

# Lagerplatten-Bruchversuche

Teil 1: Text

Teil 2: Anlagen

**T 1545**

T 1545

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

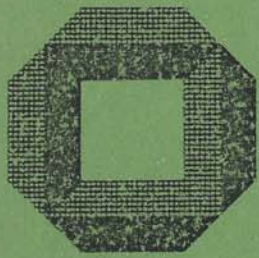
Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

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

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)



Universität Karlsruhe

Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben

# LAGERPLATTEN - BRUCHVERSUCHE

von

K. Dickerhof, K.-H. Hehn

R. Rösch

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Abteilung Massivbau

Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Karlsruhe, 1985

Teil 1: Text

Der Bericht umfaßt 161 Seiten Text und 253 Anlagen

Das Forschungsvorhaben wurde im Auftrag des  
Instituts für Bautechnik, Berlin, durchgeführt.

Az. IV/1 - 5 - 259/80

## Inhaltsangabe

	Seite
1 Aufgabenstellung.....	1
1.1. Einführung in die Problematik.....	1
1.2 Forschungsantrag.....	8
2 Literaturstudium.....	13
2.1 Theoretische Untersuchungen im elastischen Bereich.....	14
2.1.1 Ebenes Problem mit schlaffer Lasteintragung.....	14
2.1.2 Räumliches Problem mit schlaffer Lasteintragung.....	16
2.1.3 Die Platte und der Plattenstreifen auf elastischer Bettung.....	17
2.2 Theoretische Untersuchungen im nichtelastischen Bereich.....	27
2.3 Durchgeführte Versuche an bewehrten und unbewehrten Probekörpern mit weicher und steifer Lasteintragung.....	31
3 Vorversuche.....	34
3.1 Zweck der Vorversuche.....	34
3.2 Probekörper.....	34
3.3 Versuchstechnik.....	36
3.4 Versuchsergebnisse.....	37
4 Berechnungen mit FE (ADINA).....	41
4.1 Allgemeines.....	41
4.2 Materialgesetze.....	43
4.3 Modellabbildung und Vergleichsberechnungen für die Vorversuche.....	46
4.4 Nachrechnung der Hauptversuche.....	48
4.5 Zusammenfassung der Rechenergebnisse.....	52



	Seite
6 Versuchsergebnisse.....	110
6.1 Auswertung bis zur rechnerischen Gebrauchslast.....	110
6.2 Auswertung unter doppelter Gebrauchslast.....	116
6.3 Auswertung des Bruchzustandes.....	120
6.4 Vergleich der parametergleichen Versuche.....	121
7 Auswirkungen bei Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Bemessung.....	126
7.1 Gebrauchsfähigkeit von Lager und angrenzendem Bauteil.....	126
7.2 Sicherheit gegenüber Systembruchlast.....	127
7.3 Erhöhung der bislang zulässigen Teilflächenpressung als Konsequenz der Münchener und Karlsruher Versuche.....	135
8 Vergleich Rechnung-Versuche.....	138
9 Zusammenfassung.....	144
9.1 Wertung.....	144
9.2 Ausblick.....	144
9.3 Weitere erforderliche Untersuchungen.....	145
10 Literaturverzeichnis.....	147
11 Verzeichnis der Anlagen.....	161
12 Anlagen.....	162

Zeichenerklärung1) Absolute Größen

A	=	Fläche, Seitenlänge
B	=	Seitenlänge
C	=	Bettungsziffer
D	=	Durchmesser
E	=	Elastizitätsmodul
F	=	Kraft
H	=	Lagerplattendicke, Dicke allgemein
I	=	Trägheitsmoment
K	=	Dehnsteifigkeit, Plattenbiegesteifigkeit, Systemsteifigkeit
L	=	Länge, charakteristische Länge
P, $\Delta p$	=	Prozentsätze, Differenzen
T	=	Fugendicke; Summe von Schichtdicken (z.B. $T_{EL} = n \cdot t_{EL}$ bedeutet: gesamte Elastomerdicke = Schichtanzahl x Schichtdicke)
f, u, v, w	=	Verformungen, Verschiebungen
x, y, z, r, $\varphi$	=	Richtung im kartesischen bzw. Polarkoordinatensystem

2) Abkürzungen

BDA	=	Betoninnendehnungsaufnehmer
DMF	=	Druckmeßfolie
DMS	=	Dehnungsmeßstreifen
IND	=	induktiver Wegaufnehmer/-taster

3) Sonstige Bezeichnungen

$\alpha$	=	Korrekturbeiwert für das Lasteintragungssystem
$\beta$	=	Schlankheit des Sohlendruckhügels
$\gamma$	=	Sicherheitsbeiwert
$\Delta$	=	Differenz-, Relativ-
$\kappa$	=	Steifigkeitsparameter des Lastübertragungssystems
$\mu$	=	Bewehrungsprozentsatz, Querdehnzahl

#### 4) Indices (Kopf- und/oder Fußzeiger)

B	=	Betonkörper
BK	=	Betonkern
D	=	Druckstück
EL	=	Elastomerlager
KA	=	Kalottenlager
L	=	Längsbewehrung
LP	=	Lagerplatte
M	=	Mörtel
P	=	PTFE
SpZ	=	Spaltzug
T	=	Topf
TO	=	Topflager
W	=	Wendel
b	=	Beton
c,k	=	konstant
h	=	horizontal
m	=	Meß...
o	=	oben
p	=	parabolisch
r,φ	=	radial, tangential
s	=	Stahl
u	=	unten
v	=	vertikal
x,y,z	=	Richtungszeiger im kartesischen Koordinatensystem
∅	=	geometrische, auf den gesamten Betonquerschnitt bezogene Größe (z.B. Bewehrungsprozentsatz)
l	=	Index für Teilfläche
2,3, ...	=	Zeiger für laufende Numerierung



## 1 Aufgabenstellung

### 1.1 Einführung in die Problematik

Im Bauwesen müssen oft große Kräfte über relativ kleine Teilflächen weitergeleitet werden, um an diesen Stellen Punktkipp-, Linienkipp-, Gleit- und Rollbewegungen oder Kombinationen dieser Bewegungen zu ermöglichen. Diese Aufgaben werden von Lagern übernommen, die in der Regel mit stählernen Lastverteilungsplatten kombiniert sind, welche die in den Kontaktflächen - im folgenden kurz Druckstück genannt - auftretenden, zum Teil sehr hohen Pressungen auf die in den angrenzenden Bauteilen zulässigen Teilflächenpressungen abmindern sollen.

Ein extremes Beispiel hierfür liefert die sogenannte Hertz'sche Pressung unter stählernen Rollen- oder Kalottenlagern. Hier wird die Kraft zwischen Druckstück (Rolle; Kalotte) und Lagerplatte nahezu linien- bzw. punktförmig übertragen, weshalb dann auch die erforderliche Plattensteifigkeit entsprechend groß sein muß.

Die zulässigen Teilflächenpressungen sind nach Gleichung (9) der DIN 1045 zu ermitteln, wobei - wie es im Entwurf zu DIN 1075 vom März 1975 hieß - unabhängig von den Steifigkeitsverhältnissen Lagerplatte/Auflagerbank als Vergleichsspannung eine gleichmäßig verteilte Pressung anzunehmen ist. In der endgültigen Fassung derselben Norm vom Januar 1981 wurde dieser Satz gestrichen und bezüglich der anzusetzenden Ersatz-Teilfläche bei nicht ebener oder nicht biegesteifer Lasteinleitung an die noch in Bearbeitung befindliche DIN 4141 verwiesen, aus der die vom Lagertyp abhängige, reduzierte Teilfläche  $A'_{LP}$  zu entnehmen sein soll (vgl. Bilder 6 und 7, DIN 1075).

Durch die Lastverteilung werden die Lagerplatten unterschiedlich stark auf Biegung beansprucht. Die daraus resultierenden Spannungen und Verformungen sind in erster Linie abhängig von der relativen Plattendicke  $h_{LP} = H_{LP}/D_{LP}$ , der relativen Druckstückfläche  $a_D = A_D/A_{LP}$ , der Form und dem Material des Druckstücks und der vertikalen Auflast  $F_V$ . Weitere Einflußparameter sind zum Beispiel das Teilflächenverhältnis, die relative Steifigkeit und die Dicke einer in der Regel vorhandenen Mörtelfuge, die Dehnungsteifigkeitsverteilung in der Zwischenschicht der Kontaktfläche und andere mehr, sie

können in den bisher üblichen Bemessungsverfahren nicht berücksichtigt werden. Die aus diesem Grund zum Teil sehr falschen Annahmen bezüglich der Sohlpressungsverteilung und unter Umständen der Pressungsverteilung in der Zwischenschicht führen in vielen Fällen zu nicht unerheblichen Lager-schäden, von denen hier nur die Schäden an Rollenlagern und PTFE-Scheiben zu nennen sind.

Laut Statistik des Landes Rheinland-Pfalz sind rund 65 % der registrier-ten Brückenbauwerke weniger als 30 Jahre alt, bezogen auf die Brückenflä- che aber umfassen diese ein Volumen von rund 89 % (!), wie [43] zu ent- nehmen ist. Leider gibt es noch keine statistische Auswertung darüber, wieviele dieser Brücken in Teilen ihrer Konstruktion schadhaft und reno- vierungsbedürftig sind, wohl aber sind die Schadenshäufigkeiten der reno- vierungsbedürftigen Brückenbauwerke statistisch ausgewertet; danach sind bei 14 % der als schadhaft gemeldeten Brücken die Lager nicht in ordnungs- gemäßem Zustand. Diese Schäden werden in der Regel im Rahmen der nach DIN 1076 alle drei Jahre geforderten einfachen - und der alle sechs Jahre stattfindenden Hauptprüfung festgestellt und erfaßt.

Nach [44] sind zum Beispiel an 317 Bauwerken mit 1446 schadhaften Lagern vornehmlich die neuen Lagerarten beteiligt:

- Gummitopflager mit 35 %
- hochfeste Rollenlager mit 29 %
- Verformungslager mit 26 %

Schadhafte Lager müssen ausgewechselt werden, weil sie als einziges Bin- deglied zwischen Überbau und Gründung neuralgische Punkte darstellen, die funktionsfähig und damit gebrauchsfähig sein müssen, wenn das übrige Bau- werk keinen Schaden erleiden soll; die Auswechselbarkeit der Lager wird deshalb auch in den einschlägigen Normen und Zulassungen gefordert.

Die Lagerschäden traten auf, obwohl in den meisten Fällen noch nicht ein- mal die rechnerischen Gebrauchslasten auch nur kurzzeitig auf das Lager eingewirkt haben. Dafür gibt es deshalb nur zwei mögliche Erklärungen, nämlich:

- Entweder waren die eingebauten Lager schlecht konstruiert ("ungesunde" Konstruktion), falsch berechnet (Fehler in der statischen Berechnung) oder falsch eingebaut (mangelhafte Unterstopfung; Vertauschung von fester und verschieblicher Achse), es lag also fahrlässiges Fremdverschulden vor,
- oder aber die bei der konventionellen Berechnung zugrunde gelegten Rechenannahmen (Randbedingungen) entsprachen nicht den Realitäten.

Nach [45] sind die Schäden an Rollenlagern ausschließlich darauf zurückzuführen, daß die Konstruktion des Rollenlagers zum Beispiel durch Einarbeiten von Führungsnuten in die Rollen oder durch Verwendung von zu hochfestem und damit kerbempfindlichem und sprödebrüchigem Material "ungesund" gemacht wurde. Der Verfasser von [44] ist jedoch der Meinung, daß dies nicht ausschließlich die Erklärung für die hohe Schadensanfälligkeit der Rollenlager ist, sondern daß hier wie zum Teil auch bei den Topflagern und den Gleitlagern die nicht richtige Erfassung der wahren Verhältnisse im Bauwerk (zum Beispiel Sohlpressungsverteilung; Setzungsmulde im angrenzenden Bauteil) in vielen Fällen die wahre Schadensursache darstellen. In der Regel haben nämlich die Zulassungsversuche, die in den verschiedensten Formen wie Gleit-, Kipp-, Dauerstand- und Traglastversuche u.a.m. als Vorleistung für eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vom Lagerhersteller zu erbringen sind, mit den wirklichen Randbedingungen im Bauwerk nicht allzuviel gemeinsam. In diesem Zusammenhang ist hier z.B. die Belastung der Lager bei solchen Zulassungsversuchen zwischen zwei ebenen Stahlplatten zu erwähnen, die auch nicht annähernd die Steifigkeitsverhältnisse des normalerweise angrenzenden Betonkörpers und der daraus resultierenden Setzungsmulden aufweisen.

Nach [46] treten nicht nur bei Brückenbauwerken häufig Schäden an den Lagern selbst auf; diese sind im allgemeinen Hochbau seltener, häufiger jedoch in den Lasteinleitungsbereichen der angrenzenden Bauteile - und da speziell in Stützen und Wänden. Diese Schäden machen sich meist in Form von breiten Rissen und/oder Betonabplatzungen bemerkbar. Auch diese Tatsache ist darauf zurückzuführen, daß die im Bauwerk vorhandenen Randbedingungen bei der Berechnung und Bemessung dieser Bauteile nicht realistisch erfaßt wurden. Wie die Versuche zu [27] bis [29] gezeigt haben, ist die Sohlpressungsverteilung keinesfalls gleichförmig, wodurch in den angrenzenden Bauteilen zum Teil wesentlich größere Spaltzugspannungen verursacht, als nach den üblichen Rechenannahmen zugrunde gelegt werden.

Die Plattenverformungen rufen im Beton teilweise sehr unterschiedliche Pressungsverteilungen hervor, deren Spitzenwerte nicht selten bei praxisüblichen Abmessungen um ein Vielfaches über den mittleren Vergleichsspannungen liegen, wodurch sich die daraus resultierenden Spaltzugspannungen mehr oder weniger stark von denen unterscheiden, die sich unter den bisher üblichen Annahmen einer gleichförmigen Sohlpressungsverteilung ergeben. Weiterhin können zu große Plattenverformungen im Bereich des Druckstücks zufolge einer falsch eingeschätzten Verteilung der Steifigkeiten und somit der daraus resultierenden Pressung zum Beispiel bei Gleitlagern dadurch zu einer Frunktionsunfähigkeit des Lagers führen, daß die Stahlkammerung der PTFE-Gleitplatte auf der Lagerplatte zum Anliegen kommt und somit das Gleiten von PTFE auf Stahl durch die sehr viel höhere Reibung Stahl auf Stahl abgelöst und die Gleitfläche zerstört wird.

Diese Kriterien - also Teilflächenpressung im Beton, Spaltzugbeanspruchung im angrenzenden Bauteil, Stahlspannungen und relative Lagerplattenverformungen unter dem Druckstück - sind neben der zulässigen Druckstückpressung (z.B. Hertz'sche Pressung, PTFE-Pressung, Stahlruckspannungen) im wesentlichen für die Bemessung konventioneller Lager und der Krafteinleitungsbereiche der angrenzenden Bauteile maßgebend. Diese Einleitungszonen sind besser bekannt unter dem Begriff "Störbereiche nach de Saint Venant" und erstrecken sich z.B. nach [47] über einen Bereich entsprechend der Breite des betrachteten Elementes. Die zusätzlichen Verformungsbedingungen wie zum Beispiel die zulässigen Kippwinkel oder die zulässigen Roll-, Gleit- oder Verschiebewege seien hier außer acht gelassen. Die erforderliche Plattensteifigkeit ist bei zentrischer Krafteinleitung unter der Annahme einer gleichförmigen, symmetrischen Pressungsverteilung sowohl von der Beton- als auch von der Druckstückseite her zu ermitteln. Eine Lastverteilung unter  $45^\circ$  vom Rand des Druckstücks bis zur Plattenmittelebene darf in der Regel angenommen werden [48]. Dabei sind die zulässigen Stahlspannungen nach DIN 1050 und eine relative Verformung der Lagerplatte unter dem Druckstück bei Gleitlagern von  $\max \Delta f = 0,5$  mm entsprechend den allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen einzuhalten.

Die hier kurz dargestellte Problematik war Anlaß dafür, daß der Fachnormenausschuß Bau "Lager im Bauwesen" bei der Erarbeitung der DIN 4141 ein Forschungsvorhaben anregte, bei dem exemplarisch von der Vielzahl der möglichen Parameterkombinationen einige im Gebrauchslastbereich untersucht werden sollten [24], [25]. Die Parameter, die die Betonpressungsverteilung und die Lagerplattenbiegung und -verformung beeinflussen, seien hier kurz zusammengestellt:

- 1) die Betonqualität bzw. das Steifigkeitsverhältnis Stahl/Beton
- 2) die Kornzusammensetzung und die Bewehrung
- 3) das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = A_B/A_{LP}$
- 4) die relative Mörtelfugendicke  $t_M = H_M/D_{LP}$
- 5) die Steifigkeitsverhältnisse  $E_S/E_M$  und  $E_B/E_M$
- 6) die absolute Lagerplattengröße  $A_{LP}$
- 7) Widerlagerform (rund; quadratisch; rechteckig)
- 8) die relative Dicke des Druckstücks  $h_D = H_D/D_{LP}$
- 9) pressungsabhängige Kriecheinflüsse des Druckstückmaterials (vor allem des PTFE), des Mörtels und des Betons
- 10) die Lagerplattenform (rund; quadratisch; rechteckig)
- 11) die relative Lagerplattendicke  $h_{LP} = H_{LP}/D_{LP}$
- 12) die relative Druckstückgröße  $a_D = A_D/A_{LP}$
- 13) die Druckstückform (rund; quadratisch, rechteckig)
- 14) das Druckstückmaterial (Stahl; PTFE; bewehrtes Elastomer)
- 15) die bezogene Lastexzentrizität  $e_{x,y} = E_{x,y}/D_{LP}$

Die Abhängigkeit von den Parametern Nummer 1 bis 9 wurde bei dem Forschungsvorhaben als bekannt bzw. nicht vorhanden vorausgesetzt. Die restlichen Parameter wurden systematisch variiert und aufgrund der Versuchsergebnisse ein Bemessungsvorschlag erarbeitet, den man auch als "Gebrauchsfähigkeitsnachweis" bezeichnen könnte. Danach sind die folgenden, modifizierten und erweiterten Nachweise zu führen:

- 1) Der Nachweis der Biegespannungen der Stahlplatte (Lagerplatten)

$$\text{vorh } \sigma_s = F_v \cdot k_s / A_{LP} \leq \text{zul } \sigma_s$$
$$k_s = P_n(x,y,z)$$

Dabei stellen die Größen  $x, y$  und  $z$  die bezogene Druckstückfläche  $a_D$ , die bezogene Plattendicke  $b$  und das Plattenseitenverhältnis dar. Die Funktion  $P_n(x, y, z)$ , welche identisch ist mit der bezogenen Stahlspannung  $k_s$ , ergab sich als optimiertes Polynom höherer Ordnung auf der Grundlage des Gauß'schen Fehlerquadratminimums aus den Versuchsergebnissen.

- 2) Der Nachweis des Spitzenwertes der Betonpressung - oder auch Nachweis der Schlankheit des Druckspannungshügels - über die Formel

$$\begin{aligned} \text{vorh } \sigma_{\min} &= F_V \cdot k_b / A_{LP} \leq \text{zul } \sigma_{\min} \\ k_b &= Q_n(x, y, z) \end{aligned}$$

Die bezogene Betonpressung  $k_b$  wurde analog zu  $k_s$  aus dem Nachweis 1) ermittelt. Die örtlich maximal zulässige Pressung ist noch festzulegen. Erste Richtwerte sind Versuchsergebnissen der TU München mit ebener Lasteinleitung zu entnehmen [33], [34] und [35].

- 4) Aufnahme der zusätzlichen Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  bei nicht gleichförmiger Lasteintragung nach einer noch festzulegenden Beziehung [26]. Der maßgebliche Einflußparameter wird dabei neben der Vertikallast  $F_V$  und dem Teilflächenverhältnis  $A/A_1$  der vom Lagertyp abhängige Spitzenwert der Betonpressung  $k_b$  aus dem Nachweis nach 3. sein.
- 5) Der Nachweis der Relativverformungen unter PTFE-Druckstücken über die Gleichung

$$\begin{aligned} \text{vorh } \Delta f &= k_f \cdot D_{LP} \cdot p_B \leq \text{zul } \Delta f = 0,5 \text{ mm} \\ k_f &= x/R_n(x, y, z) \\ p_B &= \text{vorh } \sigma_1 = F_V / A_{LP} \end{aligned}$$

Die dimensionsgebundene, bezogene Verformung  $k_f$  wird dabei als gebrochene rationale Funktion aus den Versuchsergebnissen gewonnen. Was unter der maximalen Relativverformung der Lagerplatte im Bereich des PTFE-Druckstücks zu verstehen ist, wird in Abbildung 1 näher erläutert.

