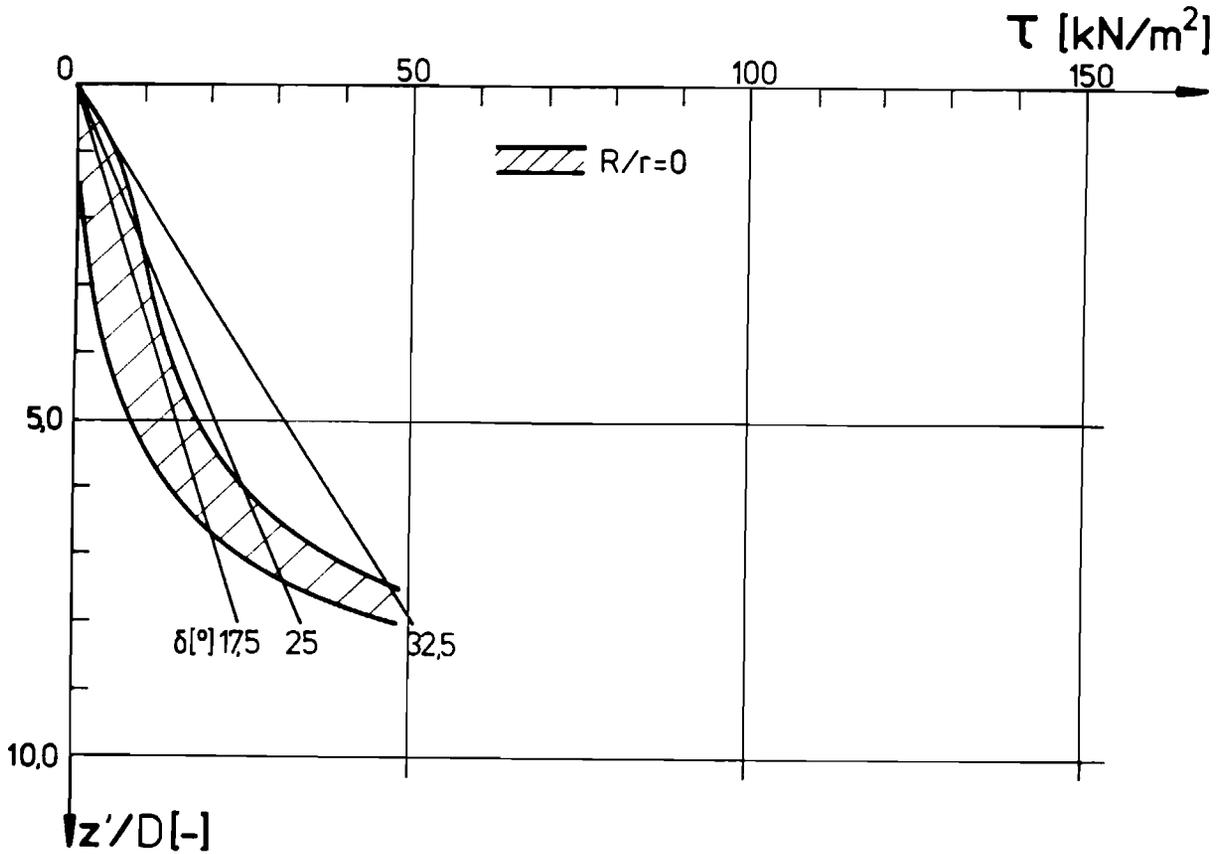


Bild 5.2: Vergleich berechneter und gemessener Schubspannungsverläufe ( $R/r=0$ )

## 6. Berechnungen zur asymmetrischen Belastung

### 6.1 Bestehende Ansätze

Die zur Bemessung von Schächten in Deponien unter Berücksichtigung asymmetrischer Belastungen bekannten Ansätze bzw. Ansätze zur Bemessung von Schächten, die auf das Problem übertragbar erscheinen, gehen von einer empirisch ermittelten ungleichmäßigen radialen Belastung aus. Diese Belastung wird als maßgebender Lastfall definiert und soll die tatsächlich infolge asymmetrischer Belastung auftretenden Beanspruchungen abdecken. Zutreffendere Ansätze liegen offensichtlich infolge mangelnder Kenntnisse der Spannungs- und Verformungszustände in Deponien nicht vor. Auf die verschiedenen Lastannahmen wird hier zunächst eingegangen.

Der Lastansatz nach Hoch (1992) geht von einer ellipsenförmigen Verteilung der Spannungen über den Umfang aus. Für Polyethylen-Schächte gibt Hoch eine sinus-cosinus Funktion an, deren Minimum dem halben, das Maximum dem vollen berechneten horizontalen Erddruck entspricht. Der Ansatz lautet

$$e_{ah} = \gamma \cdot h \cdot k_a (\cos^2 \alpha + 1/2 \cdot \sin^2 \alpha) \quad (\text{Gl. 6.1})$$

und bestimmt eine mit der Tiefe linear zunehmende Verteilung des radialen Erddrucks. Der Erddruckbeiwert wird hierbei nach dem ebenen horizontalen aktiven Erddruck bestimmt. Hoch (1992) verweist auch auf einen Berechnungsansatz des Grundbauinstituts Steinfeld und Partner, der auf den Verfahren von Steinfeld (1958) und in-situ Messungen von Ney & Hug (1990) basiert. Auch hier nimmt der Erddruck mit der Tiefe linear zu, ab einer gewissen Grenztiefe jedoch wird der Erddruckanstieg halbiert. Minimum und Maximum der radialen Beanspruchung liegen zwischen dem vollen und dem 1,21-fachen berechneten Erddruck. Die Ungleichförmigkeit wird in Abhängigkeit des Umfangswinkels  $\alpha$  mit dem Faktor

$$(2 - \sqrt[3]{\cos^2 \alpha + 1/2 \sin^2 \alpha}) \quad (\text{Gl. 6.2})$$

bestimmt. Beide Ansätze führen zu ähnlichen Ergebnissen, die jedoch als System einen PE-Teleskopschacht betrachten. Bei diesem wird der Einfluß der negativen Mantelreibung stark herabgesetzt, so daß diese Überlegungen nicht ohne weiteres auf steife Schachtsysteme übertragen werden können.

Prühs & Alexiew (1993) ermitteln mit Hilfe eines Meßprogramms an zwei Schächten aus HDPE sowie einem aus Stahlbeton der Deponie Medbach die radialen Belastungen des

Ausbaus. Aus den unterschiedlichen Größenordnungen der gemessenen Radialspannungen eines Meßquerschnittes werden Ungleichmäßigkeitsbeiwerte

$$\omega = \sigma_{R,\max} / \sigma_{R,\min} \quad (\text{Gl. 6.3})$$

bestimmt. Diese liegen zwischen 2,8 für das Anfangsalter und 1,5 für das Endalter des betrachteten Kunststoffschachtes. Auch hier muß einschränkend gesagt werden, daß es sich um Ergebnisse eines speziellen Schachtsystems der Firma Franki handelt, die nicht ohne weiteres auf andere Systeme übertragen werden können. Für die Bemessung eines Stahlbetonschachtes wird Gleichung 6.1 empfohlen.

Im Gefrierschachtbau wird dem im Regelfall zu erwartenden gleichförmigen Radialdruck  $p_0$  ein ungleichförmiger Zusatzdruck  $p_1$  überlagert. Nach Link (1985) beträgt die Größe des Scheitelwertes  $p_z$  (s. Bild 6.1) 10 % des gleichförmigen Druckes  $p_0$ . Der Zusatzdruck verteilt sich entsprechend den abgebildeten Formeln, wobei  $p_z = 0,1 \cdot p_0$  zu setzen ist. Durch  $p_z$  sollen Wirkungen aus schachtnahem Abbau und aus Bautoleranzen (Unrundheit des Ausbaus) berücksichtigt werden. Überschreitet die Unrundheit (Abweichung des Innenradius vom Sollradius) während des Schachtbaus ein bestimmtes Maß, ist der Scheitelwert des ungleichförmigen Horizontaldrucks entsprechend zu erhöhen.

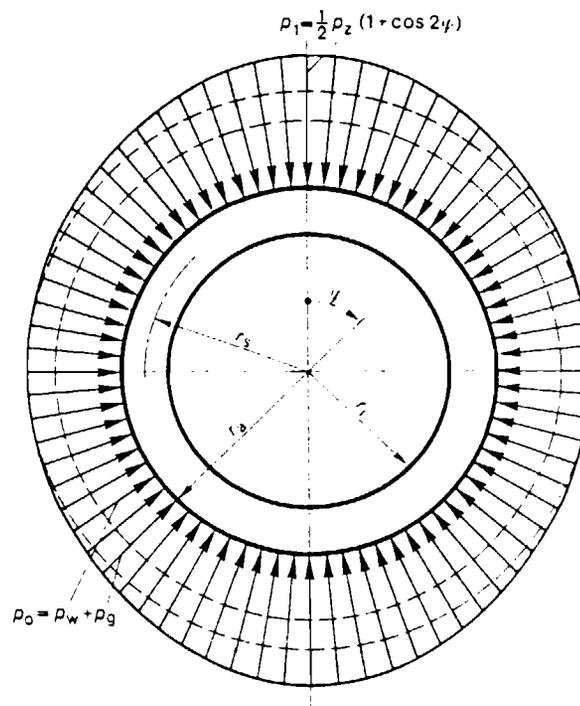


Bild 6.1: Horizontaldruck auf den Schachtausbau (Link, 1985)

Ausgehend von den hier angesprochenen Lastansätzen erfolgt die Bemessung der Schächte in Deponien nach den üblichen Regeln der Statik. Besonderheiten der Konstruktion, z.B. Anordnung des Kiesmantels, werden statisch i.A. nicht berücksichtigt.

## 6.2 GDA - Empfehlungen

In den GDA - Empfehlungen E2-22 werden zur Dimensionierung des Kiesringes für Deponischächte Angaben gemacht. Für Stahlbetonschächte wird allgemein eine Kiesringdicke  $\geq 1\text{ m}$  empfohlen. Für Kunststoffschächte werden Kiesringdicken in Abhängigkeit des Schachtinnendurchmessers und der Schachthöhe festgelegt (Tabelle 6.1), allerdings ohne ausdrücklichen Hinweis auf asymmetrische Belastung.

Tabelle 6.1: Kiesringdicken für Kunststoffschächte

Schachtdurchmesser $d_i$ (m)						
	< 20 m		20 - 40 m		> 40m	
	R/r [-]	d [m]	R/r [-]	d [m]	R/r [-]	d [m]
1,50	2,33	1,00	-	-	-	-
2,00	2,25	1,25	2,75	1,75	-	-
2,50	2,20	1,50	2,60	2,00	-	-
3,00	2,17	1,75	2,50	2,25	2,83	2,75

In der UAG "Konstruktionen in Deponien" des Arbeitskreises 6.1 "Geotechnik der Deponienbauwerke" der DGGT werden z.Zt. zwei Empfehlungen zur Bemessung von Schächten in Deponien ausgearbeitet. Nach dem bisherigen Bearbeitungsstand erfolgt die Verteilung der Unsymmetrien nach Hoch (1992). Für einen Stahlbetonschacht bestimmt sich der anzusetzende horizontale Erddruck in der Größe des ebenen Erdrudrucks, berechnet mit den Kennwerten des Kiesmantels, so daß die Spannungsverteilung wie folgt bestimmt werden kann:

$$e_R(\alpha) = \gamma_K \cdot H_K \cdot K_R \cdot (\cos^2 \alpha + 1/2 \sin^2 \alpha) \quad (\text{Gl. 6.4})$$

## 6.3 Bemessungskonzept für asymmetrische Beanspruchung

Aus den im Rahmen dieser ersten Projektphase durchgeführten Zentrifugen-Modellversuche sollten keine Aussagen zu direkt in die Praxis zu übertragende Lastansätze für ein Bemessungskonzept für asymmetrische Beanspruchungen von Schächten in

Deponien erarbeitet werden. Hierzu ist weiterhin auf die bekannten Lastansätze zurückzugreifen.

Durch die Zentrifugen-Modellversuche ist jedoch die Tragwirkung des Kiesmantels bei asymmetrischer Belastung der Schachtkonstruktion aus dem Abfallkörper nachzuweisen. Aus diesem Grunde erscheint es sinnvoll, den lastmindernden Einfluß des Kiesmantels in Abhängigkeit der Dicke des Kiesmantels zum Schachtdurchmesser entweder beim Lastansatz oder bei der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen zu berücksichtigen. Dieses kann über Diagramme entsprechend Bild 4.7 erfolgen.

Nach dem jetzigen Stand der Kenntnisse zeigt sich, daß bei einem Verhältnis  $R/r= 1,47$  noch kein ausreichender Einfluß des Kiesmantels zu erkennen ist. Bei einem Verhältnis  $R/r=2,13$  ist eine klare Reduktion der ungleichmäßigen Beanspruchung feststellbar. Dies bedeutet, daß hier eine Abminderung des ungleichmäßigen Anteils der radialen Belastung oder des Bemessungsmomentes um 50 % angesetzt werden kann. Damit werden die Angaben in Tabelle 6.1 bestätigt.

## 7. Zusammenfassung und Wertung für die Praxis

### 7.1 Allgemeines

Schächte in Deponien dienen der Kontrolle von Sickerwasserfassungen und -leitungen. Aus verschiedenen Gründen kommen sie bei Neuplanungen von Deponien nicht mehr zum Einsatz, aber bei bestehenden Deponien müssen solche Schächte in zunehmendem Maße repariert bzw. neu errichtet werden.

Die Schächte in Deponien sind gleichförmigen und ungleichförmigen Radialspannungen, vertikalen Beanspruchungen über die negative Mantelreibung sowie Schrägstellungen und Krümmungen infolge Verformungen im Abfall ausgesetzt. Als Folge hiervon treten Schäden an den Schächten bis hin zum totalen Funktionsverlust auf.

Für die Sanierung der Schächte fehlen bisher allgemein gültige Bemessungsansätze. Daher ist es Ziel der in diesem Bericht beschriebenen Forschungsarbeit, Aussagen über die Größe der mechanischen Beanspruchung von Schachtbauwerken in Deponien in Abhängigkeit der grundsätzlichen Eigenschaften der Schachtkonstruktion und der Abfall-eigenschaften zu erarbeiten. Hiermit sollen die Grundlagen für ein Bemessungsverfahren geschaffen werden.

Betrachtet werden Schachtkonstruktionen bestehend aus einem Schachtausbau - starr oder nachgiebig; der Schachtausbau kann mit einem Kiesmantel umgeben sein. Im einzelnen werden folgende Fragestellungen bearbeitet:

- Systemverhalten von steifen und weichen Schachtkonstruktionen
- grundsätzliche Wirkung des Kiesmantel bei der Übertragung der negativen Mantelreibung auf den Schachtausbau
- Einfluß des Kiesmantels auf die radiale Schachtbeanspruchung.

In dem vorliegenden Bericht wird die Phase 1 eines Forschungsvorhabens behandelt, dessen Zielsetzung es ist, die Voraussetzungen für die bauaufsichtliche Bewertung des geotechnischen Verhaltens von tiefen Schächten in Deponien zu schaffen. Bisher liegen die Ergebnisse mehrerer in situ Messungen an Schächten vor; die Auswertung dieser Versuche ergibt wegen nicht bekannter und nicht erfassbarer Randbedingungen in dem jeweiligen Ausführungsbeispiel noch kein klares Bild. Deshalb wird in dem vorliegenden Forschungsprojekt das Systemverhalten des Schachtbauwerkes im Abfallkörper unter definierten und bekannten Randbedingungen erfaßt.

Im Mittelpunkt der Untersuchungen stehen Versuche mit der geotechnischen Großzentrifuge Z1 der Ruhr-Universität Bochum, da mit der Zentrifugen-Modelltechnik in einem physikalischen Modell mit Erfolg solche Fragestellungen untersucht werden, die z.B.

mit mathematischen Modellen oder mit herkömmlichen Modellversuchen nicht befriedigend beantwortet werden können.

Insgesamt sind 17 Modellversuche mit der geotechnischen Großzentrifuge durchgeführt worden. Hierbei wurde einmal die Kiesmanteldicke variiert. Zum anderen wurden Versuche mit symmetrischer sowie asymmetrischer Radialbeanspruchung durchgeführt.

## 7.2 Symmetrische Belastung

Um das grundsätzliche Tragverhalten von steifen und weichen Schachtkonstruktionen ohne Kiesmantel unter symmetrischer Belastung zu erfassen, wird zunächst in den Zentrifugen-Modellversuchen ein steifer Schacht modelliert, bei dem die radialen Verschiebungen als vollständig behindert anzusehen sind. Ergänzend hierzu wird ein unausgebauter Schacht modelliert, eine Situation, die hier für einen extrem weichen Schachtausbau stehen soll.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß sich bei Einsatz eines steifen Schachtes ein Ruhedruckzustand einstellt. Der Zusammenhang zwischen den linear mit der Tiefe zunehmenden Vertikalspannungen und Horizontalspannungen im Abfall kann durch einen Erdruhedruckbeiwert  $K_0 = 0,3$  beschrieben werden. Dieser Wert stimmt mit Ergebnissen aus Laborversuchen zur Bestimmung des Ruhedrucks von Abfall überein. Bei Anordnung eines Kiesmantels ist mit der Wichte des Kiesel zu rechnen.

Diese radiale Beanspruchung des Schachtausbaus führt zusammen mit den erheblichen Setzungen des Abfalls zu einer Beanspruchung des Ausbaus durch negative Mantelreibung. Wie Bild 7.1 zeigt, wird durch den Kiesmantel die Vertikalbelastung erhöht, insbesondere im unteren Schachtbereich.

In den Zentrifugen-Modellversuchen erweisen sich unausgebaute Schächte bis zu einer Tiefe von  $t = 46$  m und einem Durchmesser von 11 m als standsicher. Dabei treten große Verschiebungen auf, die als von der Tiefe abhängigen Durchmesser Verkürzungen bis zu 12 % nachgewiesen werden können. Die Standsicherheit solcher unausgebauter Schächte kann über klassische Berechnungsverfahren aus der Bodenmechanik bei Ansatz geeigneter Parameter zur Beschreibung der Festigkeit des Abfalls nachgewiesen werden.