- 6) Der Nachweis der zusätzlichen Beanspruchung des Betons bei exzentrischer Laststellung durch eine entsprechende Verkleinerung der lastübertragenden Lagerflächen.
- 7) Gegebenenfalls der Nachweis zulässiger Pressungen im Lager einschließlich der Kantenpressungen (z.B. bei Elastomerlagern, Topflagern, Gleitlagern und Rollenlagern).
- 8) Verformungsnachweis (Kippwinkel, Verschiebewege, Schrägstellungen)

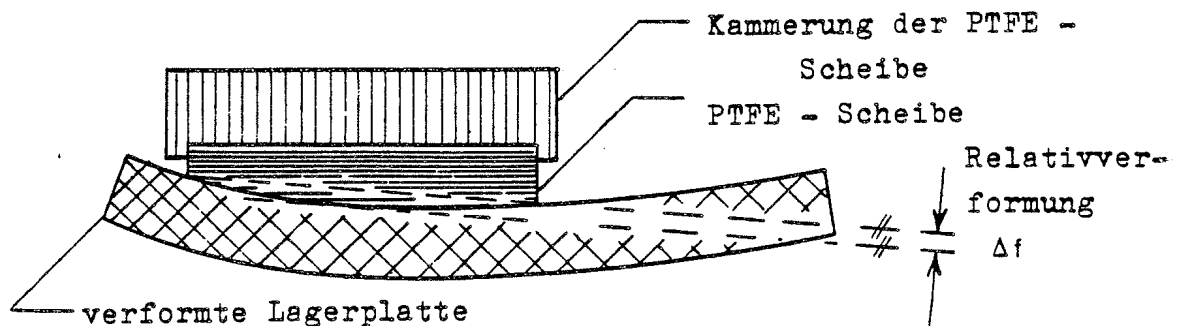


Abbildung 1: Erläuterung zum Begriff der "Relativverformung"

Die vorgeschlagenen, modifizierten und erweiterten Nachweise liefern in Verbindung mit den Berechnungen und Zusatzforderungen von [13] Lagerplattendicken und -abmessungen, die den Verhältnissen im Bauwerk gerechter werden. Sie gewährleisten die Gebrauchsfähigkeit von Lager und angrenzendem Bauteil, was die statische und konstruktive Seite betrifft. Trotzdem kann damit bezüglich des dann noch vorhandenen Sicherheitsabstandes gegenüber der Systembruchlast keine quantitative Aussage getroffen werden.

Dies war Anlaß dafür, daß vom Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau - der Universität Karlsruhe ein Forschungsantrag beim Institut für Bautechnik mit der Zielsetzung gestellt wurde, zunächst grundsätzlich mit Hilfe von Versuchen und stofflich nichtlinearen FE-Berechnungen zu klären, ob sich die unterschiedliche Biegesteifigkeit des

Lasteintragungssystemen auch auf die Größe der Systembruchlast auswirkt und - wenn ja - ob diese Unterschiede dann noch weiter nach der Größe des Teilflächenverhältnisses und dem verwendeten Lagertyp zu differenzieren sind.

## 1.2 Forschungsantrag

Der Forschungsantrag "Lagerplatten-Bruchversuche" wurde am 12.3.1979 beim Institut für Bautechnik gestellt und mit dem Werkvertrag vom 14.5.1980 anfinanziert.

Im Rahmen dieses Forschungsauftrages waren laut Leistungsbeschreibung sowohl theoretische Berechnungen als auch umfangreiche Versuche durchzuführen. Neueste Erkenntnisse aus der einschlägigen Literatur sollten bei der Bearbeitung des Projektes berücksichtigt werden.

Im Rahmen der theoretischen Untersuchungen mit Hilfe des geometrisch und stofflich nichtlinearen Programmsystems ADINA sollte die vorliegende Problematik zunächst an einigen Punkten der umfangreichen Parametermatrix studiert und diese Rechenergebnisse mit denen von Tastversuchen in verkleinertem Maßstab verglichen werden, um gegebenenfalls das diskretisierte Rechenmodell und/oder auch die eingegebenen Stoffgesetze anpassen zu können.

Sodann sollten die Ergebnisse dieser Parameterstudien dazu verwendet werden, in Anlehnung an baupraktische Verhältnisse die Abmessungen der Probekörper und die Relationen untereinander für die anschließenden Bruchversuche festzulegen.

Außerdem sollte diese Studie Aufschluß darüber geben, ob einzelne Parameter nur von untergeordnetem und somit vernachlässigbarem Einfluß auf die Bruchlasten und die Tragfähigkeit des Systems sind, wodurch sich der Bruchmechanismus vereinfachen ließe. Ziel sollte dann die Entwicklung eines vereinfachten Bruchmodells sein, mit dem mit relativ geringem Aufwand der Bruchvorgang rechnerisch nachvollzogen werden kann. Soviel sei an dieser Stelle bereits aus dem Inhalt von Kapitel 4 vorweggenommen, daß diese Vorstellung nur mit wenig zufriedenstellendem Erfolg verwirklicht



werden konnte, weil zur Dateneingabe bereits Informationen aus dem Versuch selbst benötigt wurden - die Versuche also rechnerisch nur nachzuvollziehen, in keinem Fall aber vorausberechnet werden konnten.

Das im Zusammenhang mit dem Forschungsvorhaben [24] und [25] verwendete und weiterentwickelte Meßverfahren zur Bestimmung der Lagerplattenspannungen und -verformungen, der Betonpressungen und der Setzungsmulde liefert auch noch bei Annäherung an den Bruchzustand zuverlässige Ergebnisse, weshalb die Bruchversuche vom Versuchsaufbau her im Prinzip genauso durchgeführt werden sollten, wie die Versuche im Gebrauchslastbereich.

Auf wendelbewehrten Stahlbetonzylindern ( $480 \text{ mm} \leq D_B \leq 980 \text{ mm}$ ;  $H_B \approx 3 \times D_B$ ), in dessen Innern sich Meßelemente zur Bestimmung der vertikalen, radialen und tangentialen Betondehnungen befinden, sollten runde Lagerplatten ( $D_{LP} \approx 400 \text{ mm}$ ;  $0,06 \leq H_{LP}/D_{LP} \leq 0,21$ ), runde, bewehrte Elastomerlager, Topflager und Kalottenlager aufgemörtelt werden. In Nuten auf den Plattenoberflächen waren DMS zur Bestimmung der radialen und tangentialen Stahldehnungen zu applizieren. Mit induktiven Meßbügeln und/oder auf die Bewehrung geklebten DMS (innen und außen) war die Dehnung und die Aufweitung der Wendel an verschiedenen Punkten zu bestimmen. Es sollte ein neues Meßverfahren zur Bestimmung der Verteilung der Kontaktpressungen erprobt werden. Dadurch wären dann die Verformungszustände der Einzelglieder des Systems (Betonzylinder, Lagerplatte) weitgehend erfaßt, und die Beanspruchungen und Lastumlagerungen während des Bruchversuches zu berechnen. Folgende Parameter können bei Teilflächenbelastung mit biegeweichen, stählernen Lagerplatten unabhängig voneinander variieren und die Tragfähigkeit des Systems verändern:

- Stahlqualität : St 370 und St 520
- Druckstückmaterial : PTFE und Stahl
- Dicke der Lagerplatte :  $H_{LP}/D_{LP}$
- Druckstückdurchmesser :  $D_D/D_{LP}$
- Durchmesser des Betonkörpers :  $D_B/D_{LP}$
- Betonqualität : B 25 bis B 55

Die erforderliche Spaltzugbewehrung sollte nach den üblichen Verfahren ermittelt und als Wendelbewehrung eingelegt werden (z.B. nach Leonhardt [49a] bis [49f] und Franz [50a] und [50b]).

Aus der Vielzahl der möglichen Parameterkombinationen sollten die folgenden 27 repräsentativen Kombinationen ausgewählt werden, um festzustellen, wie groß der Einfluß der Lastplattensteifigkeit auf die Tragfähigkeit des Systems ist:

- Betonqualität : B 25 (vorwiegend) und B 45 (angestrebt)  
bzw. B 35 (erreicht)
- Dicke der Lagerplatte :  $H_{LP}/D_{LP} \approx 0,14 \pm 0,08$

a) Bewehrte Elastomerlager (ohne stählerne Lastverteilungsplatten),

Topflager und Kalottenlager (alle Lager bauaufsichtlich zugelassen).

$D_B/D_{LP} \approx 1,25/1,77/2,55$  was einem Teilflächenverhältnis von  
 $A/A_1 \approx 1,55/3,12/6,48$  entspricht.

E = bewehrtes Elastomerlager

T = Topflager

K = Kalottenlager

(1) = mit erhöhtem Meßaufwand

(2) = mit geringem Meßaufwand

Beton- güte	$D_B/D_{LP}$	1,20	1,25	1,70	1,77	2,45	2,55			
B 25	(1)	E	T	K	E	T	K	E	T	K
	(2)	-	T	-	-	T	-	-	T	-
	(2)	-	T	-	-	T	-	-	T	-

b) Stahl-Druckstücke mit Lastverteilungsplatten

Beton- güte	$D_B/D_{LP}$	1,25		1,77		2,55	
		St 370	St 520	St 370	St 520	St 370	St 520
B 25	$\sim 0,20$	-	x	-	-	-	-
	$\sim 0,25$	x	-	-	x	-	-
	$\sim 0,30$	-	-	x	-	-	x
	$\sim 0,35$	-	-	-	-	x	-
	$\sim 0,60$	-	-	-	x	-	-
	1,00	-	x	-	x	-	x
B 35	$\sim 0,25$	-	x	-	-	-	-
	$\sim 0,30$	-	-	-	x	-	-
	$\sim 0,35$	-	-	-	-	-	x
	1,00	-	x	-	x	-	x

c) PTFE-Druckstücke mit Lastverteilungsplatten

Beton- güte	$D_B/D_{LP}$	1,25		1,77		2,55	
		St 370	St 520	St 370	St 520	St 370	St 520
B 25	$\sim 0,50$	x	x	-	-	-	-
	$\sim 0,60$	-	-	x	x	-	-
	$\sim 0,75$	-	-	-	x	x	x
	$\sim 0,85$	-	-	-	x	-	-

Zu b) und c) waren - ausgenommen die Versuche mit B 35 - jeweils 2 Versuche unter gleichen Bedingungen durchzuführen und zwar einer mit großem und einer mit geringerem Meßaufwand, so daß sich insgesamt 57 Versuche ergaben. Bereits veröffentlichte, abgeschlossene Versuchsergebnisse mit biegesteifen Lastplatten sollten berücksichtigt werden (vgl. z.B. [33] bis [38]), ebenso die mit unterschiedlichen biegesteifen Lasteinleitungen (vgl. [51] bis [54]).

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind so aufzubereiten, daß der Einfluß der Bruchversuche auf die in [24] und [25] entwickelten Bemessungsvorschläge für biegeweiche Lastplattensysteme im Gebrauchszustand im Rahmen der untersuchten Parameter unmittelbar zu entnehmen ist.

## 2 Literaturstudium

Die Problematik der Bettung elastischer Gründungskörper (Balken, Balkenroste, Platten) auf dem Halbraum oder geschichteten Untergründen ist altbekannt und in der Literatur in einer Vielzahl von Veröffentlichungen behandelt worden. Da dieses Problem jedoch nur am Rande mit dem der Bettung von Brückenlagern auf endlich großen Stützenköpfen und Widerlagerbänken verwandt ist, wird hier auf ein intensives Studium der "Grundbau"-Literatur verzichtet und auf [55] verwiesen, wo alle wesentlichen Veröffentlichungen zu dieser Problematik aus der Sicht des Grundbauers zusammengetragen und kurz, aber in allen wesentlichen Punkten ausreichend erläutert sind. Es werden nur solche Veröffentlichungen zitiert, die für die vorliegende Problematik in irgendeiner Form relevant sind. Im Zusammenhang mit diesem Bericht sind vorwiegend rotationssymmetrische Verhältnisse von Interesse.

Das Problem der Teilflächenbelastung und der damit verbundenen zulässigen Erhöhung der mittleren Kontaktpressungen wurde schon 1881 von H. Hertz für die Berührung zweier gekrümmter Flächen unter idealelastischen Verhältnissen erkannt und Lösungen für praxisübliche Standardfälle erarbeitet, die auch heute noch in der Lagerungstechnik aktuell sind. Bezogen auf den Massivbau hat sich erstmals E. Mörsch in [39] bis [41] 1924 mit diesem Problem und der damit verbundenen Spaltzugbeanspruchung im Lastausbreitungsbereich sowohl über Versuche an Granitblöcken als auch mittels theoretischer Überlegungen anhand von Fachwerkmodellen beschäftigt. Anlaß hierfür waren bereits die ersten Anfänge dessen, was man heute unter Lagerungs- und Lagertechnik versteht - damals noch vorwiegend auf Wälzgerlenke aus Naturstein, Beton, Stahl oder Blei beschränkt. Die aus diesen Untersuchungen und Überlegungen resultierende Formel für die Größe und die Lage der resultierenden Spaltzugkraft hat auch heute noch im wesentlichen ihre Gültigkeit. Neuere Arbeiten von Iyengar [56] und Spieth [37] und [38] befassen sich mit demselben Problem und bestätigen zum Teil durch umfangreiche, theoretische Berechnungen, daß für alle praxisrelevanten Teilflächenverhältnisse unter der idealisierenden Voraussetzung des schlaffen Lastbündels das einfache Mörsch'sche Fachwerkmodell erstaunlich gute Ergebnisse liefert. Diese neueren Arbeiten wurden vorwiegend durch die Verankerungsprobleme im Zusammenhang mit der Entwicklung der Spannbe-  
tontechnik veranlaßt. Über weitere grundlegende Arbeiten zu dieser

vielschichtigen Problematik - zum Beispiele die Arbeiten von Guyon [57], Bleich [58], Sievers [59], Hiltcher und Florin [60], Iyengar [61] und [62] und andere mehr - berichten ausführlich und umfassend Wurm und Daschner in [35].

Im Zusammenhang mit diesem Bericht soll im folgenden in erster Linie über neuere oder ergänzende Arbeiten berichtet werden, in denen im Gegensatz zu älteren Veröffentlichungen entweder der Einfluß von Art und Menge der eingelegten Spaltzugbewehrung auf das Bruchverhalten bewehrter, teilflächenbelasteter Proben mit ebener Lasteintragung oder aber der Einfluß der Biegesteifigkeit des Lasteintragungssystems auf die Bruchlasten sowohl theoretisch als auch versuchsmäßig studiert wurden. Dabei ist es unumgänglich, die grundlegenden Quellen kurz zu streifen. Auch sind dabei Veröffentlichungen von Interesse, in denen nichtlineare Stoffgesetze zugrunde gelegt wurden.

## 2.1 Theoretische Untersuchungen im elastischen Bereich

### 2.1.1 Ebenes Problem mit schlaffer Lasteintragung

Frühe Arbeiten über das Problem beschäftigen sich fast ausschließlich mit der ebenen Lasteinleitung. Wegen der gegenüber dem räumlichen Fall geringeren Anzahl von Einflußfaktoren ist das ebene Problem sowohl analytisch als auch versuchstechnisch einfacher zu bewältigen.

Mörsch [41] bestimmt durch Reduktion des ebenen Problems auf ein anschauliches Fachwerkmodell die Größe der auftretenden Spaltzugkraft.

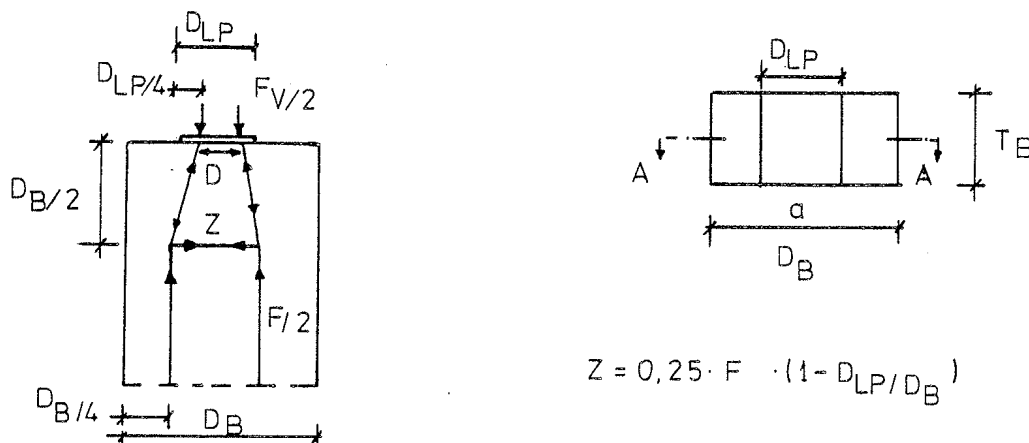


Abbildung 2: Fachwerkmodell im ebenen Fall

Die ersatzweise angesetzten Fachwerkstäbe verlaufen dabei in Richtung der Hauptspannungstrajektorien, deren Lage Coker mittels spannungsoptischer Messungen an Glaskörpern ermittelt hatte. Mörsch nimmt eine parabelförmige Verteilung der Spaltzugspannungen über den "de St.-Venant'schen Störbereich" mit der Resultierenden bei  $D_B/2$  an.

Die genaue analytische Lösung der ebenen Lasteinleitung gibt Iyengar [56], [61], [63] für den elastischen Halbstreifen an. Darin wird eine nahezu konstante Vertikalspannung in der Entfernung  $D_B$  von der Lastfläche festgestellt und somit die St.-Venant'sche Hypothese bestätigt. Bei konstanter Bauteilbreite  $D_B$  werden die Spaltzugspannungen mit abnehmender Belastungsbreite größer. Wird die Last  $F$  über eine parabelförmige Pressungsverteilung eingeleitet, erhöht sich die maximale Spaltzugkraft gegenüber dem Wert, der sich bei gleichmäßiger Pressung ergibt. Diese Tendenz ist umso stärker, je größer das Verhältnis  $D_{LP}/D_B$  ist.

Hiltscher und Florin [60], [64] geben die Verteilung der Spaltzugspannungen an, die sie aus spannungsoptischen Messungen gewonnen haben. Im Gegensatz zu Iyengar variieren sie bei konstanter Lastintensität  $\sigma_1 = F/(D_{LP} \cdot T_B)$  die Bauteilbreite  $D_B$ . In dieser Gleichung ist die Bauteildicke mit  $T_B$  bezeichnet. Sie stellen fest, daß die Spaltzugkraft mit zunehmendem Lastkonzentrationsfaktor  $D_B/D_{LP}$  einem Grenzwert  $Z = 0,3 \cdot F$  zustrebt. Die Resultierende liegt in einem Abstand von  $2 \cdot D_{LP}$  bis  $4 \cdot D_{LP}$  von der Lasteinleitung. Das Maximum der Querspannungen  $\sigma_{SpZ} = 0,11 \cdot \sigma_1$  tritt bei  $D_B/D_{LP} = 2$  auf. Eine relativ geringe Scheibenhöhe verringert die Spaltzugkraft. Dieser Einfluß wird durch Querdehnungsbehinderung am lastabgewandten Ende verursacht und geht bei  $H_B > 2D_B$  verloren. Für die Auswirkung unterschiedlicher Pressungsverteilungen unter der Lastplatte auf die Größe der Spaltzugkraft geben die Autoren eine Näherung an: Eine ungefähr parabelförmige, "weiche" Verteilung vergrößert die Resultierende um 10 %, während eine Boussinesq-artige, "steife" Verteilung eine Verringerung um den gleichen Betrag ergibt. Dies stimmt jedoch - wie im Kapitel 5.6 später abgebildet wird - nur für das Teilflächenverhältnis  $D_B/D_{LP} = 7/2$ ; für größere Teilflächenverhältnisse konvergiert die relative Differenz gegen Null, für kleinere - insbesondere für  $D_B/D_{LP} = 1$  - strebt diese relative Differenz gegen  $+\infty$  bei weicher bzw.  $-\infty$  bei steifer (ebener) Lasteintragung.

### 2.1.2 Räumliches Problem mit schlaffer Lasteintragung

Das räumliche Problem weist eine weit größere Anzahl von Einflußfaktoren als das ebene auf, z.B. Geometrie, Querdehnung. Am einfachsten ist es bei rotationssymmetrischen Systemen zu erfassen.

Aufbauend auf Mörsch hat Bechert [42] für den Fall rotationssymmetrischer Teilflächenbelastung die resultierende Spaltzugkraft ermittelt.

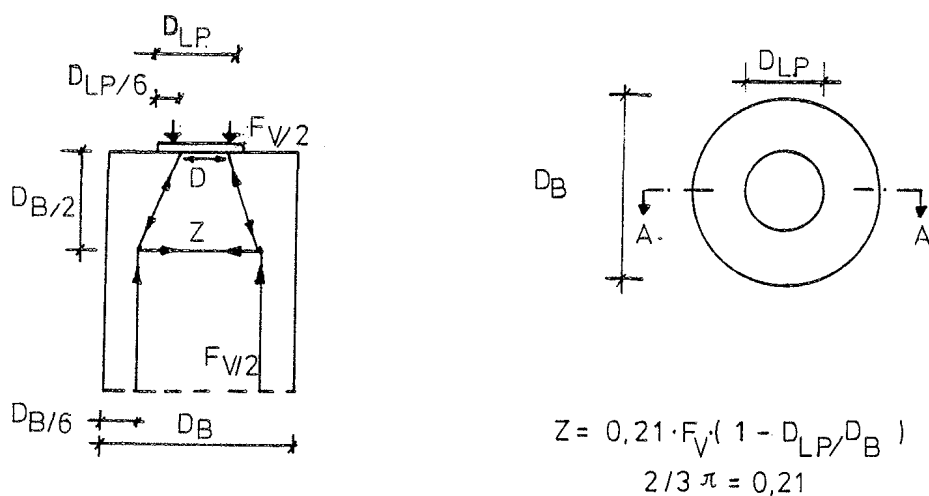


Abbildung 3: Fachwerkmodell im rotationssymmetrischen Fall

Die Angriffspunkte der resultierenden Druckstreben liegen auf einem Kreis mit dem Radius  $r = D_{LP}/3$  bzw.  $r = D_B/3$ . Diese Kreise ergeben sich als Verbindungslinien der Flächenschwerpunkte von Kreissektoren.