In einer parallel durchgeführten Versuchsreihe mit modifizierten Randbedingungen wird der Zusammenhang zwischen (radialen) Verschiebungen des Schachtausbaus und (radialen) Spannungen aus dem Abfall untersucht. Es wird deutlich, daß erst mit großen Durchmesser Verkürzungen die Tragwirkung des Abfalls aktiviert und eine Reduktion der Belastung auf das Schachtsystem erwartet werden kann. Es ist noch zu überprüfen, inwieweit die zugrundegelegten Versuchsverhältnisse auf die hier angesprochene Fragestellung übertragen werden können, doch ist der grundsätzliche Zusammenhang eindeutig.

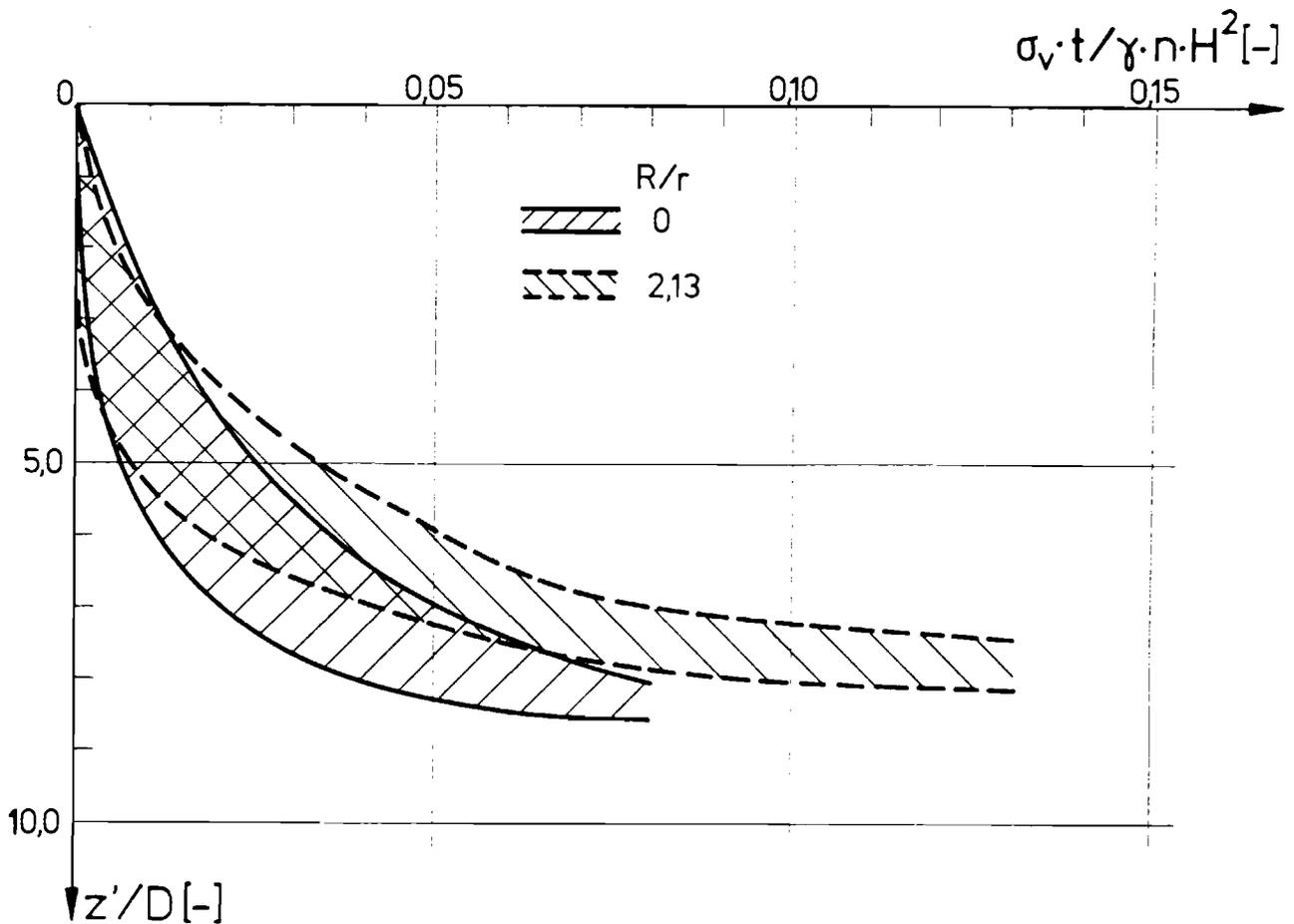


Bild 7.1: Vergleich der Vertikalspannungen der Versuche mit ( $R/r = 2,13$ ) und ohne ( $R/r = 0$ ) Kiesmantel

In einer parallel durchgeführten Versuchsreihe wird der Zusammenhang zwischen radialen Verschiebungen des Schachtausbaus und radialen Spannungen aus dem Abfall dargestellt. Es wird deutlich, daß mit großen Durchmesserverkürzungen die Tragwirkung des Abfalls aktiviert und die Belastung auf das Schachtsystem reduziert wird. Es ist noch zu überprüfen, inwieweit diese Versuchsverhältnisse auf in situ-Bedingungen übertragen werden können.

Die Untersuchung der Wirkungsweise eines Kiesmantels unterschiedlicher Dicke im Zusammenspiel mit einem steifen Schachtausbau und einer radialsymmetrischen Belastung zeigt, daß unabhängig von der Dicke des Kiesmantels keine positive Tragwirkung zu erkennen ist. Eine signifikante Abminderung der radialen Belastung durch den Kiesmantel konnte in den Zentrifugen-Modellversuchen nicht nachgewiesen werden. Die durch vertikale Mantelreibung in den Schacht eingeleiteten Vertikalkräfte werden durch Anordnung eines Kiesmantels mit zunehmender Dicke gegenüber einem Schacht mit direktem Kontakt Abfall-Ausbau erheblich erhöht. Die Ursache hierfür kann in den erhöhten Vertikalspannungen im Kiesmantel gegenüber denen im Abfall infolge der höheren Wichte des Kieses und in dem größeren Wandreibungswinkel zwischen Ausbau und Kies gegenüber dem zwischen

### 7.3 Asymmetrische Belastung

Bei den Zentrifugen-Modellversuchen zur Untersuchung des Tragverhaltens der Schachtkonstruktionen unter asymmetrischen Belastungen wird gezielt eine vorgegebene horizontale Belastung auf die Schachtkonstruktion aufgebracht. Untersucht werden Schächte mit steifem Ausbau ohne oder mit Kiesmantel unterschiedlicher Dicke. Aus diesen Versuchen können keine Aussagen zu den in einem Abfallkörper auftretenden asymmetrischen Belastungen abgeleitet werden. Als entscheidend für die Untersuchungen, z.B. der statischen Wirksamkeit des Kiesmantels, wird hier die Vergleichbarkeit der Randbedingungen und der aufgetragenen Belastung in den einzelnen Versuchen angesehen.

Durch die asymmetrische Belastung zeigen sich im Versuch zusätzliche Beanspruchungen des Schachtausbaus durch Krümmung der Schachtachse und einer elliptischen Verformung des Querschnittes. Durch die Krümmung der Schachtachse treten in dem in Vertikalrichtung als biegesteifes Rohr zu betrachtenden Ausbau Biegemomente auf. Diese Biegemomente sind ohne Anordnung eines Kiesmantels auf den Bereich in unmittelbarer Nähe der Last konzentriert. Durch Anordnung eines Kiesmantels ausreichender Dicke - in den Versuchen  $R/r > 2$  - werden auch von der Last entferntere Bereiche beansprucht, wobei gleichzeitig eine erhebliche Abminderung der maximalen Biegemomente um bis zu 60 % beobachtet wird. Dieses deutet auf eine günstigere Lastausbreitung im Bereich des Kiesmantels und auf ein verändertes Bettungsverhalten des vom Kiesmantel umgebenen Schachtausbaus gegenüber dem System ohne Kiesmantel hin.

Trägt der Schachtausbau die im symmetrischen Lastfall gleichmäßig über den Umfang des Kreisquerschnittes verteilten Radialspannungen durch Normalspannungen (Ringdruckkräfte) ab, ergeben sich im asymmetrischen Lastfall durch ungleichmäßige Radialspannungen Biegemomente, welche zur bereits erwähnten elliptischen Verformung des Querschnittes führen. Die dadurch im Ausbau entstehenden Randfaserdehnungen bzw. Randfaserspannungen betragen ein Vielfaches derer, welche aus der Beanspruchung im symmetrischen Lastfall resultieren. Die Anordnung eines Kiesmantels führt zu einer Abminderung der Biegemomente im Querschnitt. Bei einer Kiesmanteldicke von  $R/r = 2,13$  beträgt diese Abminderung bis zu 60 %. (s. Bild 7.2 und 7.3)

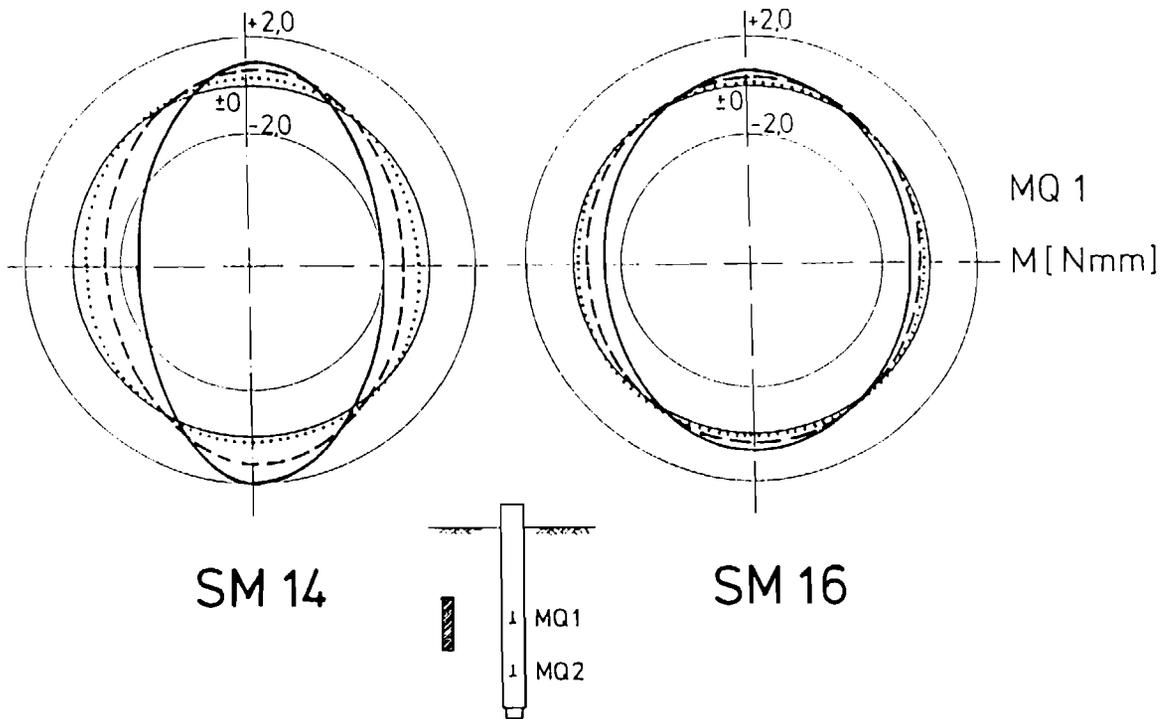


Bild 7.2: Momentenverteilung in Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ ) und SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )

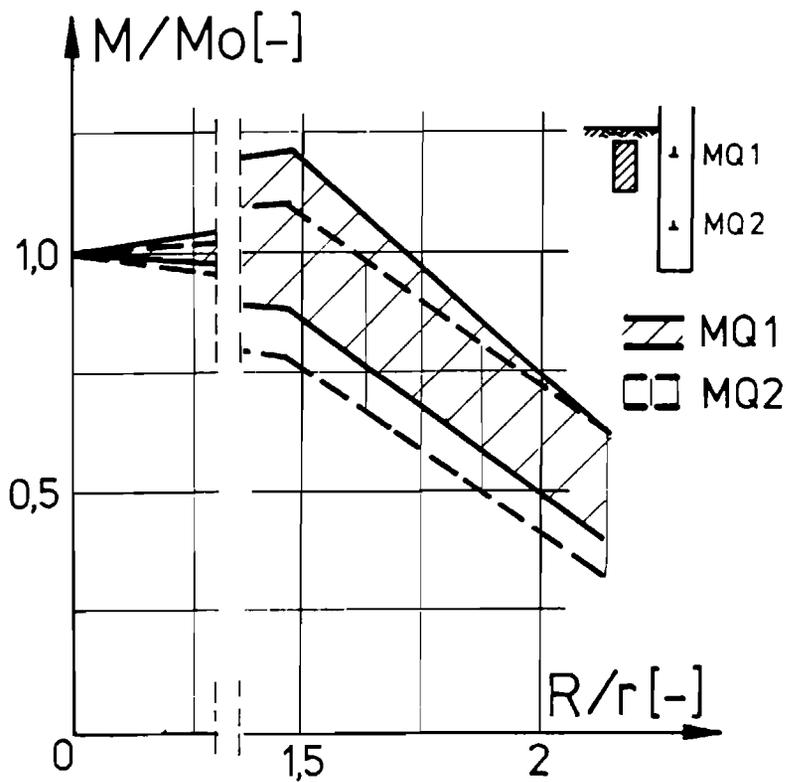


Bild 7.3: Änderung der Momente in Abhängigkeit der Kiesmantelstärke

Offensichtlich ergeben sich durch die ungleichmäßige radiale Beanspruchung des Ausbaus und die entstehende Momentenbeanspruchung ausreichend große Verformungen des Ausbaus, um die Tragwirkung im Kiesmantel zu aktivieren. Der unter Zugrundelegung der Normalspannung als steif zu bezeichnende Ausbau erweist sich hier als biegeweich. Auf diese Weise kann die mangelnde Tragwirkung des Kiesmantels bei der radial-symmetrischen Beanspruchung, gegenüber der hier beobachteten Tragwirkung erklärt werden.

#### 7.4 Diskussion der Ergebnisse in Verbindung mit dem Entwurf einer GDA - Empfehlung

Von der UAG 6 des Arbeitskreises 6.1 liegt ein Entwurf für eine GDA - Empfehlung zur Bestimmung von Einwirkungen auf vertikale Deponieschächte vor. Betrachtet werden dabei Schachtkonstruktionen, die aus einem Schachtausbau und einem diesen umgebenden Kiesmantel bestehen. Die im Rahmen dieses Berichtes vorgestellten Ergebnisse werden im folgenden vor dem Hintergrund dieses Empfehlungsentwurfes kurz diskutiert.

Der Empfehlungsentwurf sieht zur Bestimmung der radialen Belastung  $e_R$  des Schachtausbaus einen linearen Erddruckansatz vor:

$$e_R = \gamma_K \cdot H_K \cdot K_R$$

mit:  $\gamma_K$      Wichte des Materials des Kiesmantels  
 $H_K$      Höhe des Kiesmantels  
 $K_R$      horizontaler Belastungsbeiwert

Der horizontale Belastungsbeiwert für Stahlbetonschächte berechnet sich zu  $K_R = 1 - \sin\varphi$ . Der Ansatz der Wichte des Kieses und des Erdruhedruckes berücksichtigt keine mittragende Wirkung des Kiesmantels und führt zu einer Berechnung von höheren radialen Belastungen als sie sich bei entsprechender Berechnung für ein System ohne Kiesmantel ergeben würden. Diese Annahmen entsprechen den in den Zentrifugen-Modellversuchen zu Schächten mit steifem Ausbau unter symmetrischen Belastungen gewonnenen Erkenntnissen. Bezeichnet man einen Stahlbetonausbau als steifen Ausbau, welches hier sicher zulässig ist, kann der Lastansatz des Empfehlungsentwurfes unterstützt werden.

Für Kunststoffschächte ist die Bestimmung des horizontalen Belastungsbeiwertes entsprechend dem ebenen aktiven Erdruhedruckbeiwertes, berechnet mit dem Reibungswinkel des Deponiegutes (ohne Ansatz der Kohäsion) und einem Wandreibungswinkel von  $\delta = 0$ , vorgesehen. Dieser Wert kann in Abhängigkeit des für das Deponiegut angenommenen Reibungswinkels erheblich schwanken ( $\varphi = 10^\circ \rightarrow K_R = 0,7$ ;

$\varphi = 40^\circ \rightarrow K_R = 0,2$ ). Hierdurch können die radialen Belastungen auf einen Kunststoffausbau wesentlich höher oder erheblich niedriger als auf einen Stahlbetonausbau ermittelt werden.

Für einen Ansatz erhöhter radialer Belastungen auf Kunststoffschächte aus symmetrischen Belastungen gibt es nach den hier durchgeführten Untersuchungen zum Systemverhalten von Schachtausbau - Kiesmantel - Abfall keinen Anlaß. Ein Ansatz abgeminderter radialer Belastungen kann für steife Schächte nach den vorliegenden Ergebnissen nicht empfohlen werden. Ein solcher Ansatz kann nur zulässig sein, wenn vorausgesetzt und sichergestellt wird, daß der Kunststoffausbau ausreichende Verformungen zur Aktivierung einer Tragwirkung des Kiesmantels, wie sie z.B. von Steinhoff (1995) beschrieben wird, zuläßt. Zu der Frage, wie groß diese Verformungen sein müssen, liegen bisher keine ausreichenden Untersuchungen vor.

Inwieweit der in dem Empfehlungsentwurf angegebene Lastansatz zur Berücksichtigung einer asymmetrischen Belastung geeignet ist kann mit den Ergebnissen der Zentrifugen-Modellversuche nicht diskutiert werden. In dem Empfehlungsentwurf ist für diesen Lastfall keine Berücksichtigung der Tragwirkung des Kiesmantels vorgesehen. Dieses wäre nach den Versuchsergebnissen aber denkbar.

Die vertikale Belastung eines Schachtausbaus aus dem Deponiekörper durch negative Mantelreibung wird nach dem Empfehlungsentwurf aus der radialen Belastung über einen Wandreibungswinkel berechnet. Der Wandreibungswinkel ist entsprechend der Oberflächenbeschaffenheit der Schachtwandung und dem inneren Reibungswinkel des Materials des Kiesmantels zu wählen. Diese Vorgehensweise ist nach den Versuchsergebnissen zur Ermittlung der insgesamt in den Schachtausbau durch negative Mantelreibung eingeleiteten Lasten sinnvoll. Die Verteilung der Schubspannungen, welche in dem Ansatz implizit als linear angenommen wird, kann so nicht erfaßt werden.