Hiltscher/Florin [65] berechnen das gleiche System nach der Methode der dynamischen Relaxation. Danach befindet sich das Maximum der Spaltzugspannungen näher an der Lastfläche und ist mit  $\max. \sigma_{SpZ} = 0,06-0,07 \cdot \sigma_1$  bei einem Verhältnis  $D_B/D_{LP} = 1,5$  kleiner als bei ebener Lasteinleitung. Mit wachsender Querdehnzahl  $\mu$  nehmen die Spaltzugspannungen in der Lastachse ab. Während die Radialspannungen von der Symmetrieachse nach außen hin schnell abnehmen und auf einen Bereich unterhalb der Lastplatte konzentriert sind, verlaufen die Tangentialspannungen nahezu konstant über den Querschnitt.



Eine analytische Lösung für rechteckige, teilflächenbelastete Prismen in Form von Doppel-Fourier-Reihen geben Iyengar und Prabhakara [66], [67] an. Wie Hiltcher/Florin setzen auch sie ein homogenes, isotropes und linear-elastisches Material voraus. Mit kleiner werdendem Verhältnis  $A_1/A$  nehmen die Spaltzugspannungen zu. Außerdem entfernen sich dabei die Stellen mit  $\sigma_{SpZ} = 0$  und  $\sigma_{SpZ} = \text{Max}$  von der Lastfläche. Die Spaltzugspannungen sind in der Lastachse maximal und nehmen nach außen hin ab. Am Ende des St.-Venant-Bereiches sind die Querspannungen nahezu abgeklungen. Iyengar und Yogayanda [68] haben den rotationssymmetrischen Fall berechnet. Dabei berücksichtigen sie eine Querschnittsschwächung, wie sie durch unverpreßte Hüllrohre entsteht.

Mit Hilfe eines linearen Finite-Element-Programms untersuchen Yettram und Robbins [69] den Spannungszustand teilflächenbelasteter Rechtecksäulen. Unter anderem rechnen sie auch axialsymmetrisch belastete Körper mit quadratischem Grundriß. Berücksichtigt man die unterschiedlichen Bezugsgrößen, stimmen die für die vier untersuchten Teilflächenverhältnisse berechneten maximalen Querspannungen in der Symmetrieachse mit den Angaben von Hiltcher/Florin [6] überein. Bei quadratischem Grundriß können allerdings die Querspannungen bei relativ großen belasteten Teilflächen am Rand des Betonkörpers größer als in der Symmetrieachse sein.

Rommel befaßt sich in [70] intensiv mit den theoretischen Grundlagen zum Problem der teilflächenbelasteten Betonkörper, um daran anschließend Meßwerte entsprechender Versuche in vergleichbare Größen (Spannungen, Verformungen) umrechnen zu können. Die Auswertung von 6 exemplarischen Versuchen zeigt für den elastischen Bereich gute bis befriedigende Übereinstimmung von Theorie und Versuch.

### 2.1.3 Die Platte und der Plattenstreifen auf elastischer Bettung

Der erste, der sich mit dem Thema von Platten auf nachgiebiger Unterlage beschäftigte, war Heinrich Hertz [72]. Vor genau hundert Jahren bestimmte er die Verformungen einer unendlich ausgedehnten, elastischen Platte (z.B. aus Eis) von gleichmäßiger Dicke, die frei auf einer schweren Flüssigkeit (z.B. Wasser) schwimmt und durch ein einzelnes Gewicht belastet wird. Der hydrostatische Auftrieb ersetzt hier die Reaktion der elastischen Unterlage.

Ein Jahr später stellte Boussinesq [73] die Theorie des elastisch-isotropen Halbraums auf. Dieser Halbraum ist ein ideal-elastischer, isotroper Körper, der auch Zugspannungen aufnehmen kann. Die einzige Begrenzung ist die Geländeoberkante. Dieses Baugrundmodell hat sich bis heute gehalten, obwohl diese Theorie keine Schichtung des Bodens berücksichtigen kann. Aber die wirklichkeitsnahe Darstellung des Bodens ist im Normalfall zu aufwendig oder gar unmöglich. Die Sohlpressung unter einem starren Kreiszyylinder verteilt sich nach folgender Formel:

$$p(r) = p_m \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2} \quad (2.1)$$

$p_m$  : Mittlere Sohlpressung  
 $R$  : Radius des Randes

Ein anderes Baugrundmodell geht von der Winkler-Schwedler-Hypothese [74] aus, die besagt, daß der Sohlruck direkt proportional zur Zusammen-drückung ist. Für diesen Proportionalitätsfaktor prägte Zimmermann [75] den Begriff "Bettungsziffer". Bei Berechnung mit Hilfe der Bettungsziffer wird davon ausgegangen, daß sich die einzelnen Punkte unabhängig voneinander und nur proportional zur Pressung senken.

$$p(r) = \Delta z(r) \cdot C \quad (2.2)$$

$\Delta z$  : Senkung eines Punktes  
 $C$  : Bettungsziffer

Föppl [76] hat als erster die Arbeit von Hertz auf eine technische Aufgabe angewendet. Er verwendet die schon von Hertz gegebene Potenzreihenentwicklung der Lösung, um endliche Kreisplatten mit Mittellast zu untersuchen und gibt auch ein Zahlenbeispiel an.

Rechteckige Platten auf elastischer Unterlage mit einer Einzellast an beliebiger Stelle wurden von Happel [77] untersucht. Als Zahlenbeispiel führt Happel die Berechnung einer quadratischen Platte auf nachgiebiger Bettung mit einer Punktlast im Mittelpunkt vollständig durch und vergleicht den so erhaltenen Wert der Durchbiegung im Zentrum mit dem Föppl'schen Wert für eine Kreisplatte mit gleich großer Fläche.

Unendlich erstreckte Platten mit gleichgroßen Lasten in sämtlichen Knoten eines darübergerlegten Rechtecknetzes mit gleicher Maschenweite sind von Lewe [78] mit Hilfe von Fourierreihen untersucht worden.

Westergaard [79] berechnete unendlich ausgedehnte Platten, die durch eine Reihe gleich großer Einzellasten senkrecht zur Mittelebene der Platte beansprucht sind. Die Punktlasten greifen auf einer Geraden in gleichen Abständen an. Für einen unendlich großen Abstand der Einzellasten erhält Westergaard den schon von Hertz [72] behandelten Belastungsfall, eine unendlich ausgedehnte Platte auf elastischer Unterlage mit einer Einzellast, als Grenzfall. Außerdem betrachtet er Plattenstreifen mit Schneidenlagerung und den Einfluß von Temperaturdifferenzen.

In Schleicher's Arbeit [80] über die elastisch gebettete Kreisplatte wird die Lösung der Differentialgleichung mit Hilfe von Bessel- bzw. Hankel-Funktionen angegeben. Die exakten Lösungen der hier angegebenen Kreis- und Kreisringplatten unter rotationssymmetrischer Belastung sind nur unter Annahme einer konstanten Bettungsziffer aufstellbar. Die Belastungsfälle beschränken auf sich Sonderfälle, wie Gleichstreckenlast, Ringlast und Krepelmomente. Allerdings können weitere, komplexere Belastungsfälle durch Substitution berechnet werden. Dagegen ist die Variation der Plattendicke innerhalb der Kreisplatte nicht möglich.

Die Differentialgleichung der Biegelinie einer rotationssymmetrisch belasteten Kreisplatte auf konstanter Bettung lautet:

$$\frac{d^4 w}{dr^4} + \frac{2}{r} \cdot \frac{d^3 w}{dr^3} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r^3} \cdot \frac{dw}{dr} + \frac{C}{K} \cdot w = \frac{q}{K} \quad (2.3)$$

Bei einem Vergleich der Ergebnisse von Schleicher [80] und Westergaard [79] kommt Mittelmann [81] zu dem Schluß, daß beide Formeln zu annähernd den gleichen Ergebnissen führen. Allerdings erscheint es Mittelmann fraglich, ob sich mit den getroffenen Voraussetzungen - insbesondere der Hypothese von Winkler-Schwedler - wirklichkeitsnahe Verformungen und Schnittkräfte ergeben können.

Schleicher [82] übernimmt die Theorie des elastisch-isotropen Halbraums von Boussinesq [73] und wendet sie auf den Baugrund an. Er behandelt Kreisplatten mit überall gleichen Pressungen und Kreisplatten mit überall gleichen Einsenkungen. Aus den Integralen für die Durchbiegung einer Platte auf Boussinesq'schem Halbraum ermittelt Schleicher eine Beziehung zwischen dem Elastizitätsmodul  $E_b$  und der Bettungsziffer des Baugrundes. Schleicher nimmt dazu an, daß die mittlere Einsenkung der Kreisplatte auf dem elastisch-isotropen Halbraum und auf einem Untergrund, der der Winkler-Schwedler-Hypothese genügt, gleich ist.

Fall 1: Sohlpressung  $p(r) = p = \text{konstant}$  unter der gesamten Kreisplatte, d.h. es liegt eine völlig schlaffe Platte mit der Plattensteifigkeit  $K = 0$  vor.

$$w_m = \frac{16}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{p \cdot R \cdot (1 - \mu^2)}{E_b} \quad \text{mit} \quad p = C_m \cdot w_m \quad (2.4)$$

$$C_m = 0,59 \cdot \frac{E_b}{(1 - \mu^2) \cdot R} \quad (2.4a)$$

$w_m$  : mittlere Einsenkung  
 $C_m$  : mittlere Bettungsziffer  
 $\mu$  : Querdehnungszahl

Fall 2: Einsenkung der ganzen Kreisplatte ist konstant.

$w(r) = w = \text{konstant}$ , d.h. Plattensteifigkeit  $K$  ist unendlich.

$$w_m = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{p_m \cdot R \cdot (1 - \mu^2)}{E_b} \quad \text{mit} \quad p = C_m \cdot w_m \quad (2.5)$$

$$C_m = 0,64 \cdot \frac{E_b}{(1 - \mu^2) \cdot R} \quad (2.5a)$$

Die ermittelten mittleren Bettungsmoduli differieren bei den Grenzfällen nur um 10 %. Die für die Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren anzusetzende Bettungsziffer kann also aus dem E-Modul der Unterlage genügend genau bestimmt werden.

Unter Annahme der Winkler-Schwedler-Hypothese stellt Pasternak [83] Einflußzahlen für Balken und Platten auf elastischer Unterlage auf. Nur mit dieser Annahme gehorcht die elastisch gebettete Tragkonstruktion den allgemeinen Gesetzen der Elastostatik und ist mit Mitteln der technischen Baustatik berechenbar.

In ihren Arbeiten stellen Kögler/Scheidig [84] und [85] die Resultate von Versuchen über Druckverteilungen im Baugrund dar und versuchen diese durch Rechenmethoden zu erhalten. In Teil 4 ihrer Arbeit untersuchen sie die Sohlpressungsverteilungen. Es zeigte sich, daß bei steifen Plattentragwerken durch eine Laststeigerung bis zu einem gewissen Punkt die Pressungsverteilung nicht beeinflußt wird, daß danach aber bei weiterer Laststeigerung eine Pressungsumlagerung vom Rand zum Zentrum der Platte hin stattfindet.

Scheidig [85] zeigt, wie bei verschiedenen Bodenarten die Sohlpressungsverteilung äußerst unterschiedlich sein kann. Er vergleicht dabei auch noch verschiedene Lasteinleitungssysteme, wie den starren Zylinder, die elastische Platte und ein schlaffes Lastbündel.

Aus den Messungen Schleicher's [86] an der Fundamentsohle eines Brückenpfeilers ergab sich, daß die realen Sohlpressungsverteilungen durchaus mit der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums übereinstimmen.

Von Habel [87] und Graßhoff [88] sind Näherungslösungen für die Kreisplatte auf elastischer Bettung entwickelt worden. Das Verfahren von Habel beruht direkt auf den Verschiebungsgleichungen, die Boussinesq [73] für den Halbraum entwickelt hat, und die hier in Reihen umgewandelt werden. Die Bestimmungsgleichungen für die Koeffizienten sind aber sehr aufwendig. Graßhoff teilt den unbekanntem Spannungskörper des Sohl drucks so auf, daß bei einem Schnitt durch das Plattenzentrum Dreiecke und Rechtecke entstehen. Für diese Pressungsanteile werden dann sowohl die Verformungen der Platte als auch die Setzungen des Baugrundes berechnet und dann gleichgesetzt. Daraus entstehen dann Bestimmungsgleichungen für die Sohlpressungsverteilung. Dabei empfiehlt es sich, die Aufteilung am Rand der Platte feiner zu wählen, um die Sohl druckspitzen, die nach dem Boussinesq'schen Halbraum an den Rändern auftreten, besser zu erfassen.

Das Problem der Kreisplatte konstanter Dicke auf elastisch-isotropem Halb-  
raum wurde von Borowicka [89] mit Hilfe eines Potenzreihenansatzes gelöst,  
und für die Lastfälle Gleichlast und mittige Einzellast ausgewertet. Das  
Verfahren ermöglicht grundsätzlich die Erfassung beliebiger rotationssym-  
metrischer Belastungen. Die Auswertung baupraktisch interessanter Fälle  
gestaltet sich jedoch zu umfangreich.

Nach Schultze [90] genügt es für das Bettungsmodulverfahren im bauprak-  
tisch relevanten Bereich, die Größenordnung der Bettungsziffer angeben zu  
können. Die Fehler sind geringfügig. Berechnungen der Schnittkräfte star-  
rer Gründungskörper sind sogar unabhängig von der Bettungsziffer. Diese  
Annahme ist zweifellos richtig, weil in der zur Berechnung der Kreisplatte  
auf elastischer Unterlage notwendigen charakteristischen Plattenlänge

$$L = \sqrt[4]{\frac{K}{c}} \quad (2.6)$$

mit der Biegesteifigkeit  $K$  der Platte

$$K = \frac{E \cdot H_{LP}^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (2.7)$$

die Bettungsziffer unter einer Wurzel 4. Ordnung steht und deshalb ein  
falsch gewählter Bettungsmodul keinen allzu großen Einfluß hat.

Graßhoff [91] führt an, daß das ursprüngliche Bettungsmodulverfahren mit  
konstanter Bettung zu zweifelhaften Ergebnissen führen kann. Deshalb  
schlägt Graßhoff eine Kombination von Bettungszifferverfahren, das eine  
einfache Berechnung garantiert, und dem Steifemodulverfahren, das wirk-  
lichkeitsnähere Ergebnisse bringt, vor. Das Steifemodulverfahren wird  
später noch erläutert.

Allerdings schreibt Graßhoff in seinem Bericht [92], daß selbst eine nähe-  
rungsweise Berechnung, die vom Steifemodulverfahren ausgeht, nur für  
starre Gründungskörper sinnvoll durchgeführt werden kann, weil die Berech-  
nung elastischer Gründungen zu aufwendig wäre.

Fuchssteiner [93] versucht Flächengründungen unter Verwendung eines speziellen Traglastverfahren zu berechnen. Für praktische Aufgaben ist dieses Verfahren aber noch nicht ausgereift genug.

Das umfassendste Buch über Kreisplatten ist wohl dasjenige von Markus [94]. Er behandelt sowohl gelenkig gelagerte als auch elastisch gebettete Kreis- und Kreisringplatten. Zur Lösung von Platten auf elastischer Bettung bedient er sich der Lord-Kelvin-Reihen.

Schultze [95] macht Vorschläge zur einheitlichen Definition der Steifigkeit und der Systemsteifigkeit von Gründungskörpern. Eine einheitliche Steifigkeitsdefinition wäre sehr wünschenswert, weil in verschiedenen Veröffentlichungen von verschiedenen Plattensteifigkeitsdefinitionen ausgegangen wird, und dies das Vergleichen der Ergebnisse erschwert.

Die Systemsteifigkeit  $K_S$  von Kreisplatten auf elastischem Untergrund wird meist folgendermaßen definiert:

$$K_S = \frac{1}{6} \cdot \frac{1-\mu_b^2}{1-\mu_{LP}^2} \cdot \frac{E_{LP}}{E_b} \cdot \left(\frac{H_{LP}^3}{R^3}\right) \quad \text{mit Index b : für Boden} \quad (2.8)$$

LP: für Platte

Nach Szechy [97] kann diese Systemsteifigkeit folgendermaßen beurteilt werden:

$K_S = 0$	völlig schlaff
$K_S = 0 - 0,1$	elastisch
$K_S > 0,1$	starr

Im baupraktisch relevanten Bereich der Lagerungstechnik bewegen wir uns im Bereich  $0,5 \cdot 10^{-3} \leq K_S \leq 25 \cdot 10^{-3}$ , also im Bereich biege-weicher Systemsteifigkeit. Für einen elastisch gebetteten Träger gibt Petersen [96] unter Verwendung des Reduktionsverfahrens die Schnitt- und Verformungsgrößen an.

Deninger [98] teilt die Platte längs und quer in Feldstreifen auf und setzt dann die jeweiligen Verformungen gleich. Der Nachteil ist, daß es aufgrund der vielen Knotenpunkte, die notwendig sind, um eine genügende

Genauigkeit zu erhalten, nur von Rechnern mit hohem Speicherplatzangebot berechnet werden kann. Auf die ähnlich arbeitenden Finite-Element-Programme wird in dieser Literaturübersicht nicht eingegangen; obwohl eine Berechnung einer Platte auf elastischer Unterlage mit FE-Programmen ein leicht lösbares Problem darstellt, muß davon ausgegangen werden, daß von den Lagerherstellern auf absehbare Zeit solche relativ teuren und Speicherplatz-intensiven Programmsysteme nicht eingesetzt werden können.

Tathoff [99] entwickelte geschlossene Lösungen für Rechteckplatten aus Stahl, die auf Beton gelagert sind. Allerdings werden nur einige spezielle Belastungsfälle behandelt, ebenso bei Rauhaus [100], dessen Tabellen für elastisch gebettete Kreisplatten mit konstanter Dicke und Bettung nur Ringlasten und Krepelmomente berücksichtigen.

Vergleichende Berechnungen von endlichen und unendlich ausgedehnten Kreisplatten auf nachgiebiger Unterlage stellte Mittelman [101] an. Aus den Auswertungen ergab sich, daß eine Kreisplatte, deren Durchmesser das 8fache der charakteristischen Länge übersteigt, als unendlich angesehen werden kann, was die Berechnung stark vereinfacht. Bei praxisüblichen Lagerabmessungen liegt die charakteristische Länge  $L$  nach Gl. (2.6) im Bereich  $0,1 \cdot D_{Lp} \leq L \leq 0,25 \cdot D_{Lp}$ , also weit entfernt von den Voraussetzungen der unendlich ausgedehnten Platten.

Die Arbeit von Likar [102] behandelt sowohl Platten mit konstanter Dicke als auch im Zentrum verstärkte Platten. Die Lösung erfolgt durch Lord-Kelvin-Reihen. Allerdings sind nur für Einzellasten und konstante Bettung geschlossene Lösungen angegeben.

Die Berechnung durch Programme - wie das von Netzel [103] - ist im Prinzip nichts Neues, nur wurden hier einige Besonderheiten eingebaut. So rechnet das Programm wahlweise mit verschiedenen Bodenmodellen und begrenzt auch die Sohlpressungen, die beim Halbraum am Rand gegen unendlich gehen würden. Auch kann die Ribbildung in der Zugzone bei Stahlbetonplatten (Zustand II) berücksichtigt werden.

Berbalk [104] leitete ein Näherungsverfahren ab, das die Berücksichtigung veränderlicher Plattendicken und beliebiger, rotationssymmetrischer



Belastung ermöglicht. Die Aufstellung der Bestimmungsgleichungen für die unbekanntenen Schnittgrößen und Sohlldrücke erfolgt nach dem Deformationsprinzip, wobei gefordert ist, daß die Durchbiegung der Platte gleich der Senkung des Bodens ist. Berechnet werden sowohl Beispiele mit konstanter Bettung als auch auf elastisch-isotropem Halbraum.

Einige Arbeiten behandeln auch Kreisplatten, die nicht zentralsymmetrisch belastet sind, wie Naghdi [105] und Markus [106]. In diesem Zusammenhang werden aber nur zentralsymmetrische Probleme erfaßt.

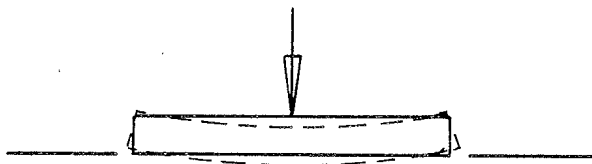
Hraby [107] untersucht randgelagerte Rechteckplatten auf elastischer Bettung. Dazu verwendet er Fourierreihen. Die Ränder können sowohl gelenkig gelagert wie auch fest eingespannt sein. Diese Fälle kommen bei Stahlbetongründungen häufig vor.

In seinem Buch stellt Kobarg [108] Programme zur Berechnung statischer Probleme mit Hilfe des Taschenrechners TI59 dar. Unter diesen Problemstellungen befindet sich auch ein Programm zur Berechnung elastisch gebetteter Kreisplatten unter Verwendung des Reduktionsverfahrens.