In dem Empfehlungsentwurf wird keine Beanspruchung des Schachtausbaus durch Krümmung der Schachtachse infolge asymmetrischer Belastung berücksichtigt. Durch die in den Versuchen gewählte asymmetrische Belastung sind erhebliche Biegebeanspruchungen des Schachtausbaus verbunden mit einer Krümmung der Schachtachse aufgetreten. Hier sollte geprüft werden, ob dieser Lastfall zu ergänzen ist. Eine Berücksichtigung könnte analog der Vorgehensweise zur Bemessung tiefer Bergwerksschächte (Link 1985) durch Vorgabe einer Krümmung erfolgen.

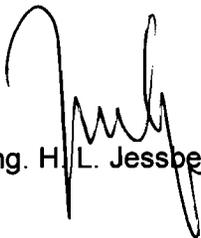
## 7.5 Bewertung der Ergebnisse für die Baupraxis und Ausblick

Bisherige Bemessungsansätze basieren auf in-situ Beobachtungen und Feldmessungen. Die große Streuung der so gewonnenen Meßwerte infolge variierender und teilweise unbekannter Randbedingungen führt hierbei zu Unsicherheiten.

Die vorliegende Untersuchung bestätigt die z.Z. gängigen Vorgehensweisen, soweit sie in dem Entwurf der GDA- Empfehlungen formuliert sind. Besonders ist auf die Erkenntnis hinzuweisen, daß die Anordnung eines Kiesmantels einen ungünstigen Einfluß auf die negative Mantelreibung in Zusammenspiel mit einem steifen Schachtausbau hat. Eine günstige Tragwirkung des Kiesmantels verlangt eine ausreichende Verformbarkeit des Ausbaus. Wie groß die notwendige radiale Verformung der Schachtwandung sein muß, ist noch nicht geklärt. Dies sollte in der Phase 2 des Forschungsprojektes untersucht werden.

Die lastverteilende Funktion des Kiesmantels bei asymmetrischen Belastungen wird durch die Versuche zweifelsfrei bestätigt. Voraussetzung ist hier, daß der Kiesmantel ausreichend dick ist. Die in der GDA - Empfehlung E2-22 in Abhängigkeit des Schachtdurchmessers und der Schachttiefe angegebenen Dicken gewähren dies.

Um diese günstige Funktion des Kiesmantels in der Bemessung berücksichtigen zu können, sind weitere systematische Versuche und vergleichende Berechnungen erforderlich, wie sie in Phase 2 des Forschungsprojektes vorgesehen sind. Weiterhin besteht die Notwendigkeit, die Größe und Verteilung der asymmetrischen Belastungen aus dem Abfallkörper auf die Schachtkonstruktion auf Basis von z.B. in-situ Beobachtungen vorzugeben. Für den radialsymmetrischen Fall bestätigen die experimentellen Untersuchungen den Ansatz eines Ruhedruckzustandes im Abfall. Erst bei erheblichen Verformungen oberhalb von 10 % ist eine Abminderung analog zu einem aktiven Erddruckzustand zu erwarten.



Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger



Dipl.-Ing. O. Syllwasschy

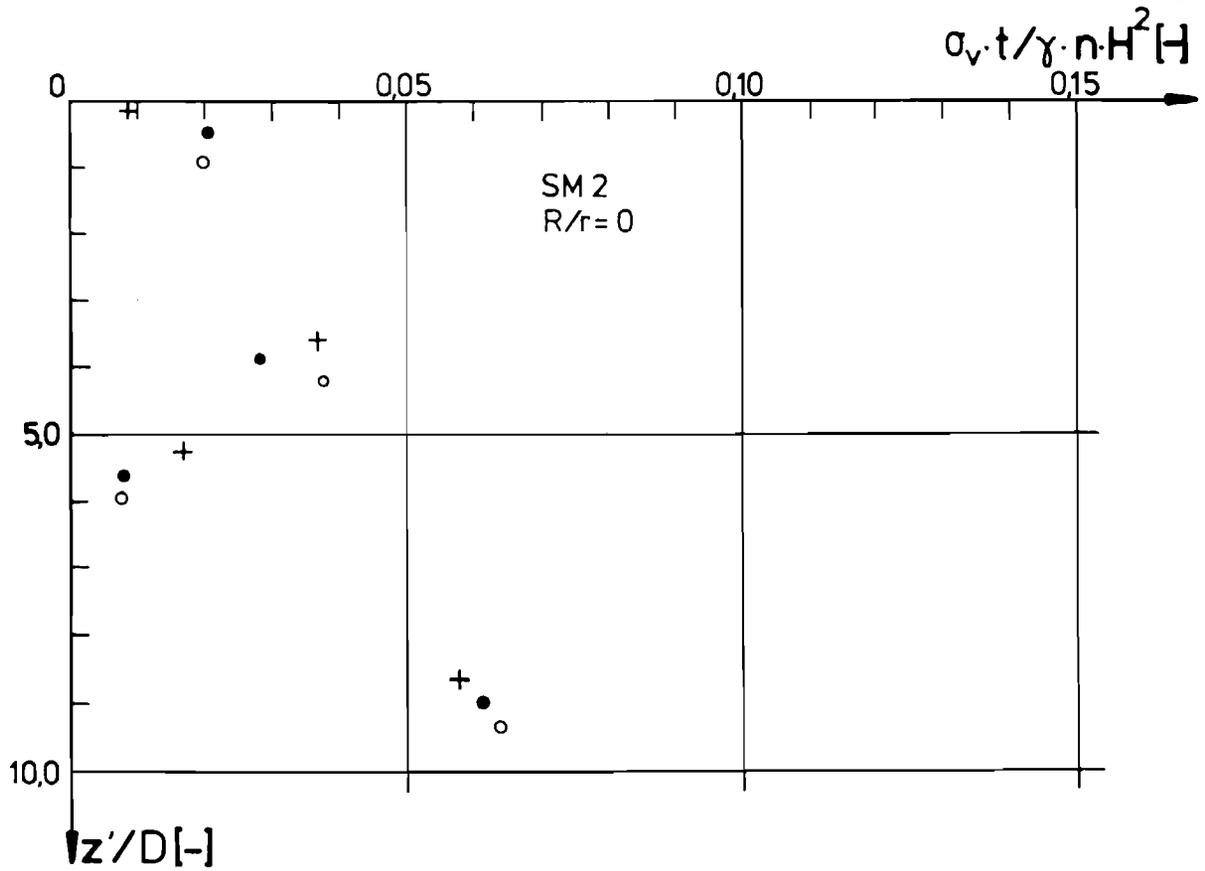
## Literaturverzeichnis:

- Damiecki, R., Kluckert, K.D. (1988) : Sanierung eines Sickerwassersammelschachtes auf der Zentraldeponie "Haus Erft" des Erftkreises in: Müll und Abfall 1/88, S.1-6.
- Dany, H. (1988) : Sanierung von deponieschächten an der Deponie Mechernich. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft 29, S. 253-270.
- Kartenberg, H.-J.(1988): Arbeitssicherheit beim Begehen von Schächten, Überprüfen von Kanälen sowie Grabarbeiten im Deponiekörper Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft 35, S. 141-167.
- Prühs, H. (1988) : Schächte in Deponien. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes des LGA Bayern 51, S. 221-235.
- Schneider, V. (1988) : Sanierung eines Sickerwassersammelbehälters auf der Hausmülldeponie Flintsbach. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft 29, S. 271-288.
- Leyendecker, G., Rademacher, H.F. (1992) : Neubau von Schachtbaukörpern in einer verfüllten Hausmülldeponie - Belastungsermittlung für die Schachtkörper. Mitteilungen des IGB der TU Braunschweig 37, S. 369-381.
- Sasse, T. (1992) : Neubau und Sanierung von Schächten in Deponien. Mitteilungen des IGB der TU Braunschweig 37, S.197-224.
- Dany, H., Ney, P. (1992) : Sanierung eines Schachtes. Durchführung und erste Ergebnisse eines Meßprogramms am Beispiel der Deponie Mechernich. Mitteilungen des IGB der TU Braunschweig 37, S. 225-248.
- Alexiew, D. Prühs, H. (1993) : Messungen an Schächten. Grundbauinstitut des LGA Bayern, (nicht veröffentlicht)
- Jessberger, H.L., Kockel, R. (1993) : Determination of the mechanical properties of waste materials. 4th Intern. Landfill Symposium, Sardinia, Vol. 2, pp 1383-1392.

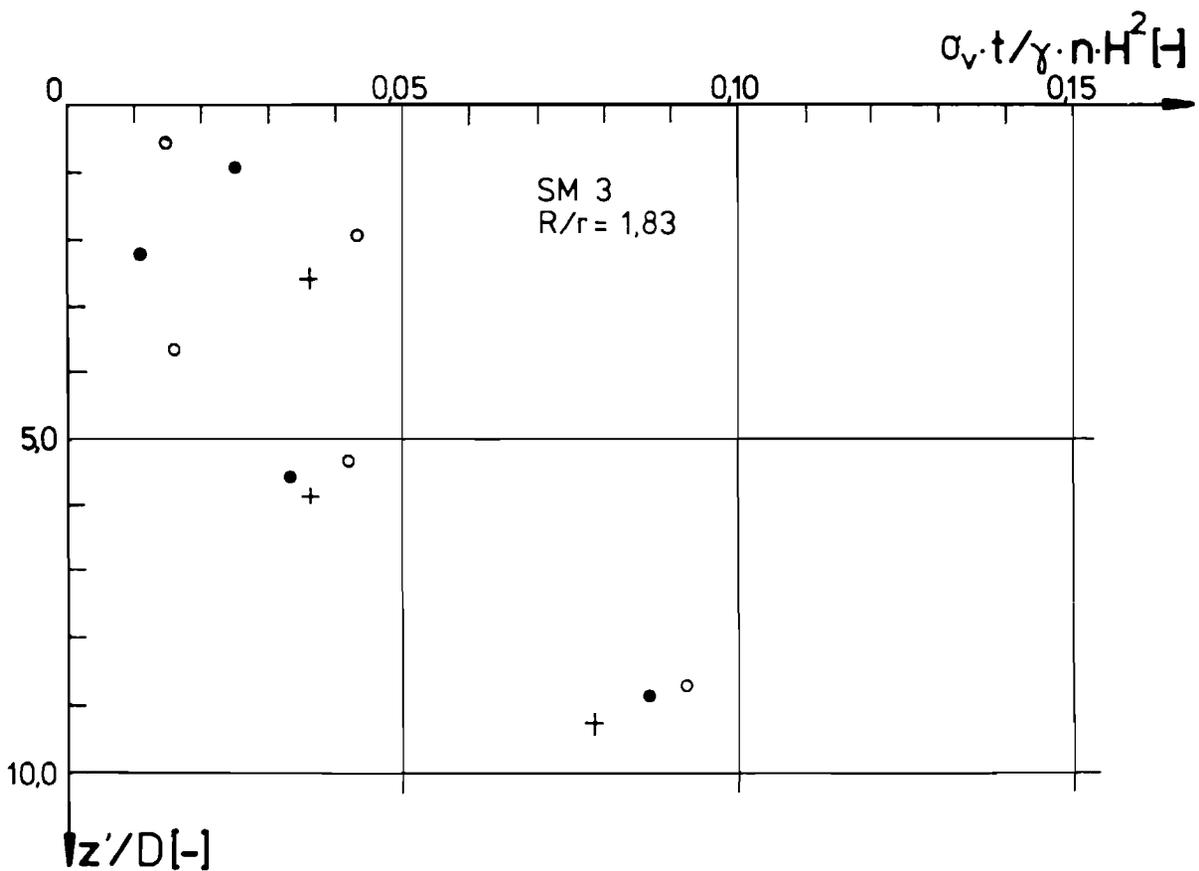
- Jessberger, H. L. (1992): Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik. Geotechnik, Sonderausgabe 1992.
- Kockel, R. (1995) : Scherfestigkeit von Mischabfall in Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien. Dissertation. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum.
- Reuter, E. (1995) : Verformungsanalyse und Standsicherheitsbeurteilung für die Zentraldeponie Hannover. In Gartung (Hrsg): Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, 11. Nürnberger Deponieseminar, S. 239 - 269.
- Syllwasschy, O., : Investigation of the behaviour of waste for centrifuge  
Kockel, R. (1995) modelling. European Workshop - Physical Modelling: New Techniques For Centrifuge Modelling, Nantes. (unveröffentlicht)
- Kockel, R., Jessberger, H.L.: Stability evaluation of solid municipal waste slopes (1995) XI. ECSMFE, Kopenhagen.
- Jessberger, H.L., Güttler, U., Sammlung und Auswertung von Feldmessungen zum  
König, D., Grundhoff, Th. Verformungsverhalten von Abfalldeponien unter Berücksichtigung der Abfalleigenschaften, Forschungsbericht 95 - 1, (1995) Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum. (unveröffentlicht)
- Walz, B., : Berechnung des räumlich aktiven Erddrucks mit der  
Hock, K. (1987) modifizierten Elementscheibentheorie. Bericht Nr. 6 der Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität-GH Wuppertal
- Steinfeld, K. (1958) : Über den Erddruck auf Schacht- und Brunnenwandungen. Baugrundtagung, Hamburg.

- Hoch, A. (1992) : Vorgabe für den Einbau - Standsicherheitsnachweise von Bauwerken aus PE - HD in Deponien. 8. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg.
- Ney, P., Hug, F.W. (1990): Berechnung von Schächten in Deponien; Neue Erkenntnisse. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 31, S. 73 - 87.
- Link, H. (1985) : Berechnung des Innenausbaus. In Klein (Hrsg.): Gefrierschachtbau. Verlag Glückauf, Essen
- Steinhoff, M.-Th. (1995): Die Belastung von Schächten in Deponien. Dissertation am Lehrstuhl Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität GH Wuppertal

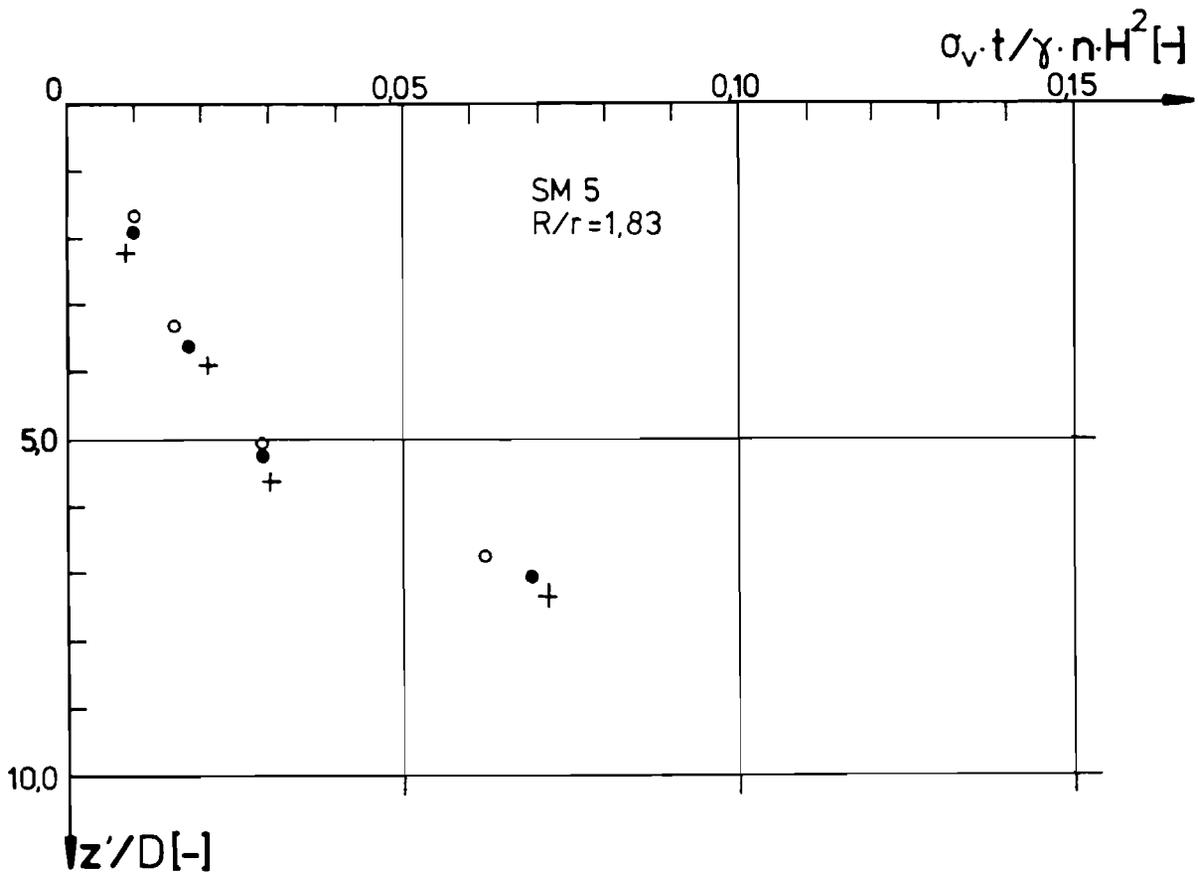
# Anhang



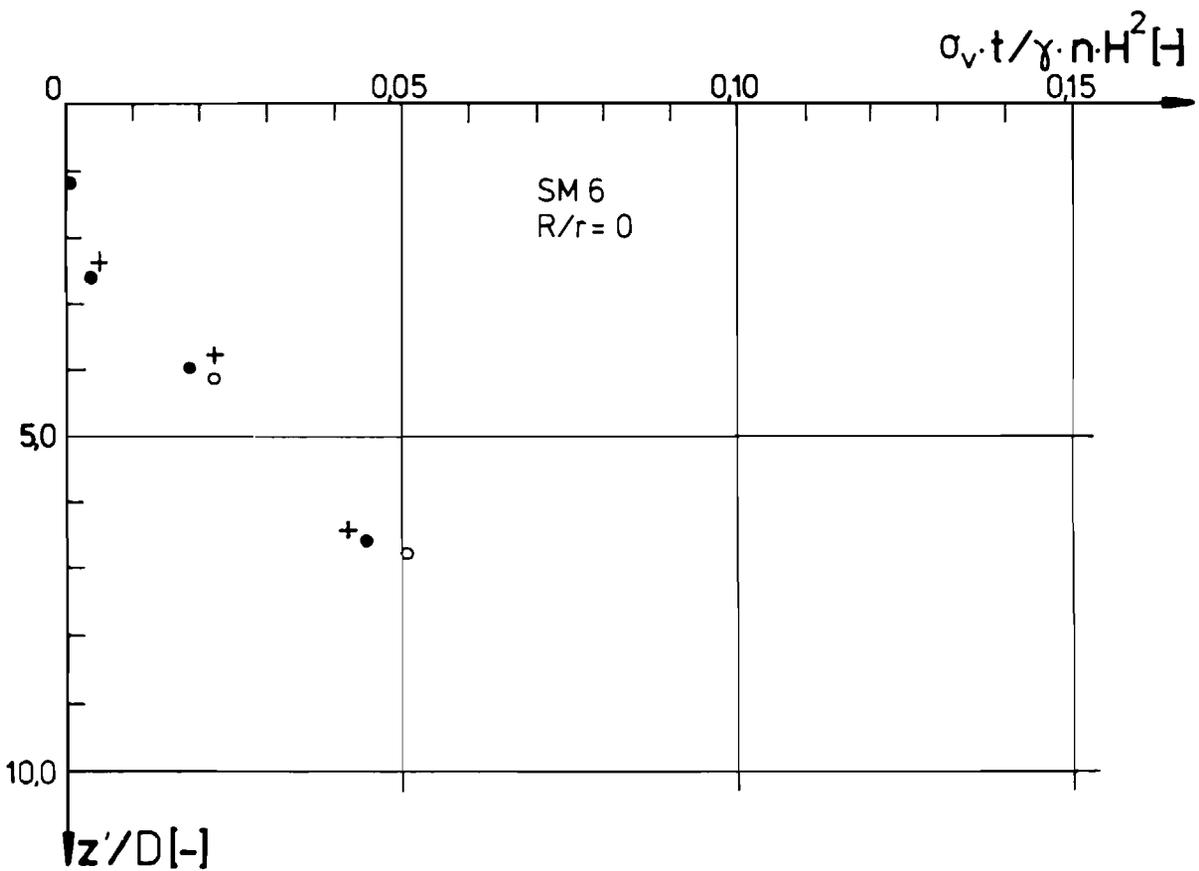
Anhang 1.1: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 2 ohne Kiesmantel (R/r=0)