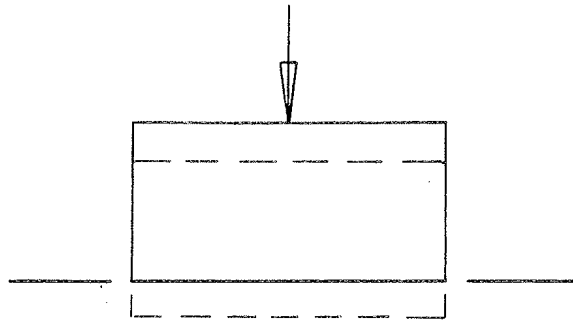
Bei der Disseration von Mühlmann [109] wird auch von der Gleichheit der Verformungen der beiden Subsysteme - Platte und Unterlage - ausgegangen. Die Verknüpfung findet wahlweise durch Verwendung der analytischen Lösung und des Differenzenverfahrens statt. Außerdem wird auch ein mögliches Abheben der Platte, daß heißt eine Verkleinerung der Kontaktfläche, berücksichtigt. Bei Problemen, die sich aus den Wechselwirkungen zwischen zwei elastischen Körpern ergeben, die sich unter Last berühren, spricht man von Kontaktproblemen.

Man unterscheidet drei Arten von Kontaktformen:

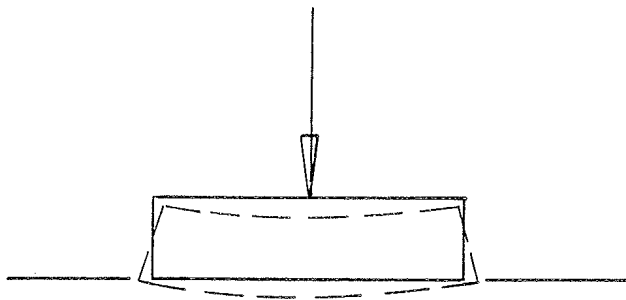
- 1) Kleiner werdende Kontaktfläche (z.B. durch Abheben)



2) Konstante Kontaktfläche (z.B. starrer Zylinder)



3) Größer werdende Kontaktfläche (z.B. durch Zugdehnung an der Plattenunterseite)



Bercea [110] beschreibt bei der Behandlung einer Näherungslösung die Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Schnittgrößen und der Verformungen im Zentrum. Da der Mittelpunkt der Platte ein singulärer Punkt ist, können die Ergebnisse in diesem Punkt nicht exakt bestimmt werden. Nach Bercea liefern Näherungsverfahren erst bei  $r > h$  zufriedenstellende Ergebnisse.

Im Gegensatz zu den hier vorgestellten dünnen Platten, erfordern dicke Platten, wo die Plattendicke gegenüber den anderen Abmessungen nicht vernachlässigbar ist, zusätzliche Voraussetzungen. Sie sind zum Beispiel bei Friemann [111] und Bosniakowski [112] zu finden.

Einige Veröffentlichungen enthalten Zusammenfassungen und Vergleiche von Berechnungsgrundlagen. In ihnen (zum Beispiel König/Sherif [113], Dimitrov [114] und DIN 4018 [115]) werden die heute gebräuchlichen Verfahren zur Berechnung der Sohlpressungsverteilung angegeben. Am einfachsten ist das Spannungstrapezverfahren zu handhaben, das deshalb auch meistens angewendet wird. Allerdings ergibt es nur geradlinige Sohlpressungsverteilungen. Beim Bettungsmodulverfahren kann sich, wie schon gesagt, jeder Punkt unabhängig von anderen, nur proportional zur Sohlpressung, senken. Das

StEIFEMODULVERFAHREN berücksichtigt gegenseitige Beeinflussung der "Bet-  
tungsfedern", so daß die Bodenpressung an einer Stelle eine Einsenkung an  
einer anderen Stelle hervorrufen kann. Außerdem werden noch Kombinationen  
der beiden zuletzt genannten Verfahren dargestellt und an Hand von Bei-  
spielen verglichen. Standardliteratur wie Hirschfeld [126] oder das Buch  
über Flächentragwerke von Girkmann [32] bringen über dieses spezielle  
Thema nicht Neues und werden deshalb nicht angeführt.

## 2.2 Theoretische Untersuchungen im nichtelastischen Bereich

In diesem Zusammenhang sind zunächst die stofflich nichtlinearen FE-Be-  
rechnungen von Kotsovos und Newmann zu dieser Problematik [127] und [128]  
zu nennen, die Parameterstudien an teilflächenbelasteten, unbewehrten  
Probekörpern (Scheiben und Zylinder) angestellt haben, deren Ergebnisse  
zumindest qualitative Aussagekraft besitzen.

Die Untersuchungen von Kotsovos in [128] haben zum Ergebnis, daß im  
Gegensatz zum ebenen Problem bei Zylindern nach Erreichen der Rißlast  
noch erhebliche Tragreserven vorhanden sind. Außerdem verkleinert sich  
mit zunehmender Last die Querdruckzone unter der Lastplatte. Dies kann  
nach den eigenen Versuchen zu [26] auch für bewehrte Betonzylinder be-  
stätigt werden.

Erfolgt die Belastung dieser Probekörper über unterschiedliche biegewei-  
che Systeme, so stellen Kotsovos und Newmann in [127] fest, daß die weiche  
Lasteinleitung die niedrigeren Bruchlasten liefert, wie nicht anders zu  
erwarten war. Eine reibungsfreie Fuge zwischen biegeweicher Lastplatte und  
Betonkörper erhöht die Traglast gegenüber den Fällen mit Reibungsbehinde-  
rung. Dieser Einfluß ist jedoch unbedeutender als der der Lastplatten-  
steifigkeit. Als weitere, wesentliche Feststellung der Autoren ist noch  
zu erwähnen, daß sich offensichtlich die Sohlpressungsverteilung mit stei-  
gender Last nur unwesentlich ändert. Dies kann durch die in Kapitel 5.6  
beschriebenen Druckfolienmessungen zu den eigenen Versuchen bedingt be-  
stätigt werden. Dabei ist jedoch zu beachten, daß die doppelte Gebrauchs-  
last dieser bewehrten Proben, bei der die Sohlpressungen zum zweiten Mal  
bestimmt wurden - die erste Messung erfolgte bei einfacher Gebrauchslast  
- wahrscheinlich der Bruchlast entsprechender unbewehrter Probekörper

entspricht. Bei dieser zweiten Messung waren vor allem bei den biegeweichen Lasteintragungen noch keine wesentlichen Lastumlagerungen zu registrieren. Unter diesen Gesichtspunkten kann also auch hier eine recht gute Übereinstimmung zwischen Versuch einerseits und stofflich nichtlinearer FE-Berechnung andererseits festgestellt werden.

Als Galilei [116] die Frage nach der Tragfähigkeit eines Balkens 1638 als erster zu beantworten versuchte, nahm er an, daß sich der "Widerstand" des Materials gleichmäßig über die von ihm angenommene Zugzone verteilt, und daß dieser "Widerstand" mit der Zugfestigkeit übereinstimmt. Offenbar erkannte Galilei, daß in einem Balken erst alle Tragfähigkeitsreserven mobilisiert werden müssen, bevor er endgültig zerstört werden kann. Diese Feststellung wird heute als selbstverständlich vorausgesetzt.

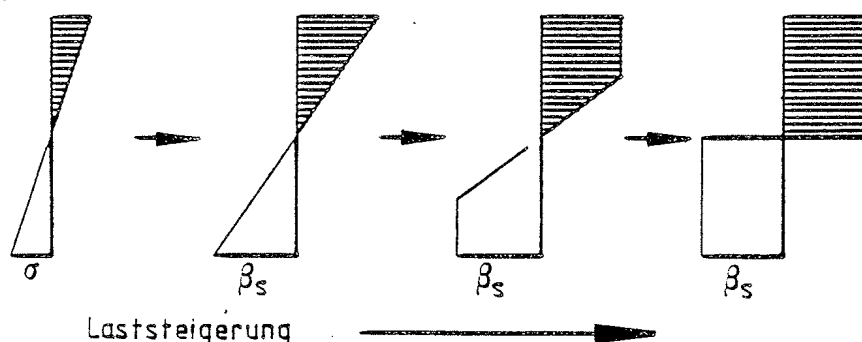


Abbildung 4: Plastifizierung eines Balkenquerschnitts

Nicht ganz so einfach sind die Verhältnisse bei Platten mit ihren zweidimensionalen Beanspruchungen zu erfassen. Zwar wurden mehrere Fließbedingungen (z.B. die Mises-Ellipse oder das Tresca-Sechseck) aufgestellt, die eine Grenze angeben, bei deren Überschreiten das Material ins Fließen, d.h. in den plastischen Bereich kommt.

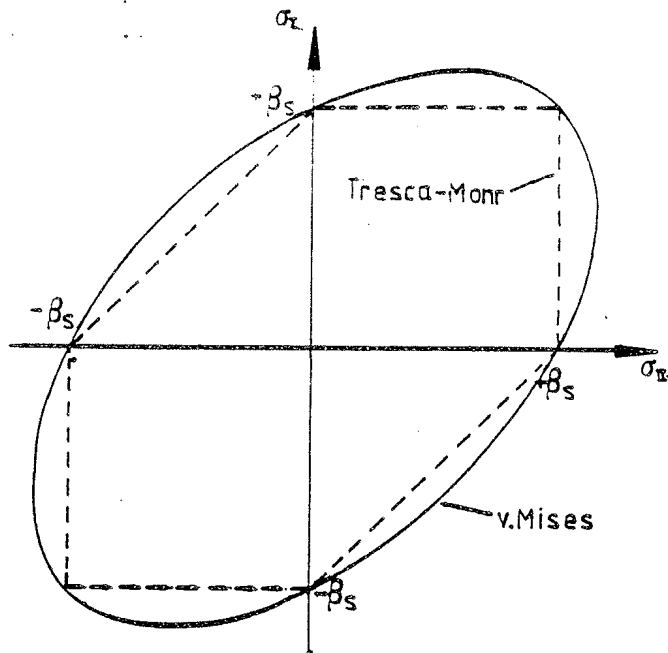


Abbildung 5: Fließbedingungen nach v. Mises und Tresca-Mohr

Die Größe der Plattenbiegungen im plastischen Bereich sind hingegen nicht so einfach zu bestimmen.

Versuche, die Verformungen und die Grenztragfähigkeit über die Krümmungsgeschwindigkeit oder durch Geschwindigkeitsfelder zu bestimmen, wie das Prager/Hodge [117], Prager [118] und Sawczuk/Jäger [119] versuchen, sind zu sehr auf Spezialfälle beschränkt oder zu aufwendig.

Reckling [120] stellt fest, daß bei Platten, im Gegensatz zu Balkentragwerken, das Fließen nicht auf diskrete Bereiche beschränkt ist, zwischen denen das Tragwerk im Zustand des voll ausgebildeten Fließens starr ist. Das liegt daran, daß selbst bei verschwindend kleiner radialer Dehnung im allgemeinen eine tangentielle Dehnung auftritt, sofern nicht die Änderung der Durchbiegung in radialer Richtung gleich Null ist. Mit anderen Worten:

Die Platte fließt überall dort wo  $w'(r) = 0$  ist.

Mysszkowski [121] stellt nichtlineare Differentialgleichungen für die Verformungen von Kreisplatten unter Berücksichtigung plastischer Bereiche auf. Er bestimmt auch die Grenzfläche zwischen dem elastischen und

plastischen Bereich. Vom gleichen Autor sind interessante Veröffentlichungen [122], [123] über Grenzlasten dünner Platten und über nichtlineare Probleme der Plattentheorie erschienen. Sie zu behandeln würde allerdings den Rahmen dieses Berichts sprengen. Bei näherem Interesse sei darauf verwiesen.

Allers leitet in [71] auf der Basis des Reduktionsverfahrens die theoretischen Grundlagen für die zentralsymmetrisch belastete Kreisplatte mit abschnittsweise unterschiedlicher Biegesteifigkeit her. Dabei können die Stoffgesetze des Lagerplattenstahls (bilinear) und die der Betonfedern (Parabel mit e-Funktion) stofflich nichtlinear berücksichtigt werden. Bezüglich des Stahlfließens ist die von-Mises-Fließbedingung eingearbeitet. Das nicht lineare Verhalten der Betonfedern wird diskretisiert nach dem Sekantenmodulverfahren berücksichtigt. Das dazu entwickelte, elektronische Rechenprogramm ist bereits auf relativ kleinen Tischrechnern (z.B. HP86) zu implementieren. Die exemplarische Nachrechnung von 2 biegesteifen und 2 biegeweichen Versuchen zeigt gute bis befriedigende Übereinstimmung von Versuch und Theorie.

Eine Methode, die Bruchlast von Flächentragwerken zu bestimmen, ist die sogenannte Bruchlinientheorie. Sie geht davon aus, daß die Bruchlast erreicht ist, wenn die ersten großen Risse in der Platte entstehen. Die Bruchlinientheorie beschränkt sich in ihrer Anwendung allerdings nur auf plattenförmige Bauteile aus Stahlbeton. Die Bruchlast kann in diesem Fall mit der Gleichung der inneren Arbeit bestimmt werden. Durch Verwendung von gerippten Baustählen mit hoher Fließgrenze und ausreichender Bewehrungsmenge, sind die Voraussetzungen der Bruchlinientheorie nicht mehr erfüllt, da sich keine großen Risse mehr ausbilden können, bevor die Platte zerstört wird.

### 2.3 Durchgeführte Versuche an bewehrten und unbewehrten Probekörpern mit weicher und steifer Lasteintragung

Die Teilflächenpressung bei Bruchlast  $\sigma_{1u}$  im ebenen Fall läßt sich nach Versuchen von Bauschinger an Sandsteinquadern mit der Beziehung

$$\sigma_{1u} = \beta_p \cdot \sqrt[3]{\frac{A}{A_1}}$$

berechnen. Für das räumliche Problem nimmt die aufnehmbare Pressung  $\sigma_{1u}$  mit wachsendem Verhältnis  $A/A_1$  jedoch stärker zu und kann mit Gleichung (5) beschrieben werden.

$$\sigma_{1u} = \beta_p \cdot \sqrt{\frac{A}{A_1}}$$

Diese Beziehung, die auch in DIN 1045 Gl. (9) Eingang gefunden hat, basiert u.a. auf Versuchen von Spieth [37], [38] an bewehrten und unbewehrten, kreiszylindrischen Betonkörpern. Dieser Autor stellt fest, daß eine verbesserte Betonfestigkeit nicht in gleichem Verhältnis eine Erhöhung der Bruchlast bewirkt. Versuche an wandbewehrten Proben ergeben gegenüber den unbewehrten Betonkörpern nur unwesentliche Bruchlaststeigerungen. Durch einen im Verhältnis zur Lastfläche zu großen Wendeldurchmesser kommt es zu einem grundbruchartigen Ausweichen des Betons neben der Lastplatte, und die Wendel wird nicht zum Mittragen aktiviert. Spieth schlägt vor, die Traglaststeigerung, die sich aus der Querbewehrung ergibt, durch einen kleineren Sicherheitsbeiwert zu berücksichtigen.

Durch Versuche an teilflächenbelasteten Leichtbetonkörpern untermauert Heilmann [36] die Annahme von Spieth, daß die Bruchspannung  $\sigma_{1u}$  unbewehrter Proben ungefähr der Betonzugfestigkeit proportional ist.

Wurm und Daschner untersuchen in [33] bis [36] den Einfluß der Bewehrungsmenge und -form auf die Bruchlast teilflächenbeanspruchter Betonprismen mit quadratischer Grundfläche. Für unbewehrten Beton wird Gleichung (5) bestätigt. Als günstigste Bewehrungsart zeigt sich eine Wandbewehrung, die gleichmäßig über den Einleitungsbereich verteilt ist. Diese Bewehrungsanordnung weist auch nach Erreichen der Höchstlast ein zähes Verhalten der Versuchskörper auf. Ein ähnlich gutes Tragverhalten bewirken quer

zur Lastrichtung eingelegte Betonstahlgitter. Sie werden durch die gleichmäßige Verteilung über den Querschnitt eher als eine außenliegende Wendel zum Mittragen aktiviert und reduzieren daher auch die Lastplatteneindrückung. Die gleichen Verfasser untersuchen den Einfluß der Bewehrungsmenge auf die Bruchlast bei ebener Lastausbreitung. Sie erachten einen Sicherheitsfaktor von 1,75 als ausreichend, da durch die Spaltzugbewehrung ein schlagartiger Bruch vermieden wird.

Tung Au und Baird [130] sowie Hawkins [53] beschreiben anhand von Versuchen ein Bruchmodell für unbewehrten Beton. Unter der Lastplatte bildet sich ein Spaltkegel aus, dessen Spitze etwa in einem Abstand entsprechend der Lastplattenbreite von der Betonoberkante liegt. Die durch diesen Keil verursachten Querspannungen spalten den Betonkörper auf.

Aus den Untersuchungen von Tung Au/Baird, Niyogi [131] bis [133] und Williams [134] geht hervor, daß Probenhöhen  $h < 1,5 \cdot a$  eine Traglaststeigerung bewirken. Dieser Effekt beruht auf der Querdehnungsbehinderung am lastfernen Probenende.

An Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm untersucht Niyogi [132] den Einfluß einer Querbewehrung auf die Bruchspannung. Aus unterschiedlichen Kombinationen der Wendellänge, Ganghöhe und des Wendeldurchmessers ergibt eine über die ganze Probenhöhe angeordnete Bewehrung die höchste Traglaststeigerung und das günstigste Rißverhalten. Aus Versuchen mit  $A/A_1$  von 4 bis 32 leitet Niyogi folgende Formel für die Traglaststeigerung  $k$  bewehrter Betonwürfel gegenüber unbewehrten ab:

$$k = 1 + 0,55 \cdot p$$

mit  $p = \text{Bewehrungsvolumen/Volumen des Einleitungsbereiches}$

Die Auswertung der Versuche zu [33] bis [36], bei denen in Art und Menge unterschiedlich bewehrte Betonprismen und -scheiben bis zum Bruch belastet wurden, läßt sich hinsichtlich einer möglichen Erhöhung der zulässigen Teilflächenpressung bei Berücksichtigung der Bewehrung auf den folgenden, gemeinsamen Nenner bringen:



- Die wirksamste Art der Spaltzugbewehrung ist die endverschweißte Wendel.
- Die Bruchlast teilflächenbelasteter Stahlbetonproben läßt sich nur bis zu einem gewissen Grade durch die Menge der eingelegten Spaltzugbewehrung erhöhen; darüber hinaus bleibt die Bruchlast weitgehend konstant, da diese vor Versagen der Wendelbewehrung durch grundbruchartiges Versagen des Betons unterhalb der Lastfläche eintritt.
- Im Bereich praxisrelevanter Bewehrungsprozentsätze ist die Steigerung der Bruchlast der wendelbewehrten Proben gegenüber den unbewehrten weitgehend linear mit dem Bewehrungsprozentsatz.
- Die relativen Bruchlaststeigerungen gegenüber den unbewehrten Proben  $(F_{u,bew}/F_{u,unbw}-1) \cdot 100 \%$  ist mit guter Näherung unabhängig vom Teilflächenverhältnis für alle Bewehrungsprozentsätze.  
Vergleiche dazu auch Anlage 110 in Verbindung mit 104.

In ähnlicher Art und Weise lassen sich auch die umfangreichen Untersuchungen zu [51] bis [54] und [131] bis [135] gemeinsam auswerten. Diese Versuche wurden an unbewehrten Prismen durchgeführt und über stählerne Lasteintragungssysteme belastet. Wählt man einen Systemsteifigkeitsfaktor  $K_S$ , der wie folgt definiert wird

$$K_S = \frac{2 \cdot H_{LP}}{D_{LP}} \cdot \frac{D_D}{D_B}$$

und trägt über dieser unabhängig Variablen die prozentuale Bruchlaststeigerung gegenüber  $K_S = 0$  mit  $H_{LP} = 0$  auf der Ordinate auf, dann ergibt sich ein Zusammenhang nach dem Diagramm der Anlage 34.

Der Schluß, der hieraus zu ziehen ist, ist der, daß im praxisüberlichen Bereich die Biegesteifigkeit des Lasteintragungssystems - wenn  $D_B$  konstant gehalten wird, kommen im Systemsteifigkeitsfaktor  $K_S$  nur noch Lagerabmessungen vor - großen Einfluß auf die Bruchlast unbewehrter Betonprismen hat (bis zu ca. 225 %).

### 3. Vorversuche

#### 3.1 Zweck der Vorversuche

Im Hinblick auf die umfangreichen und aufwendigen Hauptversuche waren vorab folgende Punkte durch Vorversuche in verkleinertem Maßstab mit relativ geringem Meßaufwand zu klären:

- 1) Nach welchem Berechnungsverfahren ist die erforderliche Biegesteifigkeit der Lagerplatten zu ermitteln?
- 2) Wie sind die Druckstückdurchmesser festzulegen?
- 3) Welche Teilflächenverhältnisse  $A/A_1$  sind zu wählen, um einen möglichst großen, praxisüblichen Bereich abzudecken?
- 4) Sollten die Hauptversuche mit oder ohne die nach DIN 1045 immer geforderte Mindest-Längsbewehrung durchgeführt werden?
- 5) Nach welchen Überlegungen sollte die Spaltzugbewehrung berechnet werden?
- 6) Wie sind die Betondehnungsaufnehmer zur Bestimmung des Dehnungszustandes der Auflagerbereiche zu dimensionieren, um auch bei Annäherung an den Bruchzustand noch sinnvolle Werte zu liefern?