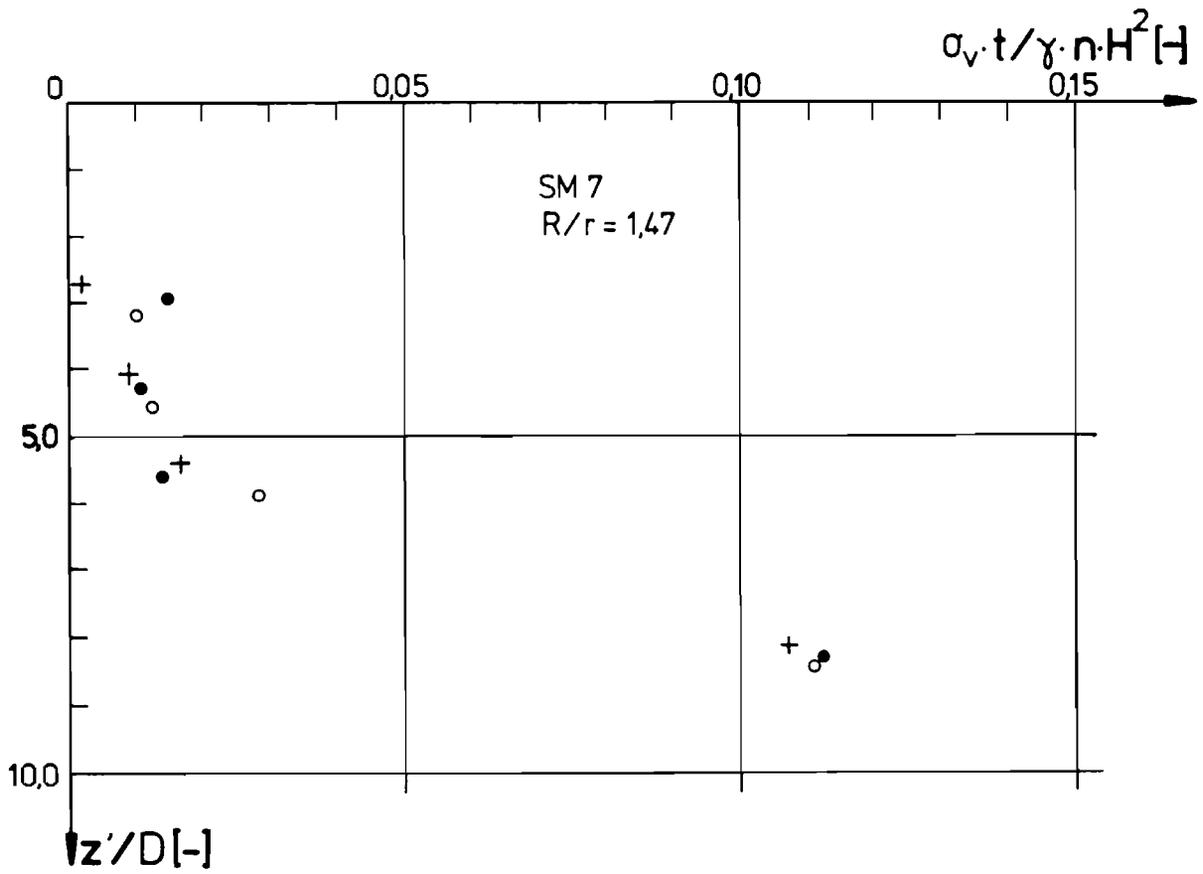
Anhang 1.2: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 3 mit Kiesmantel (R/r=1,83)



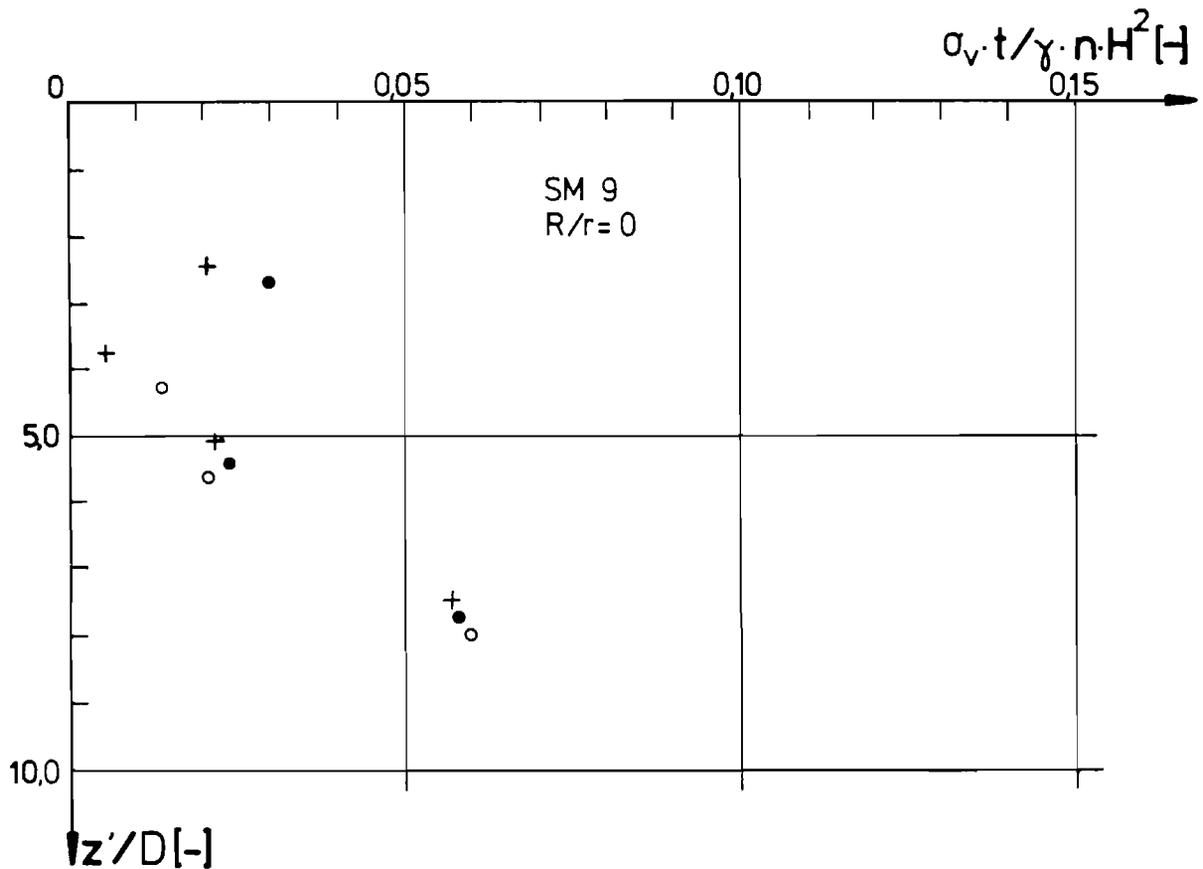
Anhang 1.3: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 5 mit Kiesmantel (R/r=1,83)



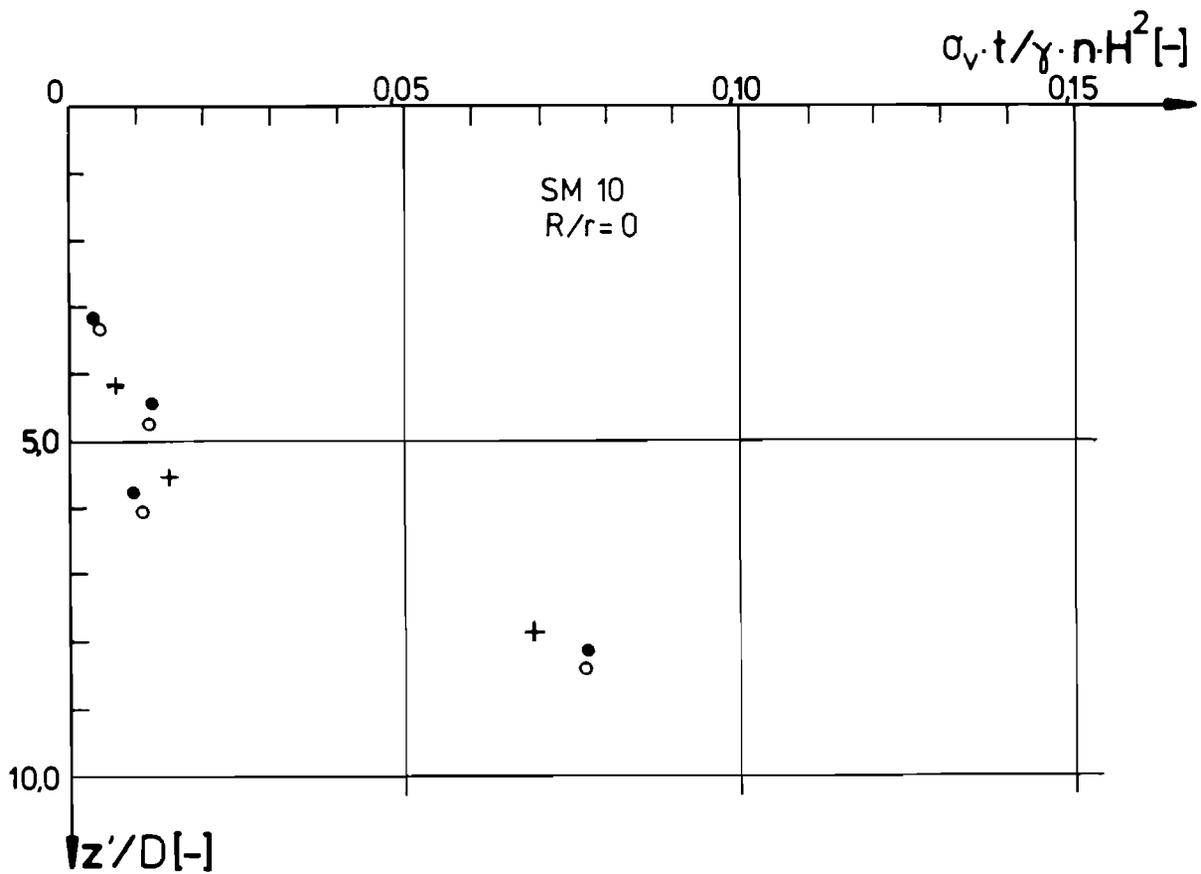
Anhang 1.4: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 6 ohne Kiesmantel (R/r=0)



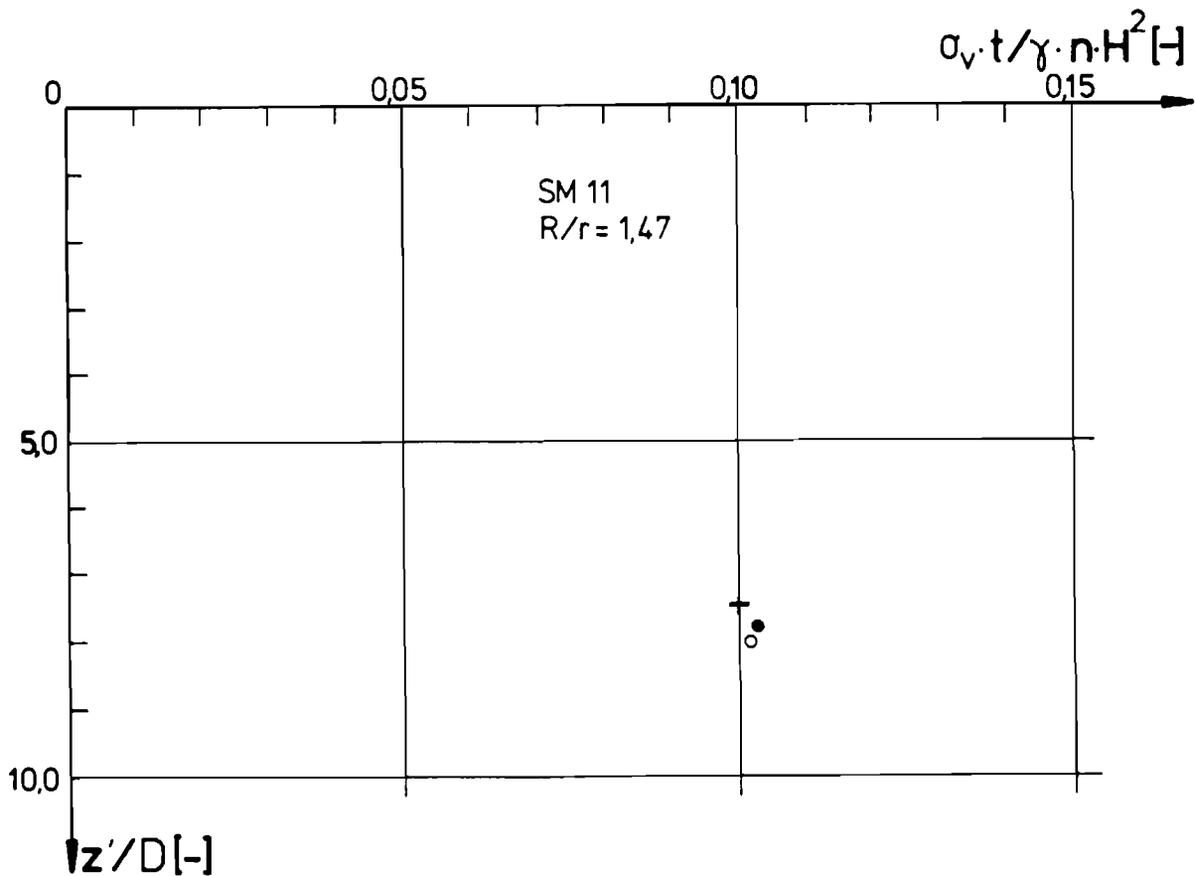
Anhang 1.5: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 7 mit Kiesmantel (R/r=1,47)



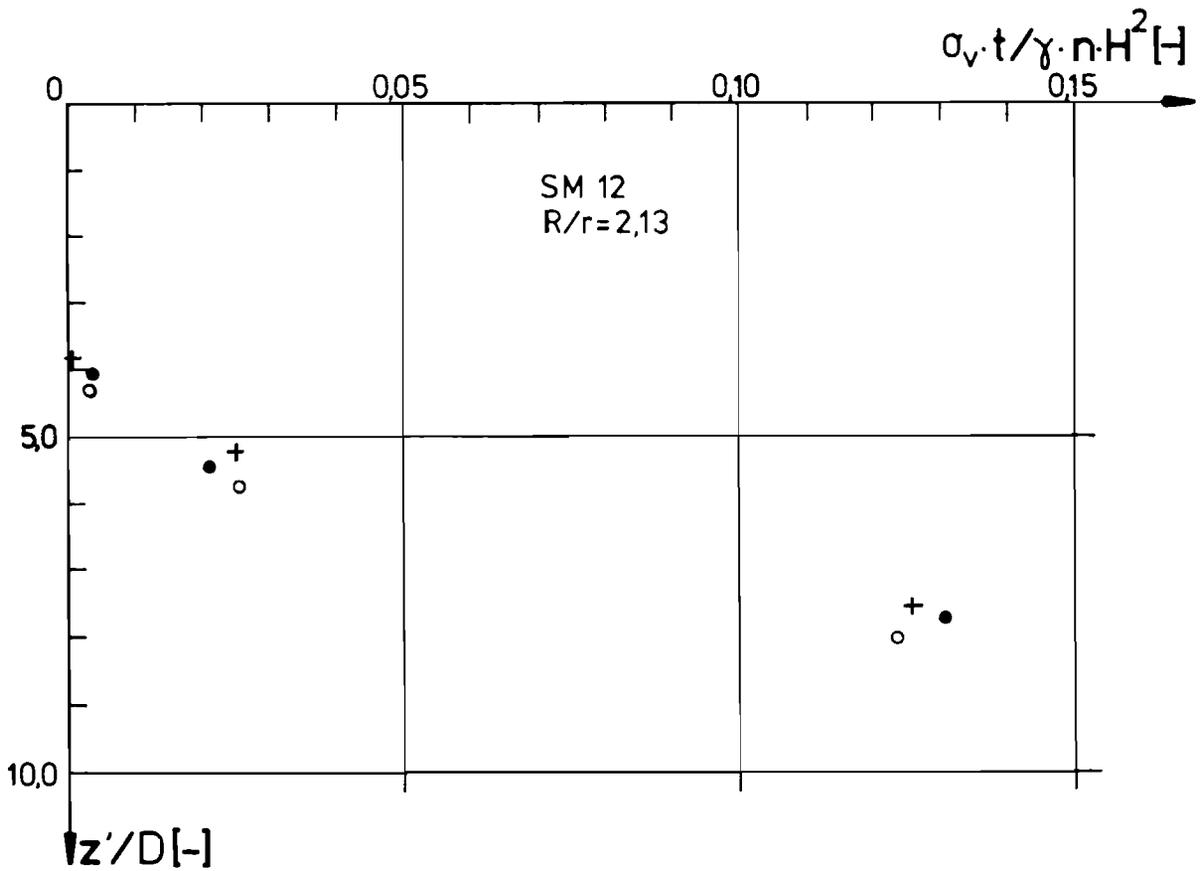
Anhang 1.6: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 9 ohne Kiesmantel (R/r=0)