#### 3.2 Probekörper

Im Rahmen der Vorversuche wurde die erforderliche Lagerplattendicke für das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 4$  unter der Annahme gleichmäßiger Pressenverteilung von der Beton- und der Druckstückseite her berechnet, wobei eine Lastausbreitung unter  $45^\circ$  vom Druckstück bis zur Plattenmittelebene zugrunde gelegt wurde. Der Druckstückdurchmesser wurde so bemessen, daß die zulässige Pressung im Druckstück gleichzeitig mit der zulässigen Biegespannung der Lagerplatte erreicht wurde. Diese Überlegung führt zu der folgenden Bestimmungsgleichung für die erforderliche, durchmesserbezogene Lagerplattendicke:

$$x^2 \cdot (10,67 + 0,7 \cdot y) + 1,4 \cdot x \cdot y \cdot z^{0,5} + 0,7 \cdot y \cdot (z-1) + 5,2 \cdot y \cdot \ln(x+z^{0,5}) \stackrel{!}{=} 0$$

wobei bedeutet:  $x = H_{LP}/D_{LP} =$  bezogene Lagerplattendicke

$$y = \text{zul } \sigma_1 / \text{zul } \sigma_{LP}$$

$$z = \text{zul } \sigma_1 / \text{zul } \sigma_p$$

mit

$\text{zul } \sigma_1$  = zulässige Teilflächenpressung nach DIN 1045

$\text{zul } \sigma_{LP}$  = zulässige Platten-Biegespannung

$\text{zul } \sigma_p$  = zulässige bzw. vorhandene Druckstückpressung

Der Druckstückdurchmesser läßt sich nach Lösung der vorherigen Bestimmungsgleichung berechnen zu

$$d_D = \sqrt{z} \cdot D$$

Werden Lagerplatte und Druckstück so bemessen, dann führt dies zu der geringsten, nach den bisher üblichen Bemessungsverfahren gerade noch zulässigen Biegesteifigkeit des Lastplattensystems und somit im Hinblick auf die Hauptversuche zu der sinnvollsten Bestimmungsgleichung für die Parameter "Plattensteifigkeit" und "Druckstückdurchmesser". Die für das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 4$  auf diese Weise bestimmten, durchmesserbezogenen Abmessungen wurden auch für das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1$  beibehalten, und die Plattendicke somit bewußt um 30 % überdimensioniert, um den Einfluß der Biegesteifigkeit auf die Bruchlasten abschätzen zu können.

Die Frage Nr. 3 wurde bereits in Abschnitt 2 beantwortet. Die Frage Nr. 4 betreffend muß festgehalten werden, daß eine nach DIN 1045 eingelegte Mindest-Längsbewehrung (0,8 % des statisch erforderlichen Querschnitts) die Bruchlasten in Abhängigkeit vom Teilflächenverhältnis  $A/A_1$  mehr oder weniger günstig beeinflussen kann, sofern im Verankerungsbereich der Längsbewehrung die geforderten zusätzlichen Verbügelungsmaßnahmen getroffen werden. Deshalb wurden 3 Proben längs bewehrt und dadurch zusätzlich verbügelt. Die Ganghöhe der Wendel wurde entsprechend verringert, um den Einfluß dieser Parameter auf das Bruchverhalten untersuchen zu können.

Das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1$  erfordert rein rechnerisch keine Spaltzugbewehrung, auch nicht bei biegeweicher Lasteinleitung, da nach den einschlägigen Bestimmungen zur Ermittlung der Plattendicke und der Spaltzugkraft von einer gleichmäßigen Pressungsverteilung ohne Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse Lasteinleitungssystem/Auflagerbank auszugehen ist. Nach Bechert (z.B. BK 75) berechnet sich die abzudeckende Spaltzugkraft für rotationssymmetrische Systeme zu

$$Z = 0,21 \cdot (1 - D_{LP}/D_B) \cdot F_V$$

wobei für  $F_V = \text{zul } F_V$

aus der zulässigen Teilflächenpressung zu setzen ist.

Da die Spaltzugspannungen in etwa dreieckförmig über eine Höhe von ca.  $H = D_B$  verteilt sind und die Spitzenwerte abgedeckt sein sollten, wurden die Proben auf der Grundlage dieser Überlegungen und Berechnungen für  $Z = 2 \cdot Z$  gleichmäßig verteilt über

$$H = D_B$$

mit Wendeln aus BSt 220/340 GU bewehrt. In den Fällen, in denen sich rein rechnerisch keine Spaltzugkraft ergab, wurde ersatzweise eine Mindestbewehrung von  $50 \text{ kg/m}^3$  eingelegt. Eine Probe für das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 4$  war ganz unbewehrt, um auch diesen Fall in der Parameterstudie erfaßt zu haben. Wie aus der Zusammenstellung der Anlagen 1 bis 4 hervorgeht, wurden im Rahmen der Vorversuche insgesamt 10 Proben geprüft.

### 3.3 Versuchstechnik

Die Betondehnungsaufnehmer (BDA) aus Aluminium zur Bestimmung des Dehnungszustandes der Auflagerbereiche wurden vom Querschnitt und der Materialfestigkeit her so dimensioniert, daß sie rein rechnerisch in etwa das gleiche Last-Verformungsverhalten zeigen mußten wie der durch sie verdrängte Betonquerschnitt. Inwieweit dies gelungen ist, läßt sich aus der Anlage 6 ableiten, wo die Last-Verformungskurven der Manteloberfläche (über Induktivaufnehmer mit einer Meßlänge von  $L_m = 150 \text{ mm}$ ) und der Zylinderachse (über BDA auf DMS-Basis mit einer Meßlänge von  $L_m = 30 \text{ mm}$ ) gegenübergestellt sind. Bei dem Versuch handelt es sich um eine E-Modul-Bestimmung an einem Zylinder  $\varnothing 150 \text{ mm}$  mit einer Höhe von  $H = 450 \text{ mm}$ . Wie man sieht, stimmen beide Diagramme auch bei Annäherung an den Bruchzustand noch recht gut überein, wodurch die Anwendbarkeit des gewählten Meßverfahrens und die richtige Dimensionierung des BDA-Querschnitts belegt sein dürften.

Der Versuchsaufbau ist den Bildern 1 bis 4 der Anlagen 14 und 15 zu entnehmen. Die Lagerplatten waren mittels Kunstharzausgleichsschicht auf die Betonzylinder gemörtelt. Die Vertikalverformungen wurden an insgesamt 8 Mantellinien in 2 und an insgesamt 4 DMS-Meßstellen in der Zylinderachse in 4 verschiedenen Niveaus gemessen - die horizontale Aufweitung dagegen über Meßbügel an nur 2 Durchmessern.

Die Laststeigerung erfolgte in Laststufen von  $\Delta F = 30$  kN bei  $A/A_1 = 1$  bzw.  $\Delta F = 15$  kN bei  $A/A_1 = 4$ ; die Messungen wurden nach einer Standzeit von im Mittel ca. 4 Minuten durchgeführt.

Bei ca. 70 % der erwarteten Bruchlast erfolgte die Umschaltung der Maschine von Kraft- auf Wegsteuerung.

### 3.4 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in den Anlagen 1 bis 16 zusammengefaßt, wobei die Anlage 1 Erläuterungen zu den tabellarischen Zusammenstellungen der Anlagen 2 und 3 und die Anlage 3 die Vergleichsmöglichkeiten mit den Vergleichsmerkmalen zwischen den Versuchen beinhaltet. Die Erläuterungen der Anlage 5 beziehen sich auf die Verformungsdiagramme der Anlagen 6 bis 13. Die Anlagen 14 und 15 enthalten Bilder von den Versuchen nach dem Bruch. Deutlich ist z.B. auf dem Bild 5 die plastische Verformung der Lagerplatte und das Versagen der Probe im Spaltzugbereich zu erkennen, wogegen die Platten der Teilflächenversuche mit  $A/A_1 = 1$  in keinem Fall ins Fließen kamen. Diese Proben gingen alle im unteren Drittel, also nicht im Spaltzugbereich zu Bruch. Dies ist wahrscheinlich dadurch zu erklären, daß die Proben umgekehrt in die Maschine eingebaut als sie betoniert wurden, wodurch der schlechtere Beton nach unten (in den Bruchbereich) zu liegen kam und somit das Gütegefälle von oben nach unten einen größeren Einfluß auf die Höhe der Bruchlast hatte als die Spaltzugspannungen zufolge biegeweicher Lasteinleitung. Lediglich bei der Probe Nr. 4 war es so, daß sie fast gleichzeitig oben und unten Risse zeigte, dann jedoch ebenfalls unten zu Bruch ging. Da diese Zusammenhänge von großer Bedeutung im Hinblick auf die bei den FE-Berechnungen einzugebenden Materialkonstanten (Steifigkeits- und Festigkeitsgefälle in Abhängigkeit von der Lage im Betonkörper) sind, wurden diese Abhängigkeiten im Rahmen von Zusatzversuchen untersucht.

Dazu wurden mehrere Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm, einer Betonierhöhe von 1200 mm und der Betonrezeptur nach Anlage 48 (B 25) hergestellt und nach Erhärtung in 300 mm hohe Zylinder zerschnitten, die im Alter von 28 Tagen dem E-Modul Versuch nach DIN 1048 mit anschließender Bestimmung der Bruchfestigkeit unterworfen wurden. Die so entstandene Punktwolke aus insgesamt 23 Versuchen - die Ergebnisse der E-Modulbestimmung und die Zylinderfestigkeit sind in Anlage 16 in Abhängigkeit von der Betonierhöhe aufgetragen - wurde mit Hilfe der linearen Regressionsanalyse untersucht. Das Ergebnis dieser Analyse besagt, daß z.B. der E-Modul an der Betonoberfläche  $E_0 = 22300 \text{ MN/m}^2$  beträgt, und in 1000 mm unterhalb der Oberfläche auf  $E_{1000} = 26600 \text{ MN/m}^2$ , also um 19 % angewachsen ist. Die entsprechenden Zylinderfestigkeiten steigen von  $\beta_{c0} = 23 \text{ MN/m}^2$  auf  $\beta_{c1000} = 25,3 \text{ MN/m}^2$ , was einer Steigerung von 10 % entspricht. Diese Ergebnisse sind jedoch nur als Tendenzen zu werten, da eine sehr große Streubreite vorliegt und die gewählte Versuchsanzahl nach den Gesetzen der mathematischen Statistik nicht abgesichert ist.

Aus den schematischen Zusammenstellungen der Anlage 4 lassen sich im Rahmen dieser Vorversuche folgende Schlüsse ziehen:

- 1) Die Biegesteifigkeit des Lasteinleitungssystems hat mehr (bis zu 28 %) oder weniger ( $0 \% \leq \Delta p \leq 6 \%$ ) großen Einfluß auf die Bruchlasten (Versuche 1 u. 2, 3 und 4, 7 u. 8, 9 u. 10, 7 u. 10).  
Dabei ist zu berücksichtigen, daß bei den Versuchen 1 bis 5 die Plattensteifigkeit bewußt um den Faktor 2,25 zu hoch gewählt wurde.
- 2) Erhöhung der Spaltzugfestigkeit bei  $A/A_1 = 1$  um ca. 30 % bringt eine Bruchlaststeigerung von ca. 4 %, eine entsprechende Erhöhung dagegen bei  $A/A_1 = 4$  hat keinen Einfluß auf die Bruchlast (Versuche 1 u. 5, 8 u. 10):
- 3) Eine Erhöhung der Längsbewehrung von  $\mu_L = 0,16 \%$  auf  $\mu_L = 0,96 \%$  steigert die Bruchlast bei  $A/A_1 = 1$  um bis zu 31 %, dagegen bei  $A/A_1 = 4$  nur noch um 10 % (Versuche 1 u. 3, 2 u. 4, 7 u. 9).

- 4) Nach der bekannten Teilflächenformel müßten sich die Bruchlasten in allen Fällen wie 1:2 verhalten (Versuche mit  $A/A_1 = 4$  zu entsprechenden  $A/A_1 = 1$ ). Tatsächlich verhalten sich die Ergebnisse der Versuche mit den steifen Lasteinleitungssystemen (Versuche 1 u. 8, 5 u. 10) wie ungefähr 1:1,53, wogegen die weiche Lasteinleitung Verhältnisse von 1:1,80 (Versuch 2 u. 7) bis 1:2,15 (Versuche 4 u. 9) liefert. Dabei wurde die geringere Betonfestigkeit der Proben 1 bis 5 mit dem Faktor 0,90 berücksichtigt.
- 5) Ein Vergleich der Versuche 6 und 8 zeigt, daß die Probe mit einer Längsbewehrung von 0,16 % und einer Spaltzugbewehrung von 0,44 % eine um 23 % höhere Bruchlast bringt als eine unbewehrte; dabei dürfte die eingelegte Längsbewehrung mit ca. 2 % an der Steigerung beteiligt sein (aus Versuchen 7 u. 9 mit 8 u. 10).
- 6) Die untersuchten Parameter beeinflussen sich im wesentlichen nicht und lassen sich somit additiv überlagern. Dies soll an folgenden Beispielen exemplarisch gezeigt werden:
- α) Versuche 7 u. 10 (Erhöhung der Spaltzugbewehrung und gleichzeitig steife Lasteinleitung gegenüber einer weichen)
- $$\Delta p = (255/200 - 1) \cdot 100 = 20 \%$$
- Aus den Versuchen 9 u. 10 folgt die Bruchlaststeigerung zufolge Erhöhung der Spaltzugbewehrung zu
- $$\Delta p_1 = 0 \%$$
- und aus den Versuchen 7 u. 8 die entsprechende Steigerung aus der Biegesteifigkeit des Lasteinleitungssystems zu
- $$\Delta p_2 = 28 \%$$
- woraus folgt
- $$\text{ges } \Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 = 28 \% > 20 \%$$

β) Entsprechend folgt für die Versuche 2 u. 5:

$$\Delta p = (355/320-1) \cdot 100 = 11 \%$$

$$\text{Versuche 1 u. 5: } \Delta p_1 = 4 \%$$

$$\text{Versuche 1 u. 2: } \Delta p_2 = 6 \%$$

$$\text{ges } \Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 = 10 \% \approx 11 \%$$

γ) Ein Vergleich der Versuche 6 u. 7 ergibt:

$$\Delta p = (200/208-1) \cdot 100 = -7 \%$$

Versuche 6 u. 8:

$$\Delta p_1 = (255/208-1) \cdot 100 = +23 \%$$

Versuche 7 u. 8:

$$\Delta p_2 = (1-255/200) \cdot 100 = -28 \%$$

$$\text{ges } \Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 = -5 \% \approx -7 \%$$

Diese vergleichenden Betrachtungen ließen sich noch fortführen, würden jedoch im Hinblick auf die Hauptversuche keine wesentlich neuen Erkenntnisse mehr bringen. Die Gegenüberstellung zeigte, daß die Ergebnisse in einem sinnvollen Verhältnis zueinander stehen und als Grundlage für die Dimensionierung und Bemessung der Hauptversuche, die in Kapitel 5 durchgeführt wird, dienen können.



## 4 Theoretische Berechnungen mit dem nichtlinearen FE-Programm ADINA

### 4.1 Allgemeines

Am Rechenzentrum der Universität Karlsruhe steht seit Anfang des Jahres 1980 das FE-Rechenprogramm "ADINA" zur Berechnung räumlicher Spannungs- und Verformungszustände für die Lösung statischer und dynamischer Probleme zur Verfügung. Es kann sowohl für lineare als auch für nichtlineare Berechnungen angewendet werden; dabei ist sowohl die Berücksichtigung geometrischer (Theorie II. Ordnung) als auch materialabhängiger Nichtlinearitäten möglich. Das Programm verfügt über 8 Elementtypen mit verschiedenen Materialgesetzen. Für die durchgeführten Berechnungen wurden ausschließlich rotationssymmetrische Elemente verwendet.

#### a) Das zweidimensionale Element

Dieses Element ist ein isoparametrisches Element mit 4 bis 8 Knoten. Jedem Knoten sind zwei Verschiebungs-Freiheitsgrade zugeordnet. Zur Beschreibung der Materialeigenschaften stehen folgende Materialgesetze zur Verfügung:

- 1) Isotrop linear elastisch
- 2) orthotrop linear elastisch
- 3) isotrop thermo-elastisch
- 4) ein linear orthotropes Materialgesetz für Stoffe, deren Materialverhalten sich durch einen beliebigen Zusammenhang zwischen kubischer Dilatation und Kompressionsmodul beschreiben läßt
- 5) ein Beton Modell
- 6) elastisch-plastisch mit von Mises und Drucker-Prager Fließbedingungen
- 7) ein thermo-elastisch-plastisches Gesetz mit Berücksichtigung von Kriech- und Temperatur-Spannungen
- 8) ein hyperelastisches, inkompribibles Materialgesetz für gummiähnliche Stoffe

b) Das Ring Element

Dieses Element kann ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht werden und hat einen Freiheitsgrad. Es kann in Verbindung mit folgenden Materialeigenschaften angewendet werden:

- 1) linear-elastisch
- 2) nichtlinear-elastisch  
(Spannungs-Dehnungsbeziehung stückweise linear)
- 3) thermo-elastisch
- 4) elastisch-plastisch
- 5) elastisch-plastisch mit Berücksichtigung von Kriech- und  
Temperaturspannungen

Die Gleichgewichtsbedingungen werden bei Berücksichtigung geometrischer und materialbedingter Nichtlinearität in inkrementeller Form angeschrieben. Zu einer beliebigen Zeit mit einem Zeitschritt  $t$  gilt:

$$[M] \cdot \ddot{u}(t+\Delta t) + ([k_t^{O,L}] + [k_t^{O,NL}]) \cdot u = R(t+\Delta t) - F_t^O$$

Dabei ist

$[M]$	Massenmatrix
$[k_t^{O,L}]$	Steifigkeitsmatrix zur Zeit $t$ für lineare Dehnungen
$[k_t^{O,NL}]$	Steifigkeitsmatrix zur Zeit $t$ für nichtlineare Dehnungen
$R(t+\Delta t)$	Vektor der äußeren Kräfte zur Zeit $t+\Delta t$
$F_t^O$	Vektor der Knotenkräfte, die den Element-Spannungen zur Zeit $t$ entsprechen
$\ddot{u}(t+\Delta t)$	Vektor der Knotenpunktbeschleunigungen
$u$	Vektor der inkrementellen Knotenpunktverschiebungen

Die Lösung der Gleichung erfolgt durch schrittweise Integration. Zur Verbesserung der Ergebnisse können in den einzelnen Zeitschritten Gleichgewichtsiterationen ausgeführt werden.

#### 4.2 Materialgesetze

Für die Nachrechnung der durch unterschiedliche Lastplattensysteme teilflächenbelasteten, wendelbewehrten Betonkörper sind für die Darstellung des Materialverhaltens vor allem das "Beton Modell" (Material 5) für die Betonkörper bzw. das bilineare, elastisch-plastische Materialgesetz (Material 6) für die Stahlplatten und die Wendelbewehrung von Interesse [12,13].

##### a) Das ADINA Beton-Modell

Das ADINA Beton-Modell [1] ist im wesentlichen durch 3 Eigenschaften gekennzeichnet:

- 1) eine nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung
- 2) Grenzflächen für die dreiaxiale Betonfestigkeit für Druck- und Zugbeanspruchung
- 3) die Möglichkeit zur Beschreibung des Materialverhaltens nach Zug- bzw. Druckversagen.

zu 1) Das nichtlineare, einaxiale Spannungs-Dehnungsverhalten ist in Anlage 17 für konkrete Materialkennwerte dargestellt und Versuchswerten von Kupfer u.a. gegenübergestellt.

Für  $t_v > 0$  (Zug) gilt:

$$t_v = \tilde{E}_0 \cdot t_e$$

Für  $t_v \leq 0$  (Druck) gilt:

$$\frac{t_v}{\sigma_c} = \frac{(\tilde{E}_0 / \tilde{E}_s) (t_e / e_c)}{1 + A (t_e / e_c) + B (t_e / e_c)^2 + C (t_e / e_c)^3}$$

wobei

$$A = \left[ \frac{\tilde{E}_0}{\tilde{E}_u} + (p^3 - 2p^2) \frac{\tilde{E}_0}{\tilde{E}_s} - (2p^3 - 3p^2 + 1) \right] / \left[ (p^2 - 2p + 1) p \right]$$

$$B = \left[ 2 \cdot \frac{\tilde{E}_0}{\tilde{E}_s} - 3 \right] - 2A$$

$$C = \left[ \left( 2 - \frac{\tilde{E}_0}{\tilde{E}_s} \right) + A \right]$$

$$\tilde{E}_s = \tilde{\sigma}_c / \tilde{e}_c$$

$$p = \tilde{e}_u / \tilde{e}_c$$

$$\tilde{E}_u = \tilde{\sigma}_u / \tilde{e}_u$$

mit

$t_e$	=	einaxiale Dehnung
$E_0$	=	einaxialer Tangentenmodul
$E_s$	=	einaxialer Sekantenmodul, $E_s = \sigma_c / e_c$
$E_u$	=	einaxialer Sekantenmodul, $E_u = \sigma_u / e_u$
$\sigma_c$	=	maximale, einaxiale Druckspannung
$\sigma_u$	=	einaxiale Druckspannung beim Versagen
$e_c$	=	einaxiale Dehnung bei $\sigma_c$
$e_u$	=	einaxiale Dehnung bei $\sigma_u$
$t_\sigma$	=	einaxiale Spannung zur Zeit t

Die Form der oben angegebenen ADINA Spannungs-Dehnungsbeziehung ist sehr stark von den Versagensarten  $\epsilon_u$ ,  $\sigma_u$  abhängig (siehe Anlage 18), für die in der Regel keine gesicherten Werte vorliegen [3].

Deshalb ist bei der Wahl der Eingangswerte  $E_0$ ,  $e_c$ ,  $\sigma_c$ ,  $e_u$ ,  $\sigma_u$  darauf zu achten, daß die damit festgelegte Spannungs-Dehnungs-Kurve in ihrem ansteigenden Ast mit entsprechenden Versuchsdaten übereinstimmt (siehe dazu Anlage 17).

zu 2)u.3) Bei mehraxialer Beanspruchung wird die maximal aufnehmbare Spannung sowohl für Druck- als auch für Zugversagen in Abhängigkeit von den 3 Hauptspannungen aus Grenzflächen ermittelt (Anlagen 19 und 21).

Die dreiaxiale Betondruckfestigkeit läßt sich in ADINA durch 6 Grenzlinien aus je 2 Geradenstücken mit 18 diskreten Werten bestimmen. Dabei ist  $\sigma_{p3}$  die betragsmäßig größte Hauptdruckspannung. Die Geradenstücke können beliebig an Versuchswerte angeglichen werden (Anlage 19).

Hat das Programm die 3 Hauptspannungen jedes Integrationspunktes, eines Elementes ermittelt, kann die jeweils aufnehmbare maximale Hauptdruckspannung berechnet werden. Aus dem Verhältnis dieses Wertes zur einaxialen Druckfestigkeit ergibt sich der Skalierungsfaktor  $\gamma_1$ , mit dem aus dem einaxialen Spannungs-Dehnungs-Verlauf das  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm für die mehraxiale Beanspruchung gewonnen wird (Anlage 20). Mit dem Eingabewert  $\gamma$  ist eine zusätzliche Verzerrung dieses Diagramms möglich, das für alle drei Hauptspannungsrichtungen gültig ist.

Druckversagen (crushing) wird von ADINA angezeigt, sobald die maximale Hauptdruckspannung  $\sigma_{p3}$  eine der Grenzflächen erreicht.

Danach nehmen die aufnehmbaren Spannungen bei wachsenden Dehnungen ab (strain-softening). Wird  $\epsilon_u$  erreicht, verliert das Material seine Steifigkeit, d.h. alle Spannungen werden zu null.

Ein Zugversagen (cracking) des Materials tritt dann ein, wenn die Grenzflächen nach Anlage 21 überschritten werden.

Diese Flächen werden von der Eingabeseite her lediglich durch die Zugfestigkeit  $\sigma_t$  bestimmt. Bei mehraxialem Zug bleibt die einaxiale Zugfestigkeit  $\sigma_t$  unverändert. Im Druck-Zug-Bereich wird die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von den Druckspannungen durch lineare Interpolation ermittelt. Dabei wird, sobald die größte Druckspannung die Druckfestigkeit  $\sigma_c$  erreicht, die Zugfestigkeit  $\sigma_t' = 0$ .

Wird die vorhandene Zugspannung größer als die Zugfestigkeit  $\sigma_t$ , werden die Schub- und Normalspannungen entlang bzw. normal zur Rißfläche reduziert. Diese Verringerung kann durch konstante Faktoren  $\eta_s$  und  $\eta_n$  gesteuert werden.

Die Poisson-Zahl wird für das ADINA-Betongesetz als konstant angenommen. Werte größer oder gleich 0,5 sind unzulässig.

#### b) Stahl

Zur Beschreibung des Materialverhaltens der Stahlplatten und der Bewehrung kann ein bilineares elastisch-plastisches Materialgesetz (Anlage 22), das durch den Elastizitätsmodul  $E$ , die Fließspannung  $\sigma_y$  und den E-Modul  $E_T$  im Verfestigungs- bzw. Fließbereich bestimmt ist, verwendet werden.

#### 4.3 Modellabbildung und Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für die Versuchskörper

Wie bereits erwähnt, wurden für die durchgeführten Vergleichsrechnungen ausschließlich rotationssymmetrische 2/D- und Ring-Elemente zur Modellabbildung verwendet. Ziel bei der Modellabbildung war es, das Elementgitter so festzulegen, daß mit ausreichend genauen Ergebnissen zu rechnen ist, ohne daß der Rechenzeitaufwand zu groß wird. Die gewählte Modellabbildung des Betonkörpers ist in Anlage 23 dargestellt. Der Betonkörper wurde mit 168 2/D-Elementen abgebildet, und als Materialgesetz zuerst eine nicht-lineare, dreiaxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet, die in etwa den von Khan und Saugy experimentell gefundenen Werten entspricht (Anlage 19). Dieses Betongesetz erwies sich jedoch als zu konservativ (siehe auch [3]) und es wurde deshalb für die weiteren Berechnungen mit den von Launay und Gachon angegebenen Werten gerechnet (Anlage 32). Die Grenzlinien für  $\alpha > 1,4$  wurden extrapoliert, da für diesen Bereich bis jetzt keine Versuchsergebnisse vorliegen.

Die Darstellung von Druckstück und Lagerplatte erfolgte ebenfalls mit Hilfe der 2/D-Elemente. Für die Stahlteile wurde elastisch-plastisches Materialverhalten angenommen.

Die Berücksichtigung des Mörtelbetts (Kunstharzmörtel) zwischen Lagerplatte bzw. Prüfmaschine und Betonzylindern in den Berechnungen erfolgt vereinfacht über 2/D-Elemente mit rein elastischem Materialverhalten. Eine Reibungsbehinderung in der Mörtelfuge zwischen Beton und den angrenzenden Stahlteilen war somit gegeben.

Die in den Betonkörpern als Mindest- bzw. Spaltzugbewehrung vorhandene Wendelbewehrung wurde durch Ringelemente mit elastisch-plastischem Materialverhalten simuliert. Alle Materialkennwerte (Stahl, Beton) wie E-Moduli, Druckfestigkeiten, Streckgrenze usw. wurden an Proben ermittelt und den Berechnungen zugrunde gelegt.

Die Belastung erfolgt schrittweise in bis zu 120 Schritten. Eine Gegenüberstellung der mit ADINA berechneten und der im Versuch ermittelten Bruchlasten für die Proben 1 bis 8 wird in Anlage 24 gegeben. Man sieht, daß bis auf die Probe Nr. 4, bei der die Abweichung Rechnung-Versuch 31 % beträgt, eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchswerten erzielt werden konnte.

Anlage 25 zeigt die Last-Verformungskurve für Probekörper Nr. 1 (mit steifem Lastplattensystem) aus Versuch und Rechnung. Anlage 26 die entsprechenden Kurven für Probekörper 2 mit weichem Lastplattensystem.

In Anlage 27 werden die mittels Dehnmeßelementen bzw. induktiven Wegaufnehmern ermittelten Vertikaldehnungen im Betonkörper der Probe 6 (unbewehrt, steifes Lastplattensystem) mit den Rechenwerten verglichen.

In Anlage 28 sind für dieselbe Probe die Horizontalaufweitungen aufgetragen.

Entsprechend den Anlagen 27 und 28 wurden in den Anlagen 29 und 30 die Ergebnisse für die Probe 7 (bewehrter Betonkörper mit biegeweichem Lastplattensystem) aufgetragen.

Auch aus den Last-Verformungskurven (Anlage 25-30) kann eine durchaus zufriedenstellende Übereinstimmung von Versuch und Rechnung sowohl der für verschiedene Höhen aufgetragenen Vertikaldehnungen und Horizontalaufweitungen als auch der Gesamtverformungen festgestellt werden.

Wie sich aus den weiteren Berechnungen für die Hauptversuche zeigen wird, waren diese relativ guten Ergebnisse ohne Variation der Betonkennwerte möglich - es wurde mit folgenden Werten gerechnet

$$\begin{aligned} E_0 &= 17000 - 24000 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_T &= 2,7 \text{ MN/m}^2 \\ \varepsilon_c &= 2,3 \text{ ‰} \\ \sigma_c &= \text{aus Würfelfestigkeit ermittelt} \\ \varepsilon_u &= 6,5 \text{ ‰} \\ \sigma_u &\sim 0,9 \cdot \sigma_c \\ \nu &= 0,2 \end{aligned}$$

- da die Verformungen der Versuchskörper bis zum Bruch relativ klein blieben ( $< 6 \text{ ‰}$ ) und somit eine ausreichende Übereinstimmung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes der Versuchskörper mit dem durch die genannten Werte festgelegten ADINA-Betongesetz, das üblichen Werten für unbeherrten Beton entspricht, vorhanden war.

#### 4.4 Nachrechnung der Hauptversuche

Die Berechnungen für die Hauptversuche wurden auf die Versuche B1-6 bzw. A25-31 beschränkt. Es wurde mit einem Elementgitter, wie es für einen Körper  $\varnothing 980$  in Anlage 31 exemplarisch dargestellt ist, gerechnet. Wie bei den Vorversuchen wurden die Grenzlinien für Betonversagen von Launay und Gachon verwendet (Anlage 32). Die Bewehrung wurde durch Ring-Elemente idealisiert. In Anlage 33 sind in der oberen Tabelle die Bruchlasten der Hauptversuche B1-B9 zusammengestellt. Bei den Versuchen B1-B3 wurde ein steifes, bei B4-B9 ein biegeweiches Lastplattensystem zur Lasteintragung in den Betonkörper verwendet; dabei waren bei den Versuchen B4-B6 die Lagerplatten aus St 52 bei B7-B9 aus St 37. Ein Vergleich der Verhältniswerte der Bruchlasten der Körper mit "steifer" Lasteinleitung B1-B3 und der Körper mit "weicher" Lasteinleitung B4-B6 bzw. B7-B9 zeigt für beide Stahlqualitäten in etwa gleiche Ergebnisse.

In der unteren Tabelle der Anlage 33 sind die ersten Ergebnisse der Vergleichsrechnungen für die entsprechenden Versuche zusammengestellt. Man erkennt, daß die Verhältniswerte "weich/steif" für max P aus Versuch



und Rechnung (Anlage 33, Spalte 3) relativ gut übereinstimmen, während sich für die Absolutwerte der Bruchlasten viel zu kleine Werte ergeben (Anlage 33, Spalte 1 und 2).

Taylor [6] hat, wie in Anlage 34 gezeigt, eigene und Bruchversuche von Hawkins [7] für biegeeweiche Lastplattensysteme mit einem Teilflächenverhältnis von  $A/A_1 = 2,25$  über dem dimensionslosen Parameter  $\kappa$  aufgetragen.

Der Parameter  $\kappa$  ist abhängig von der Plattendicke und den Abmessungen von Druckstück, Lagerplatte und Betonkörper.

Über  $\kappa$  wird die auf eine Plattensteifigkeit =  $\emptyset$  bezogene Bruchlast aufgetragen.

Aus seinen Untersuchungen zieht Taylor den Schluß, daß sich Lagerplatten für ein  $\kappa > 0,15$  quasi steif verhalten.

Ein ähnliches Ergebnis erhält man rechnerisch mit ADINA für ein Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1,55$ ,  $c/b = 0,17$  und Variation der Plattendicke  $t$  (Anlage 35).

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wurde versucht, das Modell so zu modifizieren, daß auch für die Bruchlasten realistische Ergebnisse erzielt werden können. Um die Zahl der Parameter zu verringern, wurde zuerst auf eine Berücksichtigung der Bewehrung verzichtet und die tatsächlich zu erwartende Bruchlast mit der Wurzelformel [8,9] abgeschätzt.

Als Ursache für die Bruchlast-Differenzen zwischen Versuch und Rechnung kommen in erster Linie noch vorhandene Unzulänglichkeiten des ADINA-Betongesetzes in Betracht.

Hier wäre als erstes die Poisson-Zahl zu nennen, die wohl sinnvoller als Funktion der Spannung dargestellt werden sollte [3].

Als zweites erscheint die Annahme eines abfallenden Astes in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei  $\epsilon < \epsilon_c$  für den dreiaxialen Spannungszustand nicht zutreffend, insbesondere im vorliegenden Fall, wo der beanspruchte Teil des Betons unter der Platte nach Überschreiten der Druckfestigkeit noch von intaktem Beton und der Bewehrung umschlossen ist, so daß sich wohl eher ein "Sandsackeffekt" einstellt. Hier wäre also ein Fließen mit einem horizontalen oder sogar noch leicht ansteigendem Ast zweckmäßiger [3].

Auch die Annahme eines konstanten Wertes  $\gamma$  zur Verzerrung des einaxialen Spannungs-Dehnungs-Verlaufes bei mehraxialem Druck dürfte eine sehr grobe Vereinfachung darstellen und müßte bereichsweise unterschiedlich angegeben werden können.

Da die Modellanpassung sich jedoch nur auf die Änderung vorhandener Eingangparameter beschränken konnte, mußten die oben angeführten Nachteile des ADINA-Betongesetzes auf andere Weise kompensiert werden.

Da eine Erhöhung der Festigkeit von teilflächenbelasteten Betonkörpern ausschließlich durch die Umschnürwirkung des unbelasteten Betons erzielt wird, spielt hierbei die Poisson-Zahl eine entscheidende Rolle.

Da der unmittelbar belastete Teil des Körpers stärker verformt wird, ist hier auch die Querdehnung größer. Dadurch wird die Umschnürung aktiviert. Wenn jetzt noch wirklichkeitsnäher eine spannungsabhängige Poisson-Zahl berücksichtigt wird, wird das Querdehnungsgefälle nach außen hin noch größer und auch die Umschnürwirkung wird vergrößert. Diese ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betons.

Da hier in erster Linie die Bruchlast interessierte, wurde angenommen, daß für die Elemente, die im Bereich  $d \leq 385$  mm, also unter der Lagerplatte, liegen, die Poisson-Zahl gleich 0,45 ist; für alle Elemente außerhalb dieses Bereiches wurde  $\nu = 0,15$  gesetzt.

Nun wurde die Zugfestigkeit variiert. Die besten Ergebnisse wurden für  $\sigma_T = 10,4$  N/mm<sup>2</sup> erzielt. Dieser Wert ist zwar unverhältnismäßig hoch, führte aber zusammen mit den oben erwähnten Annahmen für die Poisson-Zahl zu relativ guten Ergebnissen (Anlage 36). Deshalb wurde dieses Modell für den Betonkörper für alle weiteren Berechnungen beibehalten.

Nun wurden zur Berücksichtigung der Bewehrung wieder Ring-Elemente mit bilinearer Federkennlinie eingebaut. Die Bruchlasten erhöhten sich aber im Vergleich zu den unbewehrten Körpern nur unwesentlich. Dies ist offensichtlich auf die immer noch viel zu geringe Querdehnung zurückzuführen, d.h. die Umschnürwirkung des Stahls wird nicht aktiviert, die Stahl-Elemente kommen nicht in den Fließbereich. Da in ADINA eine Vergrößerung der Poisson-Zahl auf Werte größer 0,5 - es wurden bei Versuchen schon Werte von 1,0 gemessen [10] - nicht möglich ist, wurde die Berücksichtigung der Bewehrung durch das Aufbringen eines Außendruckes auf die Betonoberfläche realisiert.  $\mu > 0,5$  würde bedeuten, daß sich das Volumen bei zusätzlicher Druckbeanspruchung vergrößert; dies ist physikalisch nicht möglich und nur durch Bildung von Hohlräumen bei großen Bewegungen des zerstörten Betongefüges zu erklären. Dies war möglich, da - wie sich in den Versuchen zeigte - der eigentliche "Bruch" durch Wendelversagen eintrat.

Der Außendruck wurde wie folgt ermittelt

$$p_1 = \frac{2 \cdot \beta_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w \cdot d_k} \quad \text{bzw.} \quad p_2 = \frac{2 \cdot \beta_{zw} \cdot A_{sw}}{s_w \cdot d_k}$$

mit

- $\beta_{sw}$  = Streckgrenze der Wendelbewehrung
- $A_{sw}$  = Stabquerschnitt der Wendel
- $s_w$  = Ganghöhe der Wendel
- $d_k$  = Achsdurchmesser der Wendel
- $\beta_{zw}$  = Zugfestigkeit der Wendelbewehrung

Dieser Druck wurde im St. Venant'schen Störbereich voll aufgebracht; im Restbereich wurden nur 60 % angesetzt. Die Belastung erfolgte auch hier schrittweise von 0 auf  $p_1$  und von  $p_1$  auf  $p_2$ .

Um der erhöhten Zähigkeit bewehrter Körper Rechnung zu tragen [10,11], wurden die Werte für  $\epsilon_c$  und  $\epsilon_u$  auf 8,5 ‰ bzw. 24,0 ‰ erhöht.

Mit diesem modifizierten Modell wurden hinsichtlich der Bruchlasten (Anlage 37) zufriedenstellende Ergebnisse erzielt. Auch für die Last-Verformungskurven (Anlage 38) der Versuche mit starrer Lasteinleitung zeigte sich zumindest für die Körper mit  $\varnothing$  480 mm und  $\varnothing$  680 mm eine relativ gute Übereinstimmung. Dies wird auch durch eine Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und Rechenwerten für den Versuch B1 verdeutlicht (Anlage 39-45). Hier ist selbst für die Verteilung der Spannungen im Betonkörper oder die Horizontalaufweitung eine erstaunliche Übereinstimmung festzustellen.

Für die Versuche mit "weicher" Lasteinleitung waren die Ergebnisse weniger gut (Anlage 46). Zwar konnten auch hier die Bruchlasten relativ exakt ermittelt werden; jedoch ergaben sich große Differenzen bei den Last-Verformungskurven. Dies dürfte einfach darauf zurückzuführen sein, daß hier das gewählte Modell noch weiter von den tatsächlichen Gegebenheiten abweicht wie bei starrer Lasteinleitung.

Mögliche Gründe könnten sein:

- 1) Die getroffenen Annahmen für die Poisson-Zahl sind nur für den Bruchzustand gültig. Da im Modell die Umschnürungswirkung infolge unterschiedlicher Querdehnzahlen bereits von Belastungsbeginn an wirksam wird, werden größere Verformungen verhindert.
- 2) Die Spannungsverteilung unter der Lagerplatte ist nicht konstant, deshalb mußten die Querdehnzahlen entsprechend den jeweils vorhandenen Spannungen entlang des Plattenradius variiert werden.

#### 4.5 Zusammenfassung

Die parallel zu den Hauptversuchen durchgeführten Berechnungen mit dem nichtlinearen FE-Programmsystem ADINA haben gezeigt, daß das Programm in der jetzigen Form noch nicht geeignet ist, Entwurfsberechnungen für Lasteinleitungssysteme durchzuführen.

Befriedigende Übereinstimmung von Versuch und FE-Berechnungen hinsichtlich der Bruchlasten konnte erst dadurch erzielt werden, daß Informationen aus dem Versuch bezüglich der Wendelaufweitungen und damit der auf den Beton-

querschnitt aktiv ausgeübten Querdehnungsbehinderung in die Randbedingungen bei der Dateneingabe eingearbeitet wurden. Dadurch war die Bruchlast des Versuchs bis auf ca.  $\pm 10\%$  in der Berechnung zu verifizieren, die Last-Verformungsdiagramme von Versuch und Rechnung jedoch weichen relativ stark voneinander ab.

Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß die Querdehnzahl des Betons vom Grad der Beanspruchung abhängt, das Programm aber bei dem implementierten Betongesetz nur eine konstante Querdehnzahl  $< 0,5$  zuläßt.

Aus den Versuchen erkennt man, daß sich der bewehrte Betonkörper zunächst nahezu - von Anlegeeffekten abgesehen - wie ein ideal-elastischer Körper (siehe z.B. Anlage 44) verhält. Nach Überschreiten der Rißlast nehmen nicht nur die Vertikal- sondern auch die Querdehnungen unterhalb des Lagers sehr stark zu und erreichen in Bruchnähe örtlich scheinbar Beträge von  $20\text{ ‰}$  (!) und mehr. Aus Anlage 46, in der die Last-Verformungskurven exemplarisch für einige Versuche bis ungefähr zur 0,75fachen Bruchlast  $F_u$  aufgetragen sind, lassen sich diese Werte größenordnungsmäßig extrapolieren. Da solche Verformungen ein "intaktes" Betongefüge nicht mehr erträgt, kann daraus geschlossen werden, daß sich in der "Druckzwiebel" im unmittelbar unter dem Lager liegenden Bereich der Beton in ein hoch komprimiertes "Sandgefüge" verwandelt hat, welches außer hydrostatischem Druck nur noch Scherbeanspruchungen bis zur Größe der inneren Reibung übertragen kann. Dieser "Sand" wird durch die angrenzenden noch intakten Betonteile sowie die Wendelbewehrung gehalten, weshalb nach Erreichen dieses Zustandes durchaus noch Laststeigerungen möglich sind. Versuche von Palotas an sandgefüllten Rohren, bei denen nur der Sand belastet und Bruchlasten über denen des nackten Stahlrohres erreicht wurden, bestätigen diese Theorie.