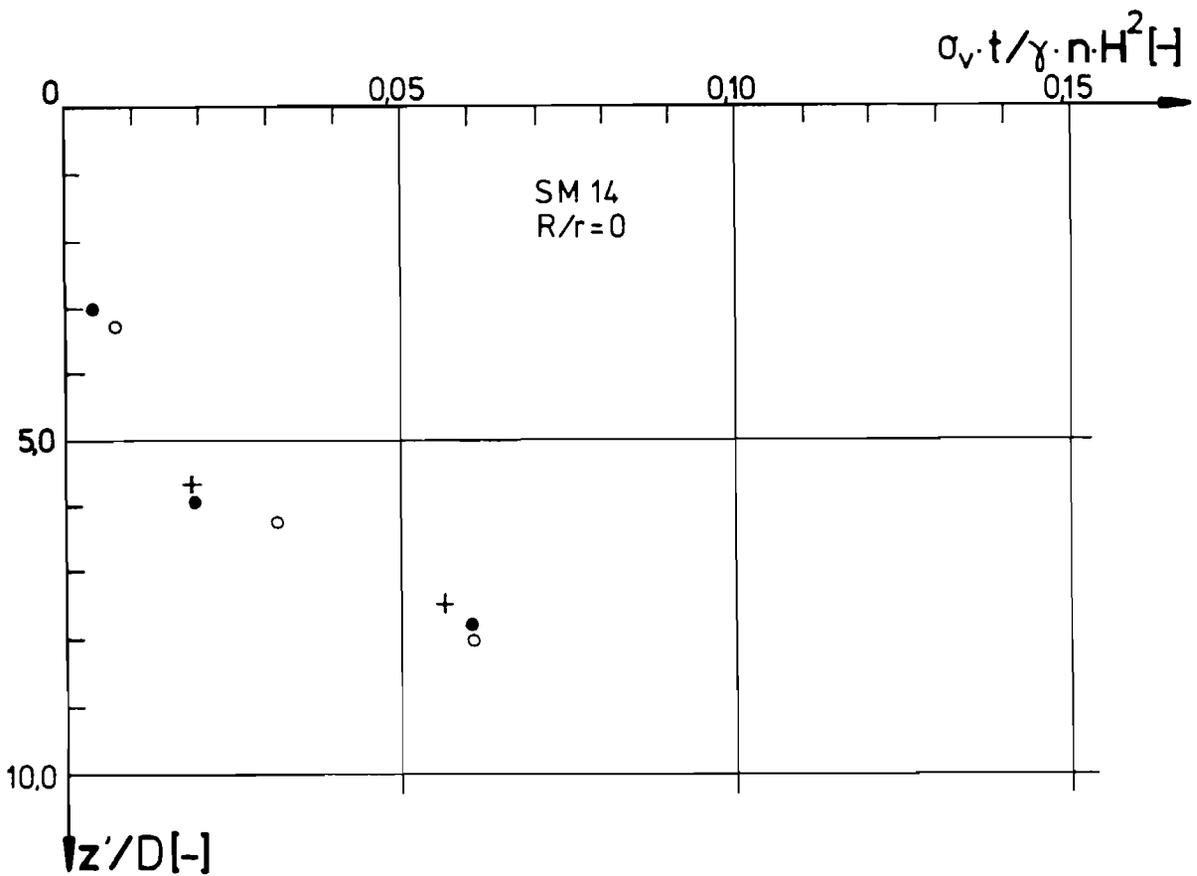
Anhang 1.7: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 10 ohne Kiesmantel (R/r=0)



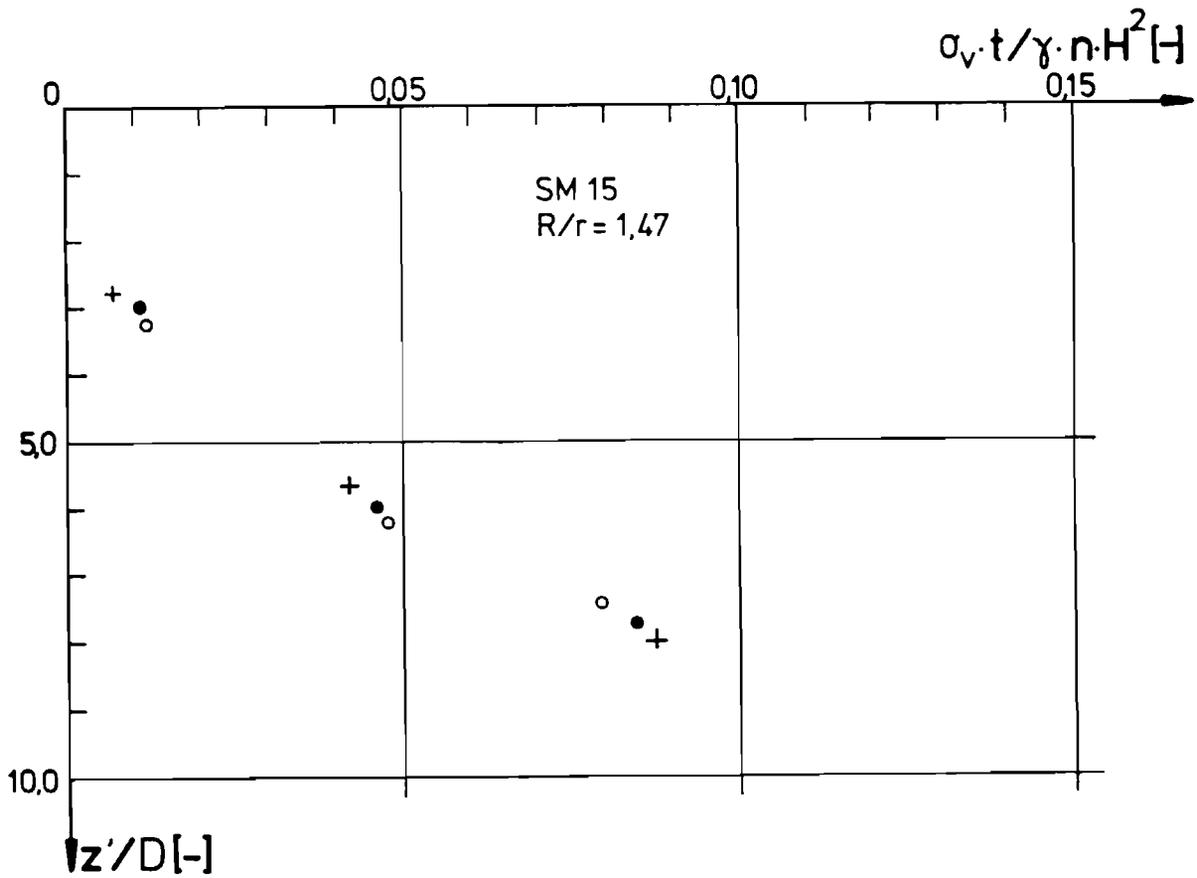
Anhang 1.8: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 11 mit Kiesmantel (R/r=1,47)



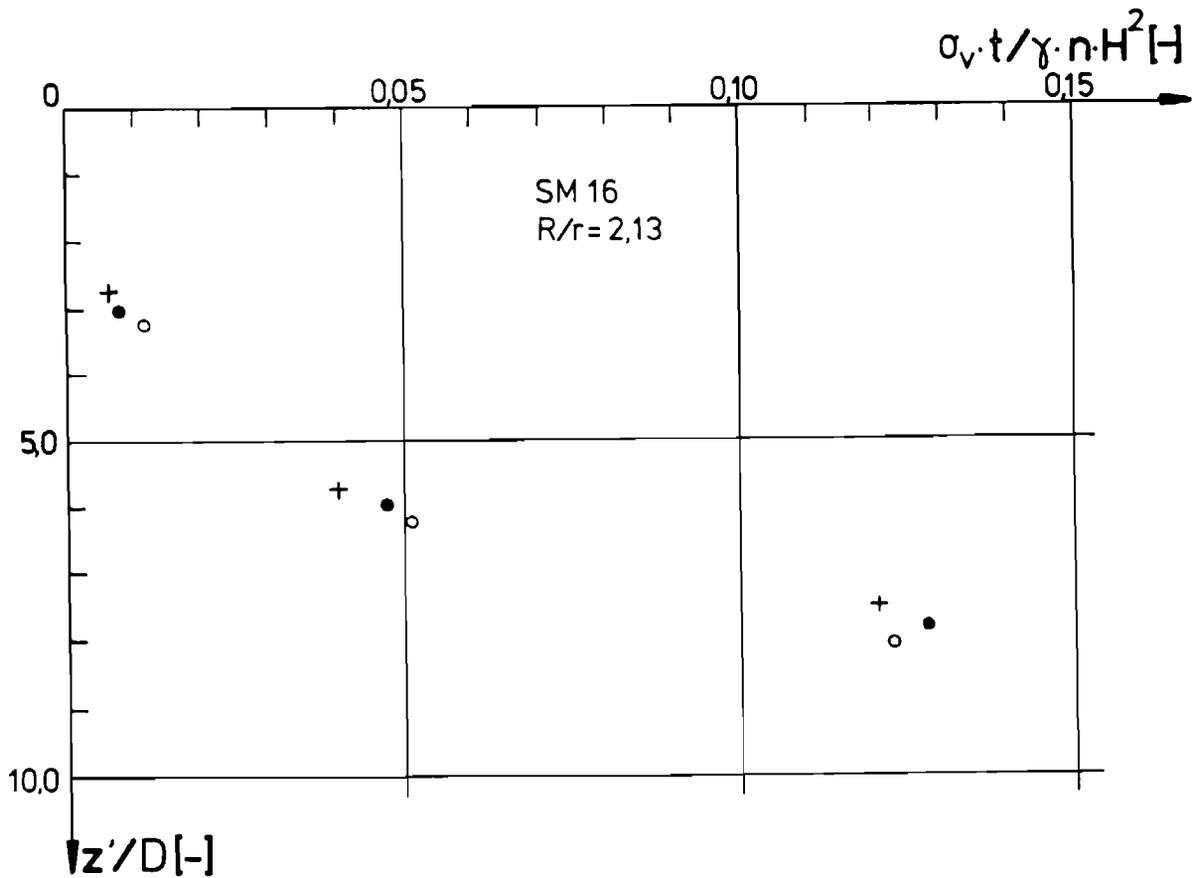
Anhang 1.9: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 12 mit Kiesmantel (R/r=2,13)



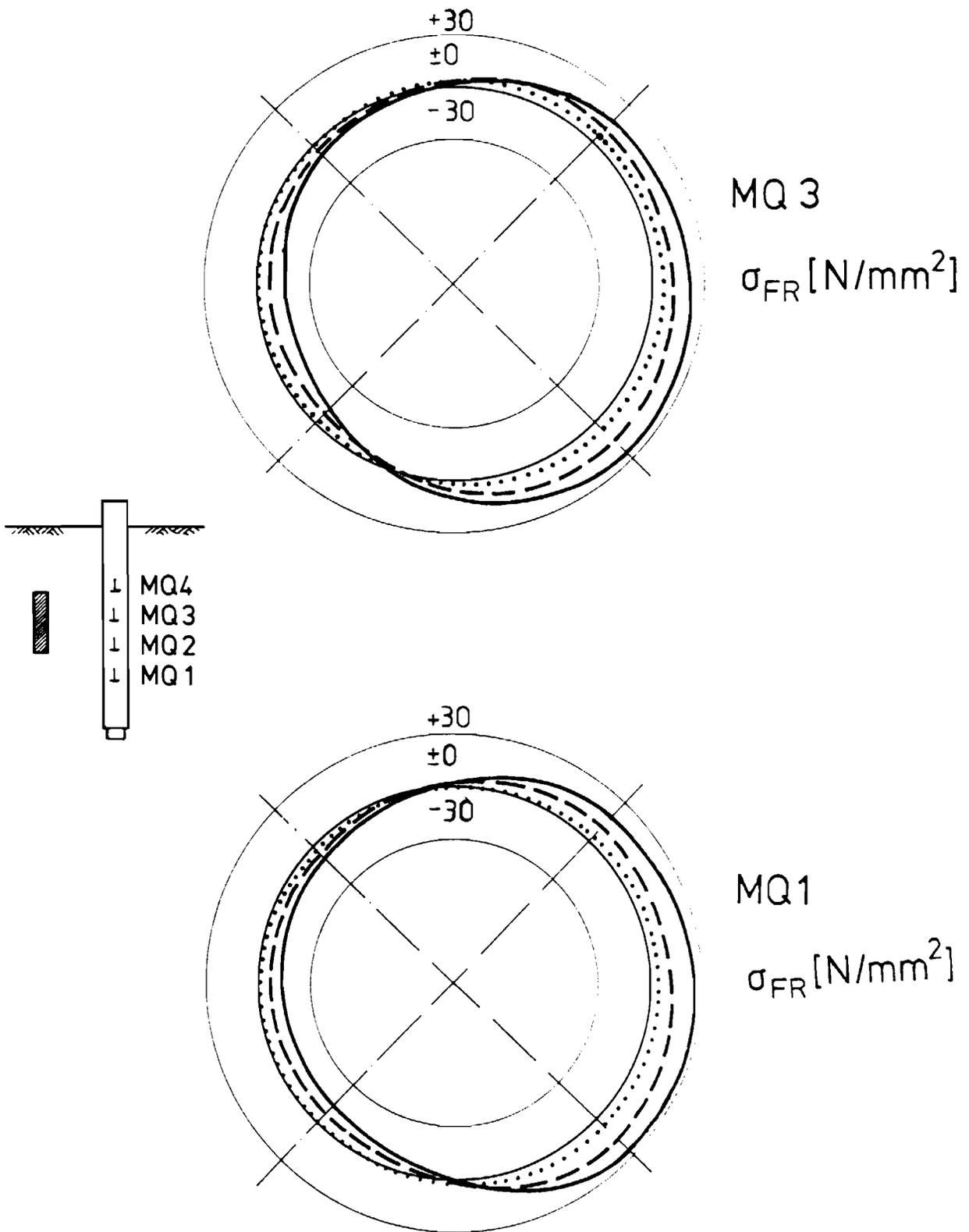
Anhang 1.10: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 14 ohne Kiesmantel (R/r=0)



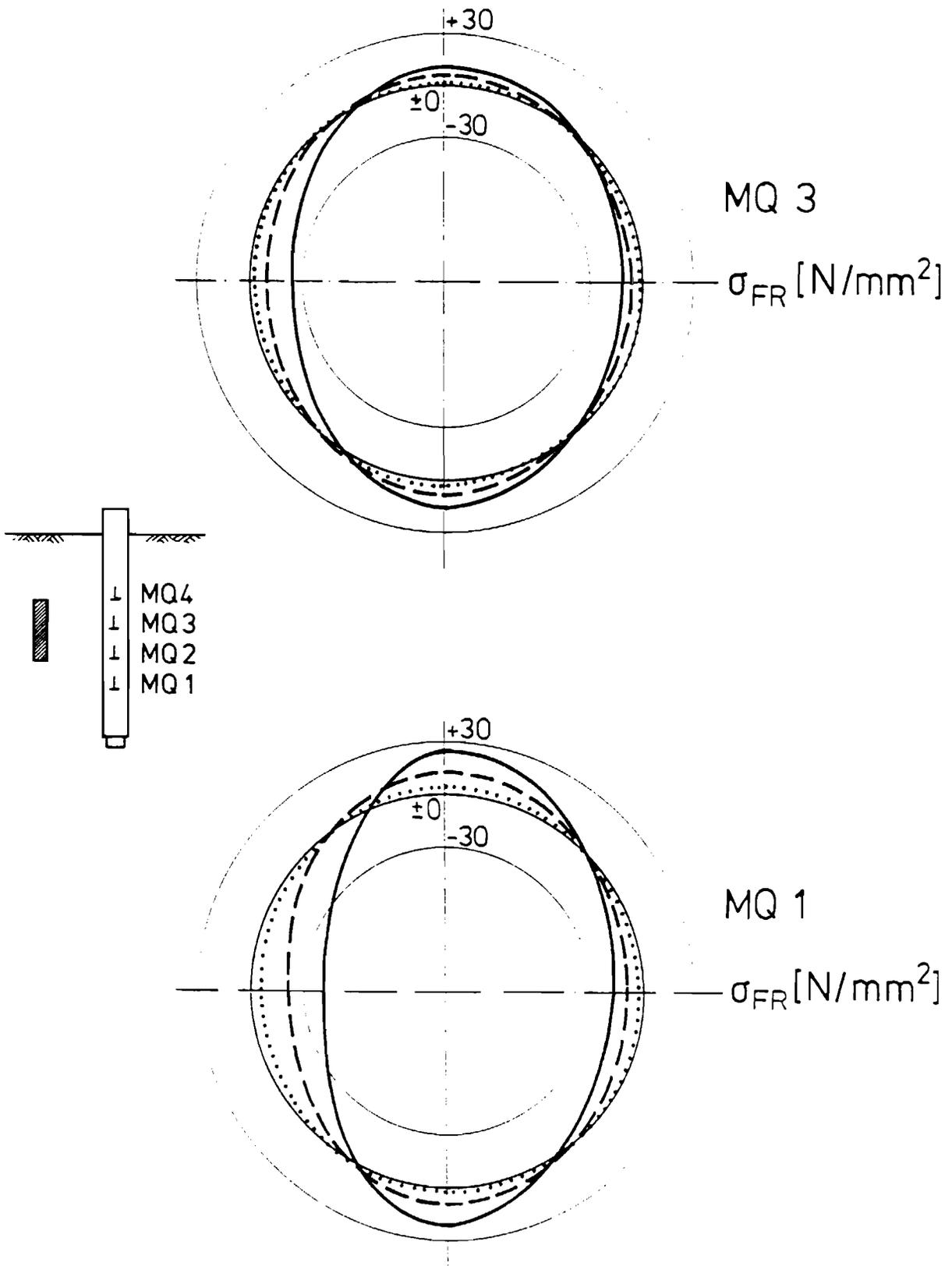
Anhang 1.11: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 15 mit Kiesmantel (R/r=1,47)