Auf die FE-Berechnungen übertragen würde dies bedeuten, daß mit wachsender Belastung für bestimmte Elemente im Bereich unter der Lastplatte Elementtyp und Stoffgesetz verändert werden müßte.

Dies sowie die Berücksichtigung einer variablen spannungabhängigen Querdehnzahl ist derzeit mit dem Programmsystem ADINA nicht, oder nur unter unvertretbar hohem Rechen- und Zeitaufwand möglich.

## 5 Hauptversuche

### 5.1 Dimensionierung und Bemessung der Probekörper

Wie bereits in Kapitel 1 angedeutet, zeigten die Versuchsergebnisse zu [24] und [25] im Gebrauchslastbereich für rotationssymmetrische und doppelt achsensymmetrische Systeme einen großen Einfluß der Einzelsteifigkeiten von Lager, Mörtelfuge und Betonkörper auf den sich einstellenden Spannungs- und Verformungszustand im Lager und den angrenzenden Bauteilen. Ist das Lasteinleitungssystem relativ steif, so wirkt sich dies günstig auf die Biegebeanspruchung der Lastverteilungsplatten aus, weil die Spannungsspitzen am Lagerrand auftreten. Dieses Phänomen tritt bei ebener Lasteinleitung auf und ist auch als Boussinesq'sche Sohlpressungsverteilung bekannt; ist das Lasteinleitungssystem dagegen relativ weich, so tritt die Spitze der Sohlpressungen im Kern der Sohlfläche auf und die Auswirkungen auf die Beanspruchung des Lagers und der angrenzenden Bauteile kehren sich um.

Aus den Versuchsergebnissen zu [51] bis [54] an unbewehrten Betonwürfeln ist zu schließen, daß für

$$\kappa = 2 \cdot H_{LP} \cdot D_D / (D_{LP} \cdot D_B) > 0,15$$

steife Lasteinleitungsverhältnisse vorliegen. Bei Überschreitung des Grenzwertes  $\kappa = 0,15$  kann die Bruchlast unbewehrter Proben nicht mehr gesteigert werden. Im praxisrelevanten Brückenlagerbereich bewegen wir uns jedoch in den Grenzen

$$0,01 < \kappa < 0,10,$$

nach Anlage 34 also deutlich im Bereich großer Abhängigkeit der Bruchlast von der Steifigkeit des Lasteintragungssystems. Andererseits haben die Versuche zu [33] bis [38] gezeigt, daß die Bruchlast durch Bewehrung in gewissen Grenzen deutlich gesteigert werden kann.

Wie bereits die Ergebnisse in [24] und [25] zeigen, liegen bei praxisüblichen Lagern nicht selten die Spitzenwerte der Betonpressungen um ein Vielfaches über der mittleren Pressung. Zwei am Institut getestete, voneinander unabhängige Meßverfahren liefern - wie Anlage 73 beweist - weitgehend identische Ergebnisse, aus denen die Steifigkeit der einzelnen Lasteintragungssysteme abgeschätzt werden kann.

Thormälen u.a. zeigen in [28] und [29], wie sich die nicht schlaffe Lasteintragung quantitativ auf die Größe der Spaltzugkräfte auswirkt. Nach DIN 1075, Ausgabe April 1981 ist dieser Einfluß durch eine angemessene Reduzierung der anrechenbaren, lastübertragenden Teillastfläche  $A_1$  zu berücksichtigen. Franz empfiehlt in [136] eine pauschale Reduzierung um 50 %, was allerdings bezüglich der Bemessung der Probekörper als zu weit auf der sicheren Seite liegend im Hinblick auf die späteren Versuchsergebnisse einzustufen ist.

All diese Einflüsse und Erkenntnisse waren vor allen Dingen im Hinblick auf die Dimensionierung der Betonzylinder zu berücksichtigen.

### 5.1.1 Betonzylinder

Man kann davon ausgehen, daß die gleichzeitige Ausnutzung aller zulässigen Randbedingungen Lasteintragungssysteme liefert, deren Bruchlasten voraussichtlich eine untere Grenze liefern. Deshalb sollte die zulässige Vertikallast zu  $F_V$  über die Teilflächenformel (9) der DIN 1045 bestimmt sein.

Die Wahl praxisüblicher Abmessungen der Probekörper war nach oben durch die Maschinenkapazität von  $\max F_V = 15 \text{ MN}$  in Verbindung mit der angestrebten, höchsten Betonqualität eines B 45 begrenzt. Als unteres Teilflächenverhältnis schien  $A/A_1 = 1,50$  sinnvoll bei dem in der Regel mindestens noch der Stützenkernquerschnitt belastet ist. Die Berechnungen mit dem FE-Programmsystem ADINA nach Kapitel 4 zeigten in Verbindung mit den Vorversuchen nach Kapitel 3, daß ein oberer Grenzwert von  $A/A_1 \approx 6,5$  zugrunde zu legen ist, bei dem der Unterschied zwischen weicher und steifer Lasteintragung noch deutlich hervortritt. Die DIN 1045 läßt einen anrechenbaren, oberen Grenzwert von  $A/A_1 \approx 9$  zu.

Aus diesen Überlegungen resultierten die Durchmesser der Betonzylinder von  $D_B = 480/680/980$  [mm]. Für Kurzzeitversuche mit ca. 3 Stunden Dauer erschien die Einrechnung einer modifizierten Rechenfestigkeit von

$$\begin{array}{lll} & \beta_R = 0,80 \cdot \beta_{WN} & \text{für B 25} \\ \text{bzw.} & \beta_R = 0,75 \cdot \beta_{WN} & \text{für B 35} \\ \text{und} & \beta_R = 0,70 \cdot \beta_{WN} & \text{für B 45} \end{array}$$

in Gl. (9) der DIN 1045 sinnvoll zu sein, wenn aus dem Kurzzeitversuch auf das Dauerstandsverhalten geschlossen werden soll. Darin ist bei der Festigkeitsklasse eines B 25 der Dauerstandseinfluß im Kurzzeitversuch mit 6 %, bei den höheren Festigkeiten mit 12 % bis 18 % berücksichtigt. Damit ergeben sich die folgenden Gebrauchslasten bei einem Lagerdurchmesser von  $D_{LP} = 385$  mm:

$D_B$ [mm]	zul. $F_V$ [MN] bei		
	B 25	B 35	B 45
480	1,38	1,81	2,33
680	1,96	2,57	3,31
980	2,82	3,70	4,76

Darin gilt demzufolge in Abhängigkeit von der Betongüte:

	$\beta_R/\beta_{WN}$ nach DIN 1045	$\beta_R/\beta_{WN}$ im Kurzzeitversuch
B 25	$0,85 \cdot 0,82 = 0,700$	$0,85 \cdot 0,94 = 0,800$
B 35	$0,85 \cdot 0,77 = 0,657$	$0,85 \cdot 0,88 = 0,750$
B 45	$0,85 \cdot 0,71 = 0,600$	$0,85 \cdot 0,82 = 0,700$

Die eingelegte Längsbewehrung entsprach nach § 25.2.2.1 der DIN 1045 0,8 % vom statisch erforderlichen Betonquerschnitt. Dies ist für gelenkig gelagerte Stützenköpfe realistisch und dürfte auch noch bei eingepprägten Momenten aus exzentrischer Laststellung und/oder Rückstellmomenten aus Lagerkippen ausreichend sein.



Die Spaltzugbewehrung wurde in Form von endverschweißten Wendeln mit beidseitigen, geschweißten Laschenstößen eingelegt. Sie wurde für die Spaltzugkraft nach der Formel für Kreisplatte auf Zylinder bemessen:

$$Z = 0,21 \cdot z_{ul} F_v \cdot (1 - D_{LP}/D_B) \quad . \quad (5.1.1)$$

Aus den Ergebnissen der Münchner Versuche nach [33] bis [36] ist zu schließen, daß es nicht ratsam ist, die Spaltzugbewehrung z.B. in einem Bereich entsprechend  $D_B/2$  zu konzentrieren, weil dann dieser umschnürte Bereich seinerseits wieder als Teillastfläche auf den restlichen Betonkörper wirkt, weshalb diese Probekörper an den Übergangsstellen von der starken Umschnürung zur normalen Verbügelung zu Bruch gingen. Außerdem war bei den Vorversuchen in verkleinertem Maßstab zu beobachten, daß offensichtlich mit fortschreitender Ribbildung und Zerstörung des Betongefüges im Lastausbreitungsbereich die Lage der größten Querkzugbeanspruchung zur Lastplatte hin wandert, so daß in Bruchnähe die Bewehrung im gesamten de Saint-Venant'schen Störbereich im Fließen war.

Deshalb wurde die Wendelbewehrung im Lasteintragungsbereich unter folgenden Vorgaben und Annahmen bemessen:

- 1) Annahme: Die Spaltzugspannungen sind in erster Näherung dreieckförmig über eine Höhe entsprechend dem Zylinderdurchmesser verteilt:

$$H_{SpZ} = D_B$$

- 2) Forderung: Der Spitzenwert der Spaltzugspannungen muß abgedeckt sein.
- 3) Erste Zusatzforderung: Der Wendeldurchmesser und die Ganghöhe der Wendel werden im Bereich von  $H_{SpZ}$  nicht geändert.
- 4) Zweite Zusatzforderung: Zur Berücksichtigung einer nicht schlaffen Lasteintragung und der damit verbundenen Erhöhung der Spaltzugbeanspruchung wird die zulässige Stahlspannung des BSt 420/500 auf  $z_{ul} \sigma_s = 18 \text{ kN/cm}^2$  begrenzt.

Diese Begrenzung ist identisch mit der Empfehlung von Leonhardt für die Bemessung wendelumschnürter Stützen, wenn die Rißbreiten klein gehalten werden sollen.

- 5) Dritte Zusatzforderung, daß die Verbügelungsmaßnahmen zur Knicksicherung der Längsbewehrung additiv zu überlagern sind. Dies kann im Nachhinein als sinnvoll bezeichnet werden, da - wie Bild 18 der Anlage 129 zeigt - bei einigen Versuchen im schwächer umschnürten Bereich (vgl. Anlage 50) mit einer Wendelganghöhe von  $s_W = 80$  mm die Längsstäbe in Bruchnähe ausknickten.

Damit läßt sich die Längs- und Wendelbewehrung der Betonzylinder in der folgenden Tabelle zusammenfassen:

Beton- güte	Ø des BK [mm]	erf $a_{sW}^{ges}$ [cm <sup>2</sup> /m]	vorh $a_{sW}^{ges}$ [cm <sup>2</sup> /m]	vorh $\mu_0^{ges}$ [%]	erf $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	vorh $\mu_0^1$ [%]
B 25	480	18,2	20,0	0,42	9,9	0,55
	680	34,0	31,6	0,46	14,0	0,39
	980	45,7	45,2	0,46	20,2	0,27
B 35	480	22,4	31,6	0,66	10,2	0,56
	680	43,2	61,6	0,91	14,4	0,40
	980	58,5	80,4	0,82	20,8	0,28
B 45	480	26,5	-	-	10,5	-
	680	47,4	-	-	14,9	-
	980	71,2	-	-	21,5	-

Die Stahlfestigkeit wurde stichprobenartig getrennt für jeden Durchmesser kontrolliert. Die Ergebnisse dieser stichprobenartigen Festigkeits- und Verformungskontrolle sind Anlage 49 zu entnehmen.

Bei der späteren Einstufung der erreichten Bruchlasten ist zu beachten, daß die Versuche B 52 bis B 57 infolge der tatsächlich erreichten minderen Betongüte entsprechend der eines B 35 gegenüber der angestrebten Festigkeit eines B 45 hinsichtlich der eingelegten Spaltzugbewehrung stark überbewehrt waren (bis zu ca. 45 %!).

Die sonstigen Abmessungen der Betonzyylinder sind Anlage 50 zu entnehmen. Die Mischungsrezepte und die Festigkeitsentwicklungen aller Versuchsserien sind einschließlich der Streubereiche in Anlage 47 in Verbindung mit Anlage 48 tabellarisch zusammengefaßt bzw. grafisch dargestellt.

In Anlehnung an baupraktische Verhältnisse, wobei die Lager in der Regel auf einer bis zu 50 mm dicken Mörtelfuge sitzen bzw. bei Auswechslungen nachträglich unterstopft werden, wurde - mit Ausnahme der Versuche B 53 und B 56, die nur in eine ca. 2 mm dicke Ausgleichsschicht aus Kunstharzmörtel gesetzt wurden - eine 48 mm dicke und seitlich ca. 50 mm auskragende Mörtelfuge angeordnet. Die Mischungsrezeptur entsprach DIN 1045 und ist einschließlich ihrer Druck- und Biegezugfestigkeitsentwicklung in Anlage 49 erfaßt.

### 5.1.2 Stahllager

Lastverteilungsplatten mit stählernen Druckstücken - meist in der Funktion eines Punktkipplagers - sind nach [48] unter der Annahme einer gleichförmigen Sohlpressungsverteilung zu berechnen, wobei eine Lastausbreitung unter  $45^\circ$  bis zur Plattenmittelebene angenommen werden darf. Da die Platten keine größere Grundfläche  $A_1$  aufzuweisen brauchen als nach Gl. (9) der DIN 1045 beim Nachweis der Teilflächenpressung erforderlich ist, - also keine Zuschläge z.B. für Lagerbewegungen erforderlich sind - stellt sich auch ein relativ gedrungener Sohl Druckhügel ein, und die näherungsweise Annahme einer konstanten Pressungsverteilung scheint gerechtfertigt. Die Versuche zu [24] bis [26] haben gezeigt, daß die Biegebeanspruchung bei exzentrischer Laststellung kleiner werden, weshalb die zentrische Laststellung für die Bemessung maßgebend wird. Damit ergab sich mit den Gleichungen der klassischen Plattenstatik z.B. nach [94] die folgende Bestimmungsgleichung für die erforderliche Plattendicke  $H_{LP}$ :

$$x^2(10,67+0,7 \cdot y)+1,4 \cdot x \cdot y \cdot \sqrt{z}+0,7 \cdot y \cdot (z-1)+5,2 \cdot y \cdot \ln(x+\sqrt{z}) = 0 \quad (5.1.1)$$

$$\text{mit } D_D = \sqrt{z} \cdot D_{LP}$$

$$x = H_{LP}/D_{LP}$$

$$y = \text{zul } \sigma_1 / \text{zul } \sigma_{LP}$$

$$z = \text{zul } \sigma_1 / \text{zul } \sigma_p$$

Bei der Dimensionierung wurde eine zulässige Stahlspannung entsprechend LFHZ der DIN 1073 zugrunde gelegt;  $\text{zul } \sigma_p$  entspricht hierbei der zulässigen Kontaktpressung zwischen Druckstück und Lagerplatte und ist im vorliegenden Fall identisch mit der zulässigen Biegespannung  $\text{zul } \sigma_{LP}$ . Damit ergeben sich dann die in Anlage 61 für die Versuche B 4 bis B 10 und A 28 bis A 34 zusammengestellten Plattendicken. Eine weitere Abminderung aufgrund der Versuche zu [24] bis [26] erschien hinsichtlich einer örtlichen Überbeanspruchung des Betons und der damit verbundenen Erhöhung der Spaltzugbeanspruchung nicht sinnvoll. Außerdem beinhalten die vorgenannten Versuche noch nicht die Lastumlagerungen zufolge Kriechen des Mörtels und des Betons, die zweifelsohne die Biegebeanspruchungen der Lagerplatten erhöhen. Diese Bemessung deckt sich mit dem Vorschlag in [13].

### 5.1.3 Gleitplatten

Bei der Bemessung der Gleitplatten ist zusätzlich die Verformungsbedingung einzuhalten, die besagt, daß die Relativverformung im Bereich der PTFE-Platte an keiner Stelle

$$\text{zul. } \Delta f = 0,5 \text{ mm}$$

überschreiten darf. Was dabei unter der Relativverformung zu verstehen ist, ist in Abbildung 1 näher erläutert.

Die Erkenntnisse umfangreicher Berechnungen in [13] und nach dem Bettungszifferverfahren und die Erkenntnisse aus den Versuchen zu [24] und [25] mußten hier zu Rate gezogen werden, um sicherzustellen, daß die Plattendicken einen baupraktisch vertretbaren Rahmen nicht sprengten.

Zunächst war wegen der verhältnismäßig kleinen Plattenüberstände von einem relativ völligen Sohldruckspannungshügel auszugehen. Der Nachweis der Biegespannungen nach Gl. (5.1.2) erschien in Verbindung mit den Erkenntnissen aus [24] und [25] sinnvoll. Danach liefert diese Formel im Kurzzeitversuch für Stahl Druckstücke geringfügig zu dicke Platten, die Biegebeanspruchung bei PTFE-Druckstücken jedoch ist im Bereich der vorliegenden Versuche um ca. 30 % größer als die der Stahl Druckstücke. Bei nicht voll ausgenutzter PTFE-Pressung - es wurde maximal LF II angenommen - ist anstelle von  $\sigma_p$  die tatsächlich vorhandene PTFE-Pressung  $\sigma_{\pi}$  einzusetzen.

Die nach Gl. (5.1.1) ermittelten Plattendicken waren Grundlage für den Verformungsnachweis nach [48] unter Zugrundlegung gleichförmiger Kontaktpressungen mit Lastausbreitung unter  $45^\circ$  bis zur Plattenmittelebene.

$$\Delta f = \frac{2,73 \cdot F_v \cdot D_{LP}^2}{H_{LP}^3 \cdot 64 \cdot E_{LP} \cdot \pi} \cdot \left\{ 14,154 + \left( \frac{D_D + H_{LP}}{D_{LP}} \right)^2 \cdot \left[ 4 \cdot \ln \left( \frac{D_D + H_{LP}}{D_{LP}} \right) - 6,077 \right] \right. \\ \left. - \left( \frac{D_D}{D_{LP}} \right)^2 \cdot \left[ 11,231 - 1,077 \cdot \left( \frac{D_D + H_{LP}}{D_{LP}} \right) - 8 \cdot \ln \left( \frac{D_D + H_{LP}}{D_{LP}} \right) \right] + \right. \\ \left. + \left( \frac{D_D}{D_{LP}} \right)^4 \cdot \left[ \left( \frac{D_{LP}}{D_D + H_{LP}} \right)^2 + 5,077 \right] \right\} \quad (5.1.2)$$

Da dieser Nachweis bei keinem so dimensionierten Lager erfüllt war - die zulässigen Relativverformungen wurden im Mittel um ca. 200 % (!) überschritten, wie die spätere Tabelle zeigt - wurde ein zusätzlicher Nachweis mit Hilfe der Theorie der elastisch gebetteten Kreisplatte geführt, wobei der E-Modul des Betons für Langzeitbeanspruchung mit  $E_B = 10000 \text{ MN/m}^2$  zugrundelag. Die daran anschließende Bemessung nach [13] ist gleichfalls in der Tabelle aufgelistet. Hierin ist das Verhältnis der ständigen Lasten zu den Verkehrslasten mit  $g:p = 100:\emptyset$  angenommen.

Versuch Nr.	Zeile	B 11	B 12	B 13	B 14	B 15	B 16	B 17	B 18
		A 35	A 36	A 37	A 38	A 39	A 40	A 41	A 42
erf $H_{LP}$ [mm] nach Gl. (5.1.2)	(1)	42,0	42,0	38,1	49,8	49,5	44,3	31,8	23,0
vorh. $\Delta f$ [mm] nach Gl. (5.1.3)	(2)	1,38	1,600	2,389	0,821	0,967	1,444	2,785	6,284
erf $H_{LP}$ [mm] nach Gl. (5.1.3)	(3)	58,7	61,5	63,5	58,7	61,5	63,5	55,8	52,8
vorh $\Delta f$ [mm] nach Bettung mit $H_{LP}$ nach Zeile (1)	(4)	0,136	0,189	0,266	0,086	0,120	0,175	0,177	0,119
zugeh. $\sigma_S$ [N/mm <sup>2</sup> ]	(5)	195	190	165	145	145	130	125	80
vorh. $\Delta f$ [mm] nach [25] mit $H_{LP}$ aus Zeile (1)	(6)	0,139	0,160	0,207	0,113	0,127	0,159	0,218	0,276
zugeh. $\sigma_S$ [N/mm <sup>2</sup> ]	(7)	160	150	130	145	135	120	95	65
erf $H_{LP}$ [mm] nach [13] mit g:p = 100:0	(8)	39,2	41,5	39,5	51,7	50,8	48,4	31,6	27,0
zugeh. $\Delta f$ [mm]	(9)	0,177	0,232	0,349	0,104	0,115	0,141	0,473	0,500
zugeh. $\sigma_S$ [N/mm <sup>2</sup> ]	(10)	270	270	270	180	180	180	270	<270
Die A-Versuche	(11)	0,06	0,16	0,23	0,09	0,12	0,15	0,33	0,22
lieferten $\Delta f$ [mm]	(12)	0,11	0,30	0,25	0,04	-	0,22	0,05	0,04

Die Werte der Zeile (11) beziehen sich auf die BDA-, die der Zeile (12) auf die Oberflächen-DMS-Messungen.