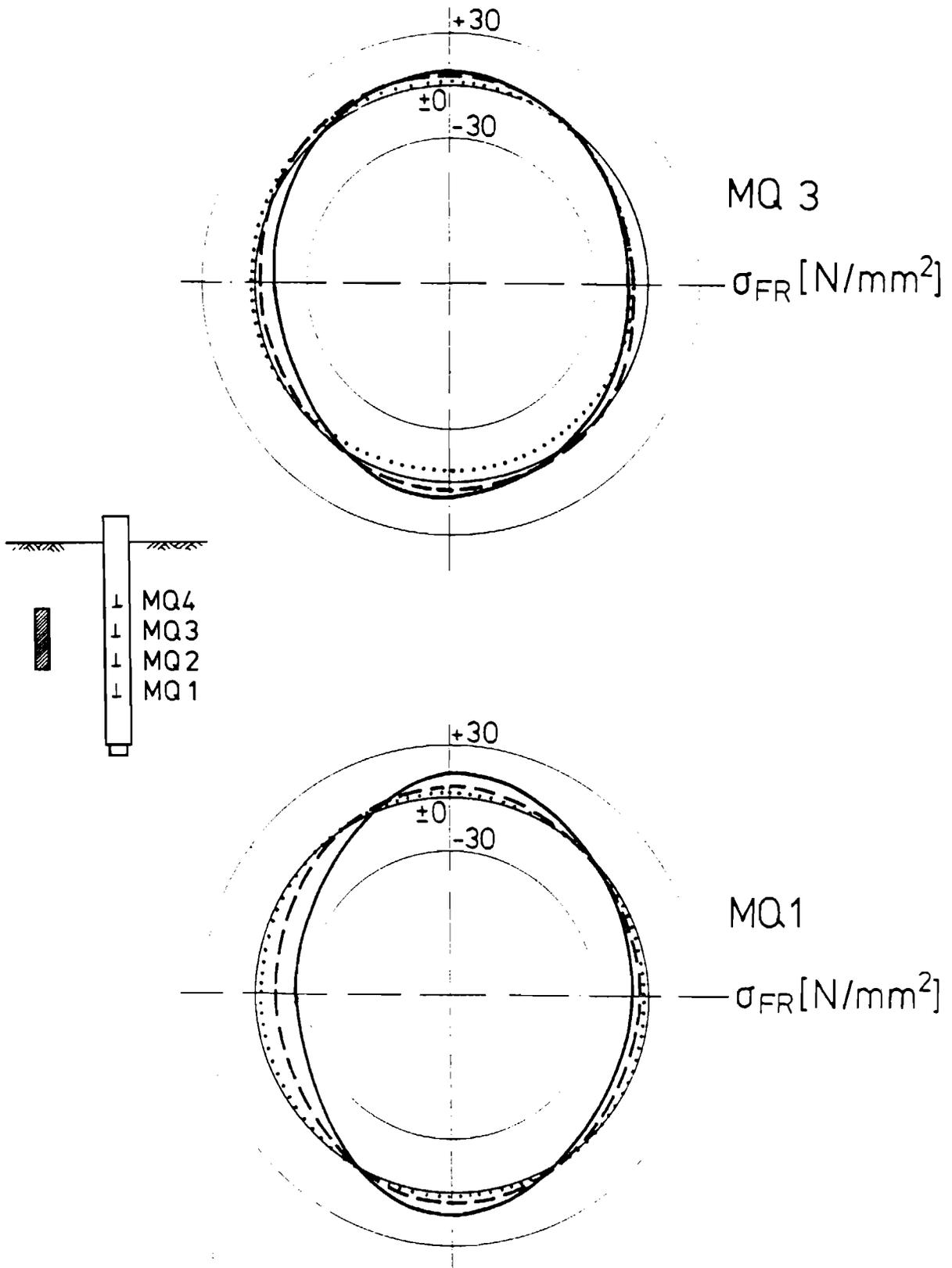
Anhang 1.12: Vertikalspannungsverteilung Versuch SM 16 mit Kiesmantel (R/r=2,13)



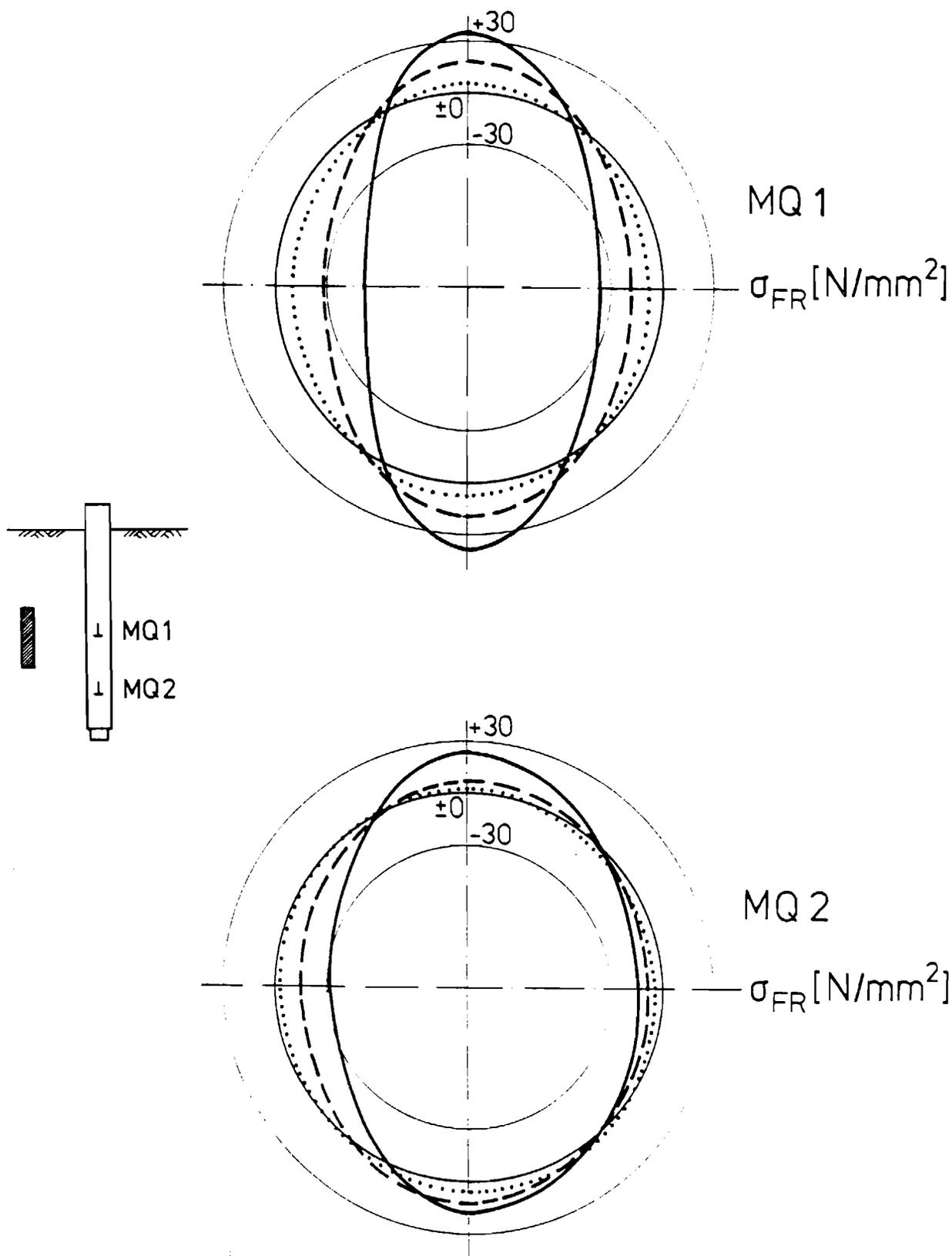
Anhang 2.1 a: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung.  
Versuch SM 10 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )



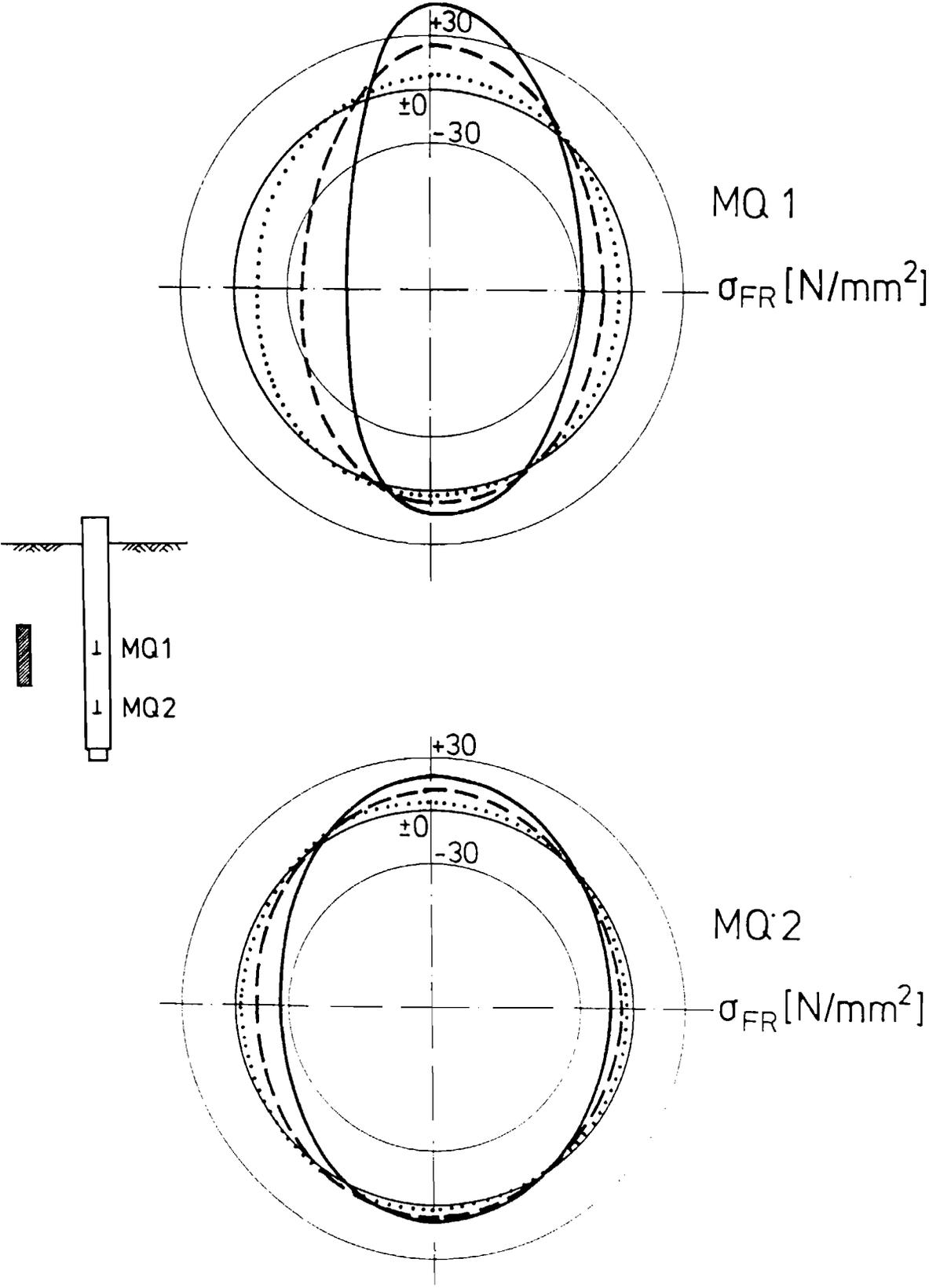
Anhang 2.1 b: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung.  
Versuch SM 11 mit Kiesmantel ( $R/r=1,47$ )



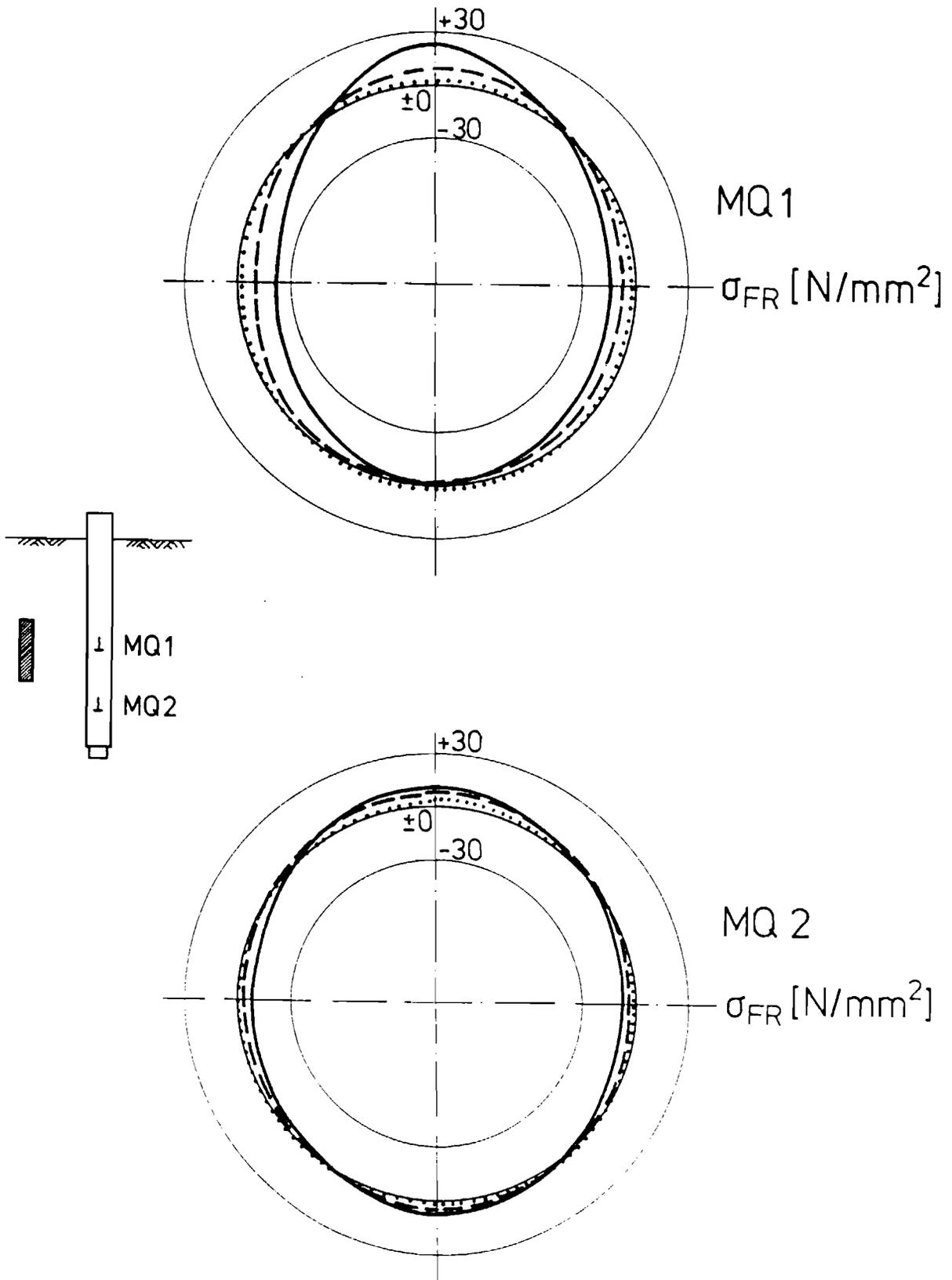
Anhang 2.1 c: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung.  
 Versuch SM 12 mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )



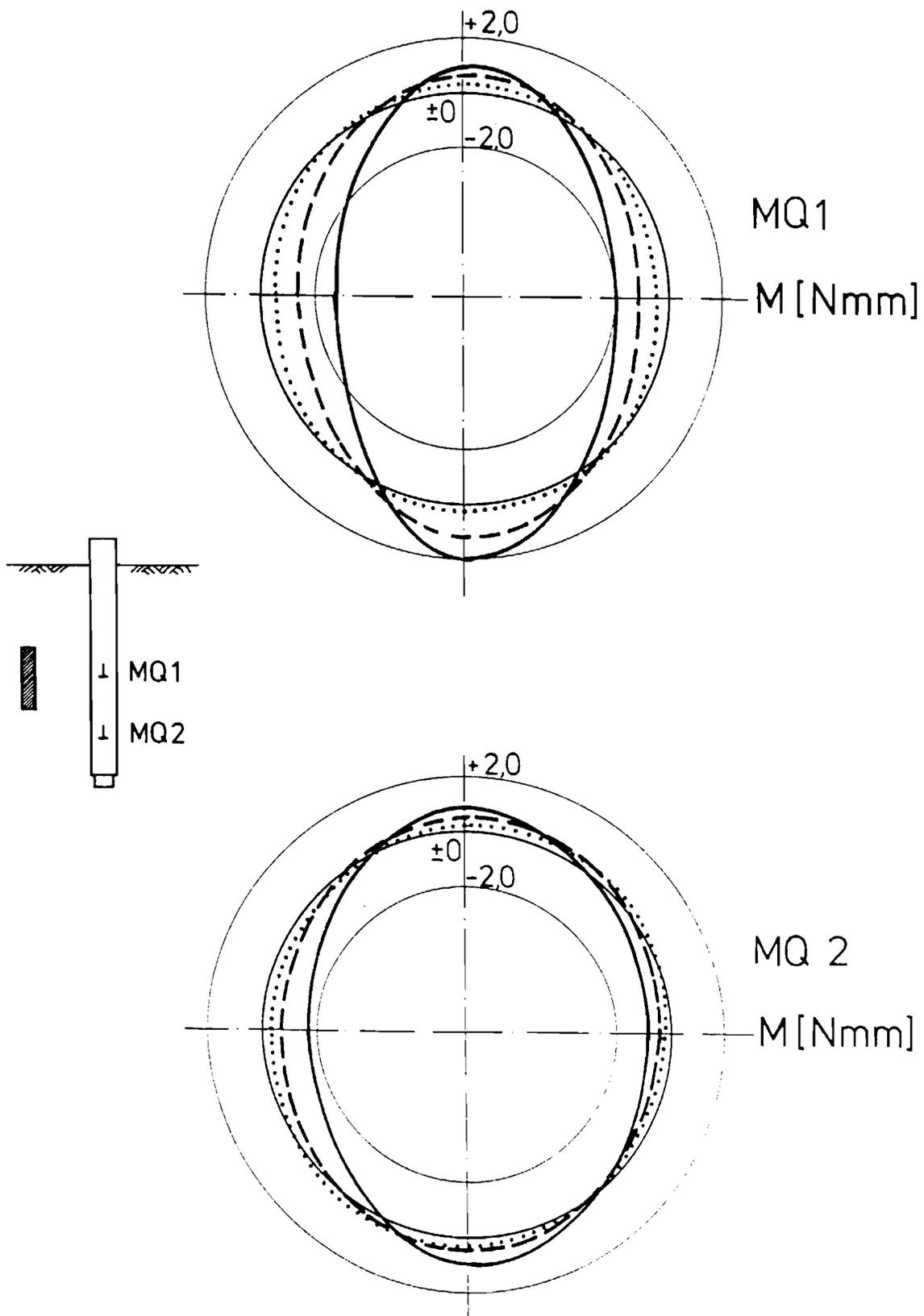
Anhang 2.1 d: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung.  
 Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )



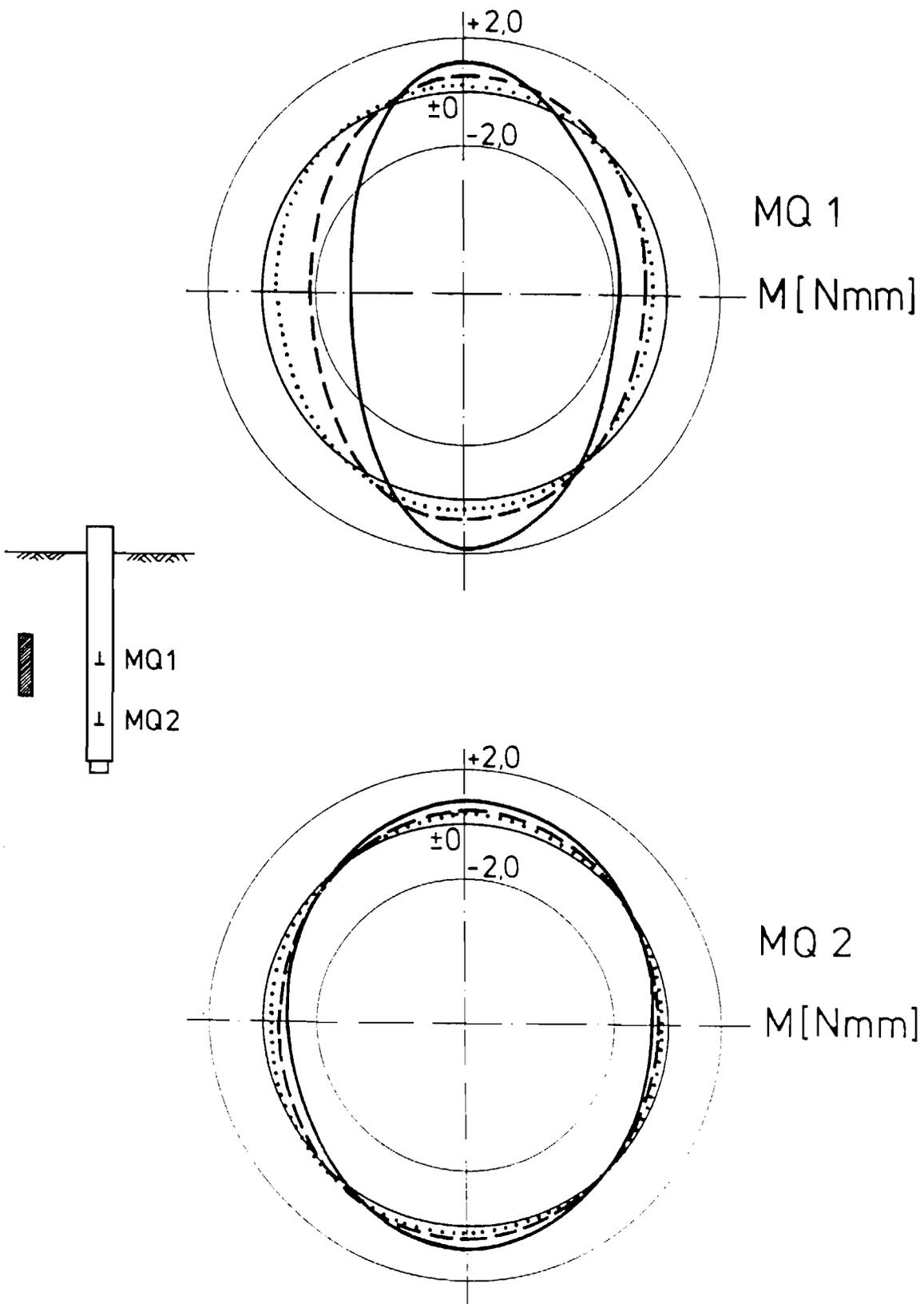
Anhang 2.1 e: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung. Versuch SM 15 mit Kiesmantel (R/r=1,47)



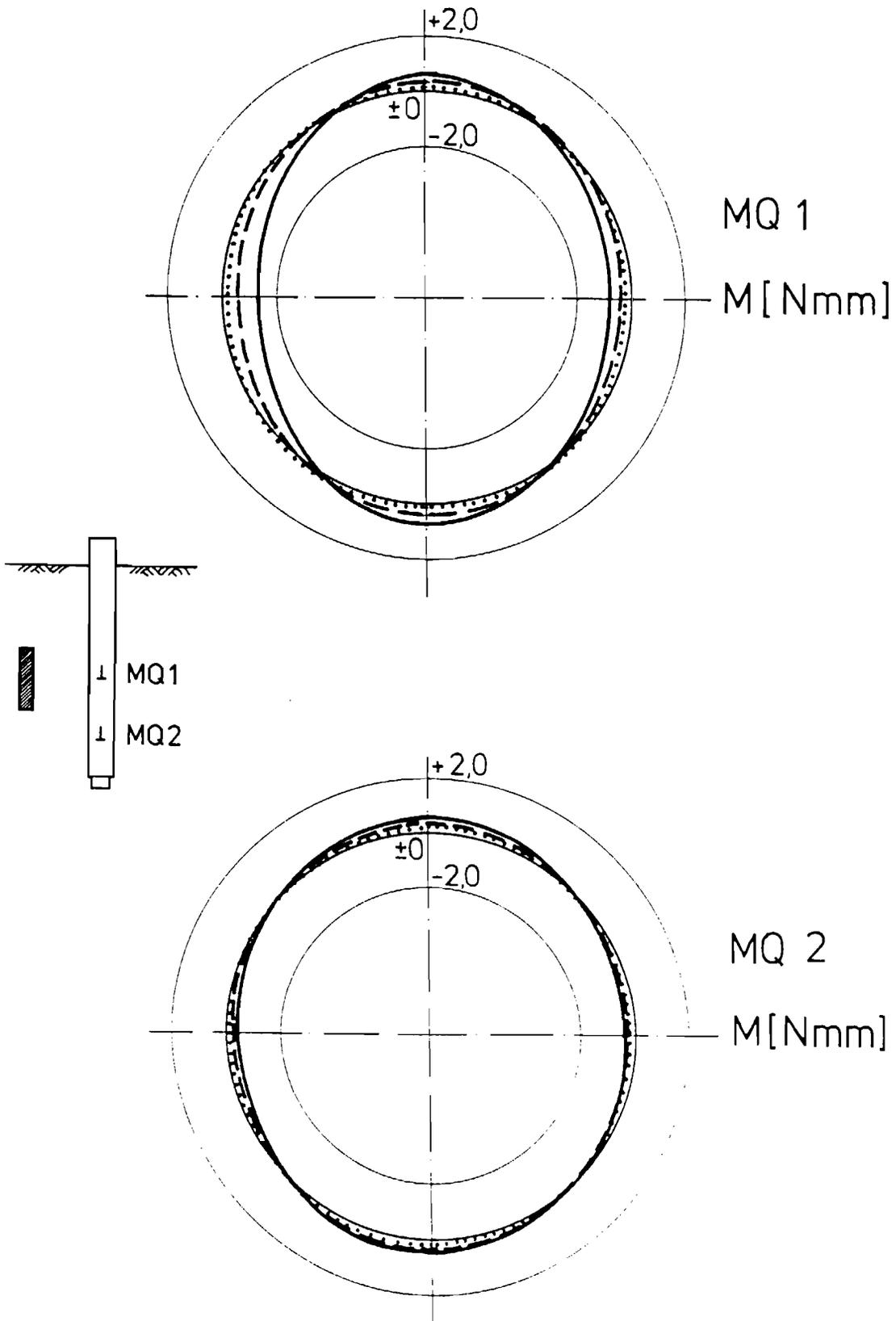
Anhang 2.1 f: Randfaserspannungen während asymmetrischer radialer Belastung.  
 Versuch SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )



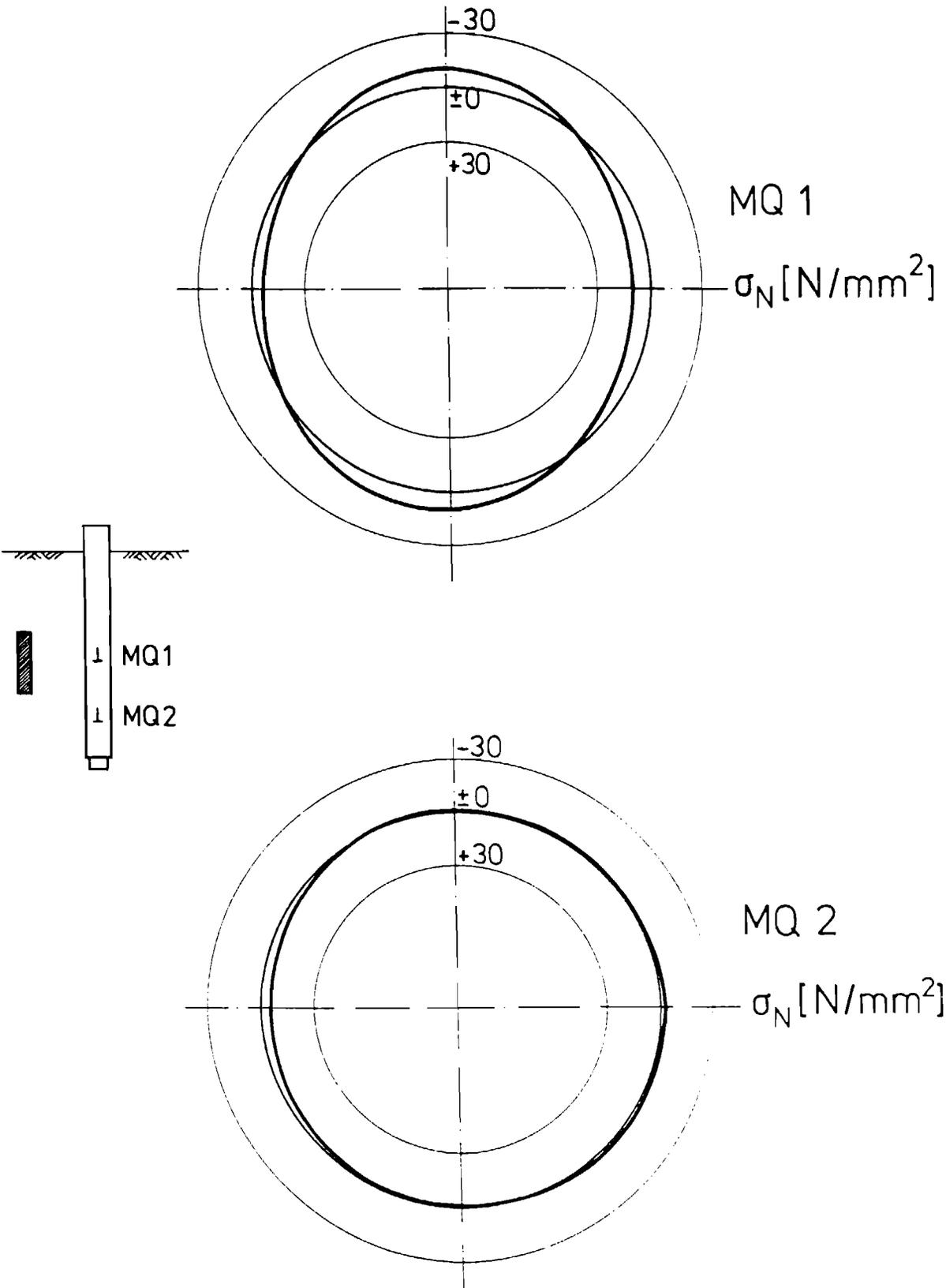
Anhang 2.2 a: Momentenverläufe in Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )



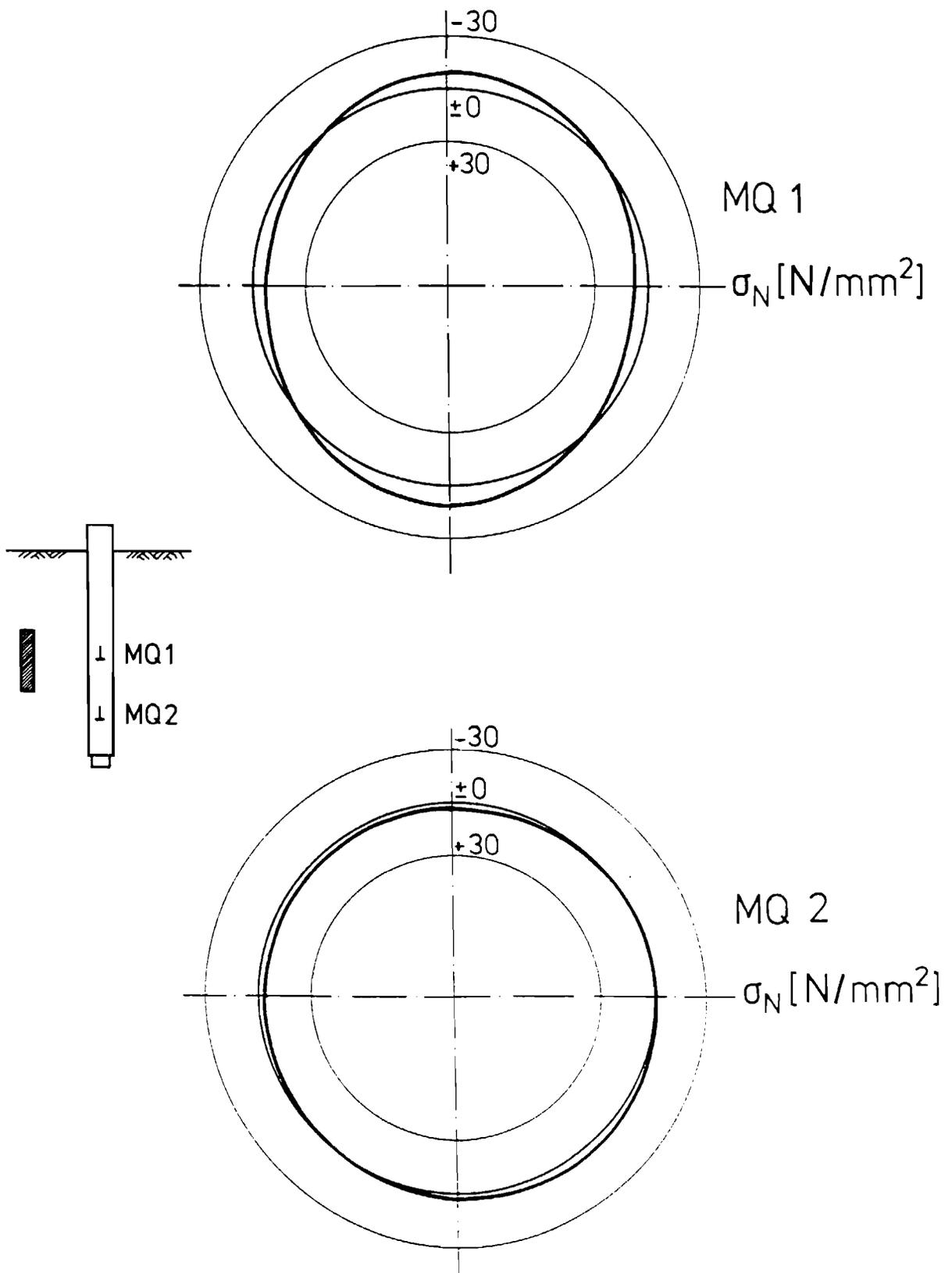
Anhang 2.2 b: Momentenverläufe in Versuch SM 15 mit Kiesmantel ( $R/r=1,47$ )



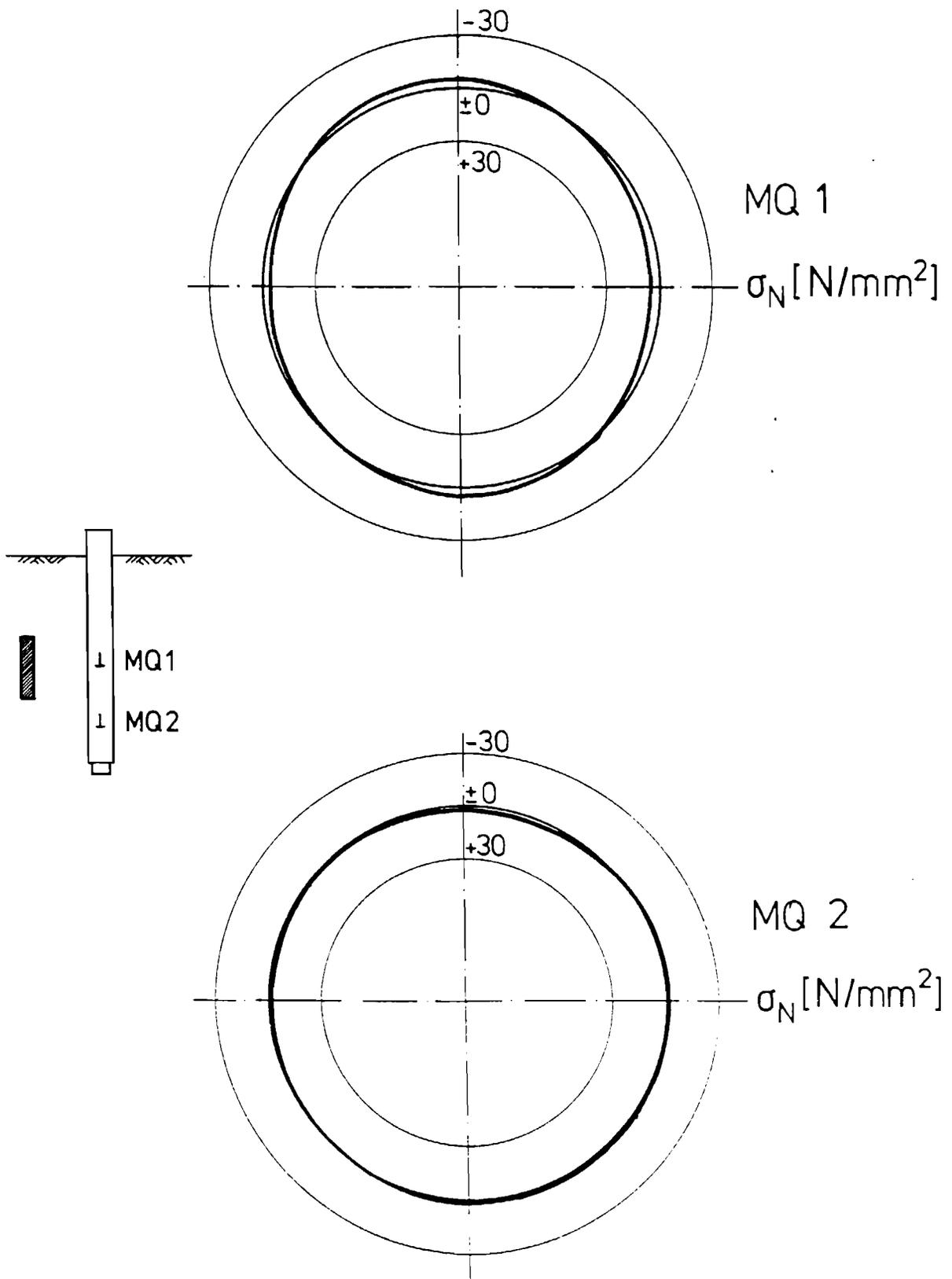
Anhang 2.2 c: Momentenverläufe in Versuch SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )



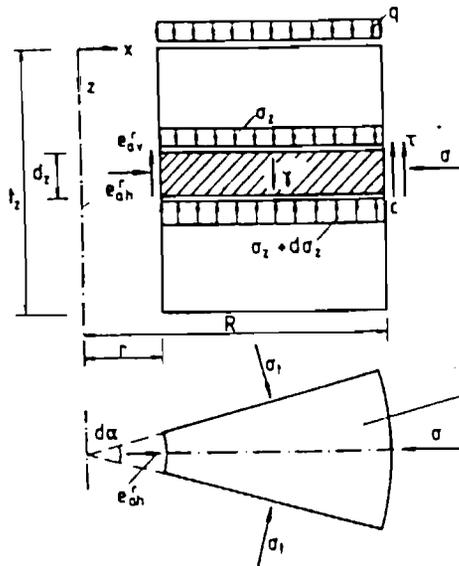
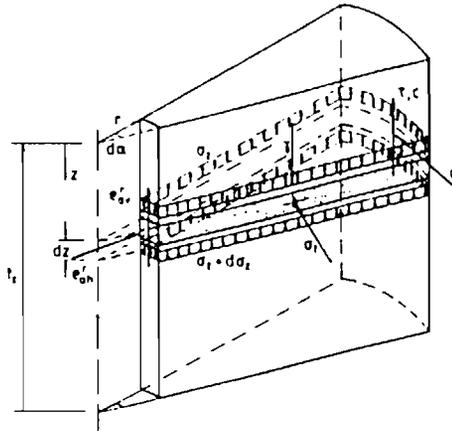
Anhang 2.3 a: Normalspannungsverläufe bei Versuch SM 14 ohne Kiesmantel ( $R/r=0$ )



Anhang 2.3 b: Normalspannungsverläufe bei Versuch SM 15 mit Kiesmantel ( $R/r=1,47$ )



Anhang 2.3 c: Normalspannungsverläufe bei Versuch SM 16 mit Kiesmantel ( $R/r=2,13$ )



Voraussetzungen.

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma \cdot \tan \varphi \\ e'_{av} &= e'_{ah} \cdot \tan \delta \\ \sigma_r &= K_r \cdot \sigma_z \end{aligned}$$

$$F = \frac{1}{2} (R^2 - r^2) da$$

$$\begin{aligned} \sum H=0: & e'_{ah} r da dz + 2 \sigma_r (R-r) dz \sin(\alpha/2) - \sigma_z R da dz = 0 \\ & \text{mit } \sin(\alpha/2) \approx da/2 \text{ und } \sigma_r = K_r \cdot \sigma_z \text{ ergibt sich} \\ & \sigma_z R = e'_{ah} r + K_r \sigma_z (R-r) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \sum V=0: & -e'_{av} r da dz + \sigma_z F - (\sigma_z + d\sigma_z) F + \tau F dz - c R da dz \\ & - c R da dz = 0 \\ & \text{mit } e'_{av} = e'_{ah} \tan \delta, \tau = \sigma \tan \varphi \text{ und } F = \frac{1}{2} (R^2 - r^2) da \\ & \text{ergibt sich} \\ & e'_{ah} \frac{r \tan \delta}{R^2 - r^2} \cdot \frac{d\sigma_z}{dz} - \gamma \cdot \sigma - \frac{2 R \tan \varphi}{R^2 - r^2} \cdot c + \frac{2 R}{R^2 - r^2} = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

Einsetzen von Gleichung (1) in Gleichung (2) ergibt

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma_z}{dz} \cdot e'_{ah} \cdot \frac{r \tan \delta \cdot \tan \varphi}{R^2 - r^2} - \gamma \cdot \sigma_z - \frac{2 K_r (R-r) \tan \varphi}{R^2 - r^2} \\ - c \cdot \frac{2 R}{R^2 - r^2} = 0 \end{aligned}$$

Unter Ansatz von  $e'_{ah} = K_r \cdot \sigma_z$  folgt daraus

$$\frac{d\sigma_z}{dz} \cdot \frac{\sigma_z}{r} \cdot \frac{2 [K_r (\tan \delta \cdot \tan \varphi) + K_r (R-r) \tan \varphi]}{(R/r)^2 - 1} - \gamma \cdot \frac{2 R}{R^2 - r^2} = 0$$

mit den Abkürzungen:

$$v = \frac{2 [K_r (\tan \delta \cdot \tan \varphi) + K_r (R/r - 1) \tan \varphi]}{(R/r)^2 - 1} \quad (3)$$

$$w = \frac{R/r}{[K_r (\tan \delta \cdot \tan \varphi) + K_r (R/r - 1) \tan \varphi]} \quad (4)$$

ergibt sich die Differentialgleichung:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} - \frac{\sigma_z}{r} v - \gamma = \frac{c}{r} - w \sigma_z = 0 \quad (5)$$

Lösung der Differentialgleichung (5):

$$\sigma_z = v e^{-wz} + \frac{\gamma}{v} z + c w$$

Randbedingung Bei  $z=0$  ist  $\sigma_z = q$

$$v = q - \frac{\gamma}{v} z + c w$$

und damit

$$\sigma_z [kN/m^2] = \frac{\gamma}{v} (1 - e^{-wz}) + q e^{-wz} - c w (1 - e^{-wz}) \quad (6)$$

$$e'_{ah} [kN/m^2] = K_r \frac{\gamma}{v} (1 - e^{-wz}) + K_r q e^{-wz} - K_r c w (1 - e^{-wz}) \quad (7)$$

$$E'_{ah} = \int_0^z e'_{ah} dz$$

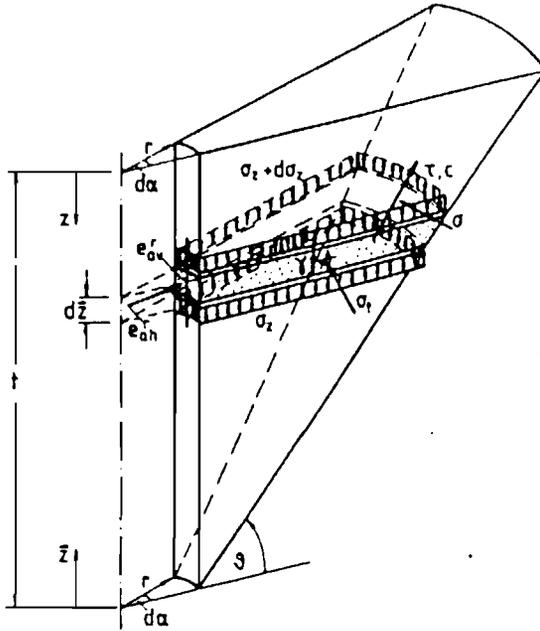
$$E'_{ah} = K_r \frac{\gamma}{v} [z + \frac{1}{w} (1 - e^{-wz})] + K_r q [z - \frac{1}{w} e^{-wz}] -$$

$$K_r c w [z + \frac{1}{w} e^{-wz}]$$

$$E'_{ah} [kN/m] = K_r \frac{\gamma}{v} [z^2 + \frac{1}{w} (1 - e^{-wz})] + K_r q [z^2 + \frac{1}{w} (1 - e^{-wz})] -$$

$$K_r c w r [z^2 + \frac{1}{w} (1 - e^{-wz})] \quad (8)$$

Anhang 3 a: Herleitung der Bestimmungsgleichung für den radialen aktiven Erddruck auf einen kreisförmigen Schacht unter Annahme eines Bruchkörpers in Form eines Zylinders nach Walz & Hock (1987)



Voraussetzungen:

- $\tau = \sigma \tan \varphi$
- $e_{\sigma_v}^r = e_{\sigma_h}^r \cdot \tan \delta$
- $\sigma_1 = K_1 \cdot \sigma_2$
- $d = \text{Durchmesser} = 2r$

Oberfläche des Scheibenelementes.

$$F_o = \pi [(r - (z - dz) \cot \beta)^2 - r^2] \frac{da}{2\pi}$$

$$F_u = da \cdot z \cot \beta \left[ r - \frac{r}{2} \frac{dz}{z} - dz \cot \beta - \frac{1}{2} z \cot \beta \right]$$

Unterfläche des Scheibenelementes.

$$F_u = \pi [(r - z \cot \beta)^2 - r^2] \frac{da}{2\pi}$$

$$F_o = da \cdot z \cot \beta \left[ r - \frac{1}{2} z \cot \beta \right]$$

$\Sigma H = 0$

$$e_{\sigma_v}^r \cdot r \cdot da \cdot dz - \sigma_z \cdot (z - dz/2) \cot \beta \cdot dz \sin(da/2) + ((r+c) \cos \beta - \sigma \sin \beta) \left( \frac{dz}{\sin \beta} [r - (z - \frac{dz}{2}) \cot \beta] \right) da = 0$$

mit  $\sin(da/2) \approx da/2$ ,  $dz^2 \approx 0$  und  $da, dz \geq 0$  ergibt sich

$$e_{\sigma_v}^r \cdot r \cdot dz - \sigma_z \cdot z \cot \beta + c \cdot dz \cot \beta [r - z \cot \beta]$$

$$= \sigma \cdot \frac{dz}{\sin \beta} [r - z \cot \beta] [\sin \beta - \tan \varphi \cos \beta] \quad (1)$$

$\Sigma V = 0$

$$|a_r \cdot da| \cdot da \cdot z \cot \beta \left[ r - \frac{r}{2} \frac{dz}{z} - dz \cot \beta - \frac{1}{2} z \cot \beta \right]$$

$$- \sigma_r \cdot da \cdot z \cot \beta \left[ r - \frac{1}{2} z \cot \beta \right] - e_{\sigma_h}^r \cdot da \cdot dz$$

$$- \gamma \cdot da \cdot z \cot \beta \left[ r - \frac{1}{2} z \cot \beta - \frac{c}{\sin \beta} \frac{dz}{z} - \frac{1}{2} dz \cot \beta \right]$$

$$- ((r+c) \sin \beta + \sigma \cos \beta) \left( \frac{dz}{\sin \beta} [r - (z - \frac{dz}{2}) \cot \beta] \right) da = 0$$

mit  $dz^2 \approx 0$  und  $dz \cdot da \geq 0$  ergibt sich

$$\sigma_r \cdot z \cot \beta \left[ \frac{r}{2} \cot \beta + da \cdot z \cot \beta (r - 0.5 z \cot \beta) - e_{\sigma_h}^r \tan \delta \cdot r \cdot dz \right]$$

$$- \gamma \cdot z \cot \beta [r - 0.5 z \cot \beta] - c \cdot dz [r - z \cot \beta]$$

$$- \sigma \cdot \frac{dz}{\sin \beta} [r - z \cot \beta] [\tan \varphi \sin \beta + \cos \beta] = 0 \quad (2)$$

Einsetzen von Gleichung (1) in Gleichung (2) ergibt mit

$$\cot(\beta - \varphi) = \frac{\tan \varphi \sin \beta + \cos \beta}{\sin \beta - \tan \varphi \cos \beta}$$

und bei Multiplikation mit  $\frac{1}{z \cot \beta [r - 0.5 z \cot \beta]}$

$$a_r \cdot \frac{r/2 \cot \beta + da}{r - 0.5 z \cot \beta} \cdot \frac{dz}{dz} - e_{\sigma_h}^r \tan \delta \cdot \frac{r}{z \cot \beta [r - 0.5 z \cot \beta]} + \gamma$$

$$- \cot(\beta - \varphi) \cdot \frac{c \cdot dz}{z \cot \beta [r - 0.5 z \cot \beta]} - c \cdot \frac{r - z \cot \beta}{z \cot \beta [r - 0.5 z \cot \beta]} = 0 \quad (3)$$

Nach Multiplikation der Gleichung (3) mit  $z$  ergibt sich für  $z=0$  (unterste Elementscheibe)

$$a_r - e_{\sigma_h}^r \left[ \frac{\tan \delta}{\cot \beta} + \cot(\beta - \varphi) \cot \beta \right] - c \left[ \cot(\beta - \varphi) + \frac{1}{\cot \beta} \right] = 0$$

$$e_{\sigma_h}^r = \frac{\cot \beta}{\tan \delta + \cot(\beta - \varphi)} - c \cdot \frac{1 + \cot \beta \cot(\beta - \varphi)}{\tan \delta + \cot(\beta - \varphi)} \quad (4)$$

Wird diese Beziehung als gültig auf der ganzen Wandhöhe  $z$  angesehen (Ausbildung paralleler Nebengleitflächen), kann sie in Gleichung (3) eingesetzt werden, woraus sich mit  $a_r = K_1 \cdot \sigma_z$  ergibt

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + K_1 \cdot \frac{\cot \beta - K_1 \cot(\beta - \varphi)}{r - 0.5 z \cot \beta} \cdot \sigma_z - \gamma - c \cdot \frac{1 + \cot \beta \cot(\beta - \varphi)}{r - 0.5 z \cot \beta} = 0 \quad (5)$$

Lösung der Differentialgleichung (5)

$$\sigma_z = \gamma \left[ r - 0.5 z \cot \beta \right]^f - \frac{\gamma \tan \beta}{1-f} \left[ r - 0.5 z \cot \beta \right] + c \cdot \frac{z}{f} \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right]$$

mit  $f = 2 \tan \beta \left[ \cot \beta - K_1 \cot(\beta - \varphi) \right] \quad (6)$

Randbedingung Bei  $z=0$  ist  $\sigma_z = q$

$$\gamma \left[ r - c \cdot \frac{z}{f} \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right] \right] \left[ r - 0.5 z \cot \beta \right]^f + \frac{\gamma \tan \beta}{1-f} \left[ r - 0.5 z \cot \beta \right] = q \quad (8)$$

Gleichung (8) in Gleichung (6) eingesetzt, ergibt mit  $z=0$  und mit  $n=1/d$

$$\gamma \left[ r - 0.5 \frac{z}{r} \cot \beta + 1 - n \cot \beta \right] \quad (9a)$$

$$\gamma = 1 - 0.5 \frac{z}{r} \cot \beta + 1 - \left( n - \frac{1}{d} \right) \cot \beta \quad (9b)$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot r \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \cdot \gamma \left[ \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) \right] + q \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f$$

$$- c \cdot \frac{z}{f} \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right] \left[ \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - 1 \right] \quad (10)$$

mit der Abkürzung

$$K = \frac{\cot \beta}{\tan \delta + \cot(\beta - \varphi)} \quad (11)$$

ergibt sich aus Gleichung (6) mit Gleichung (10)

$$e_{\sigma_h}^r \left[ \text{KN/m}^2 \right] = K \cdot \gamma \cdot r \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \cdot \gamma \left[ \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) \right] + K \cdot q \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f$$

$$- K \cdot c \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right] \left[ \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - 1 \right] \quad (12)$$

$$e_{\sigma_h}^r \left[ \text{KN/m} \right] = \int_0^z e_{\sigma_h}^r dz$$

$$E_{\sigma_h}^r \left[ \text{KN/m} \right] = K \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) - \left( 1 - f \right) - 2 \gamma \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f \right]$$

$$- K \cdot q \cdot r \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) \right] - K \cdot c \cdot r \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right] \cdot \frac{z}{f}$$

$$\left[ \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right)^f - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) \right] + \frac{1}{2} (1-f) \right] \quad (13)$$

Bei Integration der Erddruckkraft bis zur Tiefe  $l$ , ergibt sich mit

$$\gamma_1 = 1 - \left( n - 1/d \right) \cot \beta \quad (14)$$

$$E_{\sigma_h}^r \left[ \text{KN/m} \right] = K \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma_1^f \left( 1 - \gamma_1 \right) - \gamma_1 \left( 1 - f \right) - 2 \gamma_1^f \gamma_1^{1-f} \right]$$

$$- K \cdot q \cdot r \cdot \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma_1 - \gamma_1^f \gamma_1^{1-f} \right] - K \cdot c \cdot r \left[ \tan \beta + \cot(\beta - \varphi) \right]$$

$$\frac{z}{f} \left[ \frac{2 \tan \beta}{1-f} \left[ \gamma_1 - \gamma_1^f \gamma_1^{1-f} \right] + \frac{1}{2} (1-f) \right] \quad (15)$$

Anhang 3 b: Herleitung der Bestimmungsgleichung für den radialen aktiven Erddruck auf einen kreisförmigen Schacht unter Annahme eines Bruchkörpers in Form eines Kegelstumpfes nach Walz & Hock (1987)