Die Lagerplatten wurden nach Zeile (1) dimensioniert. Die Bemessung nach [13] hätte im Mittel ähnliche Dicken geliefert. Auch die Verformungen nach Zeilen (4), (6), (9) und (11) sind direkt vergleichbar, wenn folgende Punkte berücksichtigt werden:

- 1) Es werden Kurzzeitversuche mit Langzeitbeanspruchungen verglichen.
- 2) Die Lagerplattendicken nach Zeile (1) und Zeile (8) sind mehr oder weniger stark unterschiedlich.
- 3) Die Randbedingungen der Versuche, die die Verformungen nach den Zeilen (11) und (12) bestimmen, sind weitgehend unbekannt.
- 4) Meßfehler schlagen bei der numerischen Integration der Setzungsmulde aus gemessenen Dehnungen voll durch.
- 5) Die Setzungsmulde aus den BDA ist nur an zwei Punkten zu berechnen und durch eine Parabel 2. Ordnung angenähert, wogegen die Biegelinie aus den Oberflächendehnungen anhand von 5 Stützstellen durch ein Polynom 6. Grades dargestellt wird (vgl. dazu Kapitel 5.4.4.3 in Verbindung mit den Anlagen 53-55, 59 und 208-215).

#### 5.1.4 Kalottenlager, Topflager und bewehrte Elastomerlager

Die Kalottenlager wurden von der Lieferfirma\* dimensioniert, nachdem von Seiten des Instituts folgende Vorgaben gemacht waren ( $\varphi = \emptyset$ ):

- Lager 1:  $D_{LP} = 385 \text{ mm}$ ,  $D_D = 200 \text{ mm}$ , zul  $F_V = 1,382 \text{ MN}$
- Lager 2:  $D_{LP} = 385 \text{ mm}$ ,  $D_D = 235 \text{ mm}$ , zul  $F_V = 1,958 \text{ MN}$
- Lager 2:  $D_{LP} = 385 \text{ mm}$ ,  $D_D = 280 \text{ mm}$ , zul  $F_V = 2,822 \text{ MN}$

Die konkaven Lagerunterteile sollten so bemessen werden, daß die Dicken im Scheitel und am Rand möglichst gering, die Systeme also möglichst biegeweich wurden. Die laut Zulassung geforderten stahlbaumäßigen Nachweise waren zu erbringen. Die Stahlqualität sollte der eines St 52.3 entsprechen. Unter diesen Voraussetzungen wurden folgende Lager in den Versuchen A 46 bis A 48 untersucht:

- Versuch A 46/Lager 1: max  $H_{LP} = 44,5 \text{ mm}$ , min  $H_{LP} = 31,8 \text{ mm}$ ,  $R_K = 500 \text{ mm}$
- Versuch A 47/Lager 2: max  $H_{LP} = 41,5 \text{ mm}$ , min  $H_{LP} = 27,3 \text{ mm}$ ,  $R_K = 600 \text{ mm}$
- Versuch A 48/Lager 3: max  $H_{LP} = 36,7 \text{ mm}$ , min  $H_{LP} = 20,0 \text{ mm}$ ,  $R_K = 700 \text{ mm}$

\*Sollinger Hütte GmbH, 3418 Uslar 1

Auf Bild 9 der Anlage 124 sind die 3 Lager zusammen abgebildet und in Abbildung 59a einschließlich der Meßstellenlage vermaßt.

Den Versuchsergebnissen zu [25] ist zu entnehmen, daß die Topflager ein relativ gutmütiges (völliges) Tragverhalten an den Tag legen. Die in letzter Zeit bei neueren Zulassungen von zul  $p = 25 \text{ N/mm}^2$  auf zul  $p = 30 \text{ N/mm}^2$  hochgesetzten, zulässigen mittleren Gummipressungen zeigen in dieselbe Richtung. Deshalb wurden die Topflager nach Anlage 60 ohne Rücksicht auf die zulassungsgemäße Vertikallast von

zul  $F_V = 2,07 \text{ MN}$  bei zul  $p = 25 \text{ N/mm}^2$   
bzw. zul  $F_V = 2,49 \text{ MN}$  bei zul  $p = 30 \text{ N/mm}^2$

auf die Betonkörper mit  $D_B = 480/680/980 \text{ mm}$  aufgemörtelt und im weiteren Verlauf so behandelt - einschließlich der Versuchsauswertung - als seien sie für die zulässige Last des Betonkörpers bemessen worden.

Ähnlich wurde mit den bewehrten Elastomerlagern verfahren. Dazu stellte die Lieferfirma\* kostenlos zulassungsgemäße Lager zur Verfügung, die folgende Abmessungen hatten:

zul $F_V = 1,88 \text{ MN}$	bei zul $p = 15 \text{ N/mm}^2$
$D_{LP} = 400 \text{ mm}$	(Durchmesser)
$H_{LP} = 114 \text{ mm}$	(Einbauhöhe)
$H_{EL} = 82 \text{ mm}$	(Elastomerdicke)
$T_{EL} = 11 \text{ mm}$	(Schichtdicke)
$n = 7$	(Schichtanzahl)
$T_S = 4 \text{ mm}$	(Blechdicke)

Dieser Zusammenstellung ist zu entnehmen, daß diese Lager mit  $D_{LP}/H_{EL} = 4,88$  an der Grenze zu den überdicken, bewehrten Elastomerlagern liegen, für die eine gesonderte Zulassung erforderlich ist. Dieses Lager stellt somit das voraussichtlich verformungswilligste - im Sinne von "biegeweich" - unter den Standardlagern dieses Durchmessers dar. Der Durchmesser von  $D_{LP} = 400 \text{ mm}$  ist mit den sonstigen Lagern mit  $D_{LP} = 385 \text{ mm}$  direkt vergleichbar, weil die Erkenntnisse aus [25] vermuten lassen, daß die seitliche Überdeckung zuzüglich ungefähr 1/4 der Schichtdicke sinnvollerweise als nicht mittragend



anzusehen sind, wogegen das Lager ansonsten ein recht gleichförmiges Tragverhalten zeigt. Bei der späteren Versuchsauswertung wird dieser, bei der Dimensionierung des Lagers berücksichtigte Durchmesserabzug nicht in Anrechnung gestellt.

## 5.2 Versuchsaufbau - Beschreibung der Prüfeinrichtungen

Nachdem die Wendeln in eigens für die Versuche gefertigten Schablonen gebunden waren - vgl. dazu Bild 6 der Anlage 123 - wurden sie in die aus zwei zerlegbaren Hälften bestehende Stahlschalung gesetzt und die aufgepunkteten Aufnahmhülsen mit Innengewinde für die IND-Meßkonsolen planmäßig fixiert. Vor Schließen der Schalung erfolgte der Einbau der Betoninnendehnungsaufnehmer (BDA) - vgl. dazu Bild 7 der Anlage 123. Bild 8 der Anlage 124 zeigt die Stahlschalungen einer A-Serie vor dem Betonieren.

Die Betonzylinder wurden zusammen mit den Probewürfeln 1 Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und anschließend 14 Tage unter nassen Tüchern feuchtgehalten. Am 18. Tag nach Betonieren der Zylinder wurden diese eingelotet und die 48 mm dicke und seitlich ca. 50 mm über den Lagerrand hinausragende Mörtelfuge nach Abschnitt 5.1.1 aufgezogen und verdichtet. Dabei war diese zunächst im Zentrum dicker als am Rand aufgetragen, wodurch eine gleichmäßige und vollflächige Unterfüllung der Lager sichergestellt werden sollte. Diese wurden in den weichen Mörtel gesetzt und durch leichtes Klopfen mit einem Gummihammer vollflächig eingebettet und horizontal ausgerichtet.

Die Betonkörper  $\varnothing$  480 mm wurden am 25. Tag, die Zylinder  $\varnothing$  680 mm am 27. Tag und die mit einem Durchmesser von  $\varnothing$  980 mm am 29. Tag nach dem Betonieren in einer dünnen Kunstharz-Ausgleichsschicht auf den Tisch einer 15 MN Prüfmaschine der Klasse I gesetzt und bezüglich der Druckkraftresultierenden der Presse zentriert.

Um die Entwicklung der Oberflächenrisse besser augenscheinlich verfolgen zu können, wurden die Probekörper mit einer dünnen Gipsschicht überzogen. Nachdem anschließend ein vom Probekörper vollkommen entkoppelter Meßrahmen zur Befestigung der zahlreichen, induktiven Taster (IND) positioniert und die IND angebracht waren, wurden sämtliche Meßstellen - also sowohl

die IND als auch die DMS der Betoninnendehnungsaufnehmer und die der Lagerplatten zur Bestimmung der Oberflächendehnungen (vgl. dazu die Abschnitte 5.4.2 bis 5.4.6) - an eine automatische, rechnergesteuerte Vielstellen-Meßanlage vom Typ "Compu-log" angeschlossen. Die Druckmeßfolie (DMF) nach Abschnitt 5.4.1 war dabei bereits in die Kontaktfugen Lagerplatte/Mörtel und Stahl Druckstück oder PTFE-Scheibe/Lagerplatte eingebaut (vgl. dazu die Anlagen 59 bis 60). Nach Aufsetzen der Stahl Druckstücke bzw. der PTFE-Aufnahme war der Versuchsaufbau abgeschlossen. Eine hydraulisch abgestützte Kugelkalotte, die am Maschinenhaupt angekoppelt war, sollte in jedem Fall - also auch bei unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen in der Sohlfuge - eine zentrische Lasteintragung sicherstellen. Dies ist auch, wie die späteren Versuchsergebnisse zeigen werden, weitgehend gelungen.

Die Bilder 10 und 11 der Anlage 125 zeigen einen Probekörper  $\varnothing$  680 mm unmittelbar vor Versuchsbeginn und im Detail die induktiven Taster mit den Meßkonsolen zur Bestimmung der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe.

### 5.3 Versuchsdurchführung

Nach dem Abgleich aller DMS- und IND-Meßstellen erfolgte die Nullmessung, die als Bezugsniveau für alle späteren Messungen zugrundelag. Die Last wurde danach in Stufen von  $\Delta F_V = 0,1 \cdot \text{zul.} F_V$  bis zur rechnerischen Gebrauchslast gesteigert. Die Regelung der Maschine war kraftgesteuert, die einzelnen Rampen wurden mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit innerhalb von ca. 10 sec. über ein Getriebe angefahren. Der Zeitabstand zwischen den einzelnen Laststufen betrug  $\Delta t = 6$  min, wobei die Meßsignale jeweils 3 min. nach Beginn der Laststeigerung abgefragt wurden.

Nach Erreichen der Gebrauchslast wurde entlastet, die Druckmeßfolie (DMF) zur Bestimmung der Sohlpressungsverteilung einschließlich der Spiegelbleche ausgewechselt oder ausgebaut (vgl. dazu Kapitel 5.4.1 in Verbindung mit Anlage 59 bis 60) und - sofern sich eine DMF in der Kontaktfuge Druckstück/Lagerplatte befand - auch diese entfernt. Dieser Vorgang ist in den Diagrammen der Anlagen 136 bis 207, die den Kolbenvorschub in Abhängigkeit von der Last beschreiben, durch einen Sprung von  $\Delta s \approx 2,5$  mm bzw.  $\Delta s \approx 5,0$  mm zwischen Erst- und Zweitbelastung zu erkennen.

Die erneute Belastung des Probekörpers bis zur doppelten Gebrauchslast erfolgte in Stufen von  $\Delta F = 0,2 \cdot F_V$ . Die Registrierung der Meßdaten war identisch mit der der Erstbelastung. Nach Entlastung wurden alle DMF und Spiegelbleche ausgebaut und die Prüfpresse von Kraft- auf Wegsteuerung umgeschaltet.

Bei Wiederbelastung wurde kontinuierlich bis zur doppelten Gebrauchslast hochgefahren und dann in Stufen von  $\Delta F = 0,2 \cdot F_V$  im Abstand von  $\Delta t = 6$  min bis zum Bruch belastet. Die Systembruchlast war dann erreicht, wenn trotz weiteren Kolbenvorschubs keine Laststeigerung mehr möglich war. In diesem letzten Versuchsabschnitt wurden die Meßdaten jeweils unmittelbar nach Erreichen der Laststufe und dann nochmals 3 min. nach Beginn der Laststeigerung abgerufen.

Eine fotografische Dokumentation der Versagensursache (Wendelbruch) und der plastischen Verformungen im Lasteintragungsbereich beendeten in Verbindung mit der Aufnahme des Oberflächenrißbildes den Versuch (vgl. dazu die Bilder der Anlagen 123 bis 135 und die Rißaufnahmen der Anlagen 100 bis 101a). Der gesamte Versuchsablauf ist schematisch in den Diagrammen der Anlage 62 zusammengefaßt.

## 5.4 Eingesetzte Meßverfahren

### 5.4.1 Die Druckmeßfolie (DMF)

In [13] sind die mechanischen Wechselwirkungen von Lasteinleitungssystem und angrenzendem Bauteil unter Gebrauchslast (elastisches Verhalten der Werkstoffe vorausgesetzt) mechanisch und analytisch weitgehend exakt erfaßt. Zur versuchsmäßigen Überprüfung der mit dieser Theorie berechneten Sohlpressungsverteilungen ist ein Meßverfahren erforderlich, welches ziel-sicher und reproduzierbar die unmittelbar in der Kontaktfuge vorhandene Pressung in ein analoges oder digitales Meßsignal umsetzt. Desgleichen wurde in dieser Arbeit exemplarisch gezeigt, daß die Dehnsteifigkeitsverteilung in der Zwischenschicht und in der Mörtelfuge einen großen Einfluß auf die sich einstellenden Pressungsverteilungen in den Kontaktflächen hat. Das Ergebnis der Berechnung aber kann nur so gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, wie exakt die Dehnsteifigkeitsverteilungen in diesen Zwischenschichten erfaßt wurden. Diese Information kann nur aus dem Versuch selbst gewonnen werden, weshalb sich auch von dieser Seite die Frage nach einem geeigneten Meßverfahren stellt.

Im Grundbau verwendet man dazu in der Regel hydraulische Druckmeßdosen, die nach dem Versuch wiederverwendbar sind; solche Meßwertgeber kamen zum Beispiel in den Untersuchungen zu [22] zum Einsatz und sind in ihrem Aufbau und ihrer Wirkungsweise in [23] beschrieben. Dieses Meßverfahren hat den Vorteil, daß es unmittelbar Spannungen als Versuchsinformation liefert, bezogen aber auf den Einsatz im Stahlbetonbau den großen Nachteil, daß die relativ teuren Meßwertgeber nicht wiederverwendbar sind, nachdem sie einmal einbetoniert waren. Mit diesen Druckmeßdosen kann jede Änderung des Meßsignals (Druckänderung) nach oben und unten erfaßt werden - es ist also sowohl eine additive als auch eine subtraktive Registrierung von Versuchsinformationen möglich, was im Hinblick auf mögliche Lastumlagerungen zufolge nichtlinearen System- und Materialverhaltens von großer Bedeutung ist.

Wegen der hohen Kosten und der Störungen durch die große Bauweise dieser Druckmeßdosen wurde jedoch bei den Versuchen zu [24] bis [26] und [17/18] ein Meßverfahren auf DMS-Basis angewendet und weiterentwickelt, in welchem das gute Verbundverhalten von Beton mit kunstharzgetauchten und quarzsandbeschichteten Aluminiumelementen ausgenutzt wurde. Der Aluminiumquerschnitt wird dabei so abgemagert, daß er nahezu dieselbe Dehnsteifigkeit wie der ihn umgebende Beton besitzt. Dieses Meßverfahren hat unter anderem den Vorteil, daß die DMS-Träger serienmäßig relativ einfach zu fertigen sind. Sie lassen sich zum Beispiel mit Fräse und Säge aus Stangen- oder Plattenmaterial fertigen oder - wie zu den Versuchen nach [27] bis [29] - aus Aluminium gießen. Die Kosten pro Meßstelle sind deshalb auch dann noch zu vertreten, wenn man berücksichtigt, daß diese Elemente für nur einen Versuchskörper verwendet werden können. Ein weiterer Vorteil dieses Meßverfahrens liegt darin, daß sowohl additive als auch subtraktive Dehnungsanteile und somit auch Lastumlagerungen zum Beispiel zufolge Kriechen, Plastifizierung und/oder Rißbildung erfaßbar sind. Der wesentliche Nachteil dieses Verfahrens jedoch liegt darin, daß Dehnungen gemessen werden und deren Umrechnung auf entsprechende Spannungen die genaue Kenntnis der Stoffgesetze von Beton und DMS erfordert, was mit großem Aufwand verbunden oder gar unmöglich ist. Die Einarbeitung des notwendigen Gleichgewichts läßt eine gewisse Kalibrierung zu. Die Hauptschwierigkeit liegt also in der Eichung des Verfahrens, weshalb man - zumindest vorerst noch - seine Anwendung auf den rein elastischen Zustand I (Gebrauchszustand) beschränken sollte. Sind allerdings die beim Beton vor allem in Lasteinleitungsbereichen doch in relativ weiten Grenzen streuenden Stoffgesetze (Zugfestigkeit des Betons bei dreiaxialer Beanspruchung) bekannt, dann liefert dieses Meßverfahren auch bei Annäherung an den Bruchzustand noch gesicherte Informationen.

Ein Nachteil des vorgenannten Meßwertgebers, daß nämlich der Dehnungszustand nur punktuell und zufolge von Verbundproblemen erst in gewissem Abstand von der Lasteinleitungsstelle erfaßt und dann nur näherungsweise in Spannungen umgerechnet werden kann, ist bei den sogenannten Abdruckverfahren, wie sie in [14] beschrieben sind, nicht vorhanden. Die ältesten und bekanntesten dieser Verfahren sind wohl das Blaupapier- und das Etring-Verfahren, die vorwiegend im Maschinenbau aber auch zur Bestimmung von qualitativen Sohlpressungsverteilungen im Stahlbetonbau Anwendung gefunden

haben (vgl. dazu [21]). Bei diesen Verfahren erzeugt die örtliche Pressung auf einem Durchschlagpapier einen Abdruck, der umso intensiver wird, je höher die Pressung ist. Der große Vorteil dieser Verfahren liegt also darin, daß sofort eine optisch erfaßbare, qualitative Information über die Pressungsverteilung unmittelbar in der Sohlfuge vorliegt. Ein weiterer Vorteil ist die einfache Handhabung dieser Abdruckfolien, die mit der Schere praktisch jeder Form anzupassen sind. Die großen Nachteile der beiden vorgenannten Meßverfahren sind gleichzeitig der Hauptgrund dafür, daß diese Verfahren bei der versuchsmäßigen Untersuchung der vorliegenden Problematik nicht herangezogen wurden: Neben einem geringen Druckauflösungsvermögen (geringe Bandbreite, keine Empfindlichkeitsstufen), einer nur durchschnittlichen Reproduzierbarkeit, einer großen Umgebungsempfindlichkeit (Temperatur, Feuchte) und der Tatsache, daß sie nur additive Pressungsanteile erfassen, ist diesen Verfahren ein nichtlinearer Zusammenhang des Aufnehmers zwischen Farbintensität und Pressung gemein, weshalb eine quantitative Sohldruckauswertung sehr schwierig, wenn nicht gar unmöglich ist.

#### 5.4.1.1 Beschreibung der DMF

Seit einiger Zeit bringt die japanische Firma Fuji Photo Film Co. Ltd. eine aus 2 Komponenten bestehende Druckmeßfolie (DMF) auf den Markt, die die Nachteile der vorgenannten Abdruckverfahren weitgehend vermeidet, ohne die bereits erwähnten, sehr positiven Eigenschaften solcher Verfahren zu verlieren. Die DMF ist lieferbar in 4 Empfindlichkeitsstufen, deren Anwendungsbereiche nach Angaben des Herstellers (vgl. [14] bis [16]) wie folgt abgegrenzt sind, wenn die dort angegebenen Belastungsgeschwindigkeiten und Last-Standzeiten eingehalten werden:

- 1) Stufe mit sehr hoher Empfindlichkeit (Typ "super low pressure") im Pressungsbereich

$$0,5 \leq p \leq 2,5 \text{ [N/mm}^2 \text{]}$$

- 2) Stufe mit hoher Empfindlichkeit (Typ "low pressure") im Pressungsbereich

$$1,0 \leq p \leq 10 \text{ [N/mm}^2 \text{]}$$

- 3) Stufe mit mittlerer Empfindlichkeit (Typ "medium pressure") im Pressungsbereich

$$7 \leq p \leq 25 \quad [\text{N/mm}^2]$$

- 4) Stufe mit geringer Empfindlichkeit (Typ "high pressure") im Pressungsbereich

$$20 \leq p \leq 70 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Aufgrund des durch die 4 Empfindlichkeitsstufen insgesamt abgedeckten Druckbereichs  $0,5 \leq p \leq 70 \quad [\text{N/mm}^2]$  kann das Auflösungsvermögen dieser DMF für Stahlbetonbau-relevante Pressungen als sehr gut bezeichnet werden, wobei allerdings die "super low pressure"-Variante weitgehend auszuklammern ist. Legt man die höchste, nach DIN 1045 zulässige Betongüte eines B55 mit  $\beta_R = 30 \text{ N/mm}^2$  und eine maximal zulässige, mittlere Teilflächenpressung von  $\text{zul } \sigma_1 = 1,4 \beta_R$  zugrunde, und nimmt man weiter an, daß sich z.B. unter einer biegeweichen, runden Lagerplatte näherungsweise eine parabolische Sohlpressungsverteilung einstellt, dann verhalten sich die maximale Pressung  $\text{max } \sigma_1$  zur mittleren Teilflächenpressung  $\text{zul } \sigma_1$  nach Gl. (9), DIN 1045 wie  $\text{max } \sigma_1 / \text{zul } \sigma_1 = 2/1$  oder  $\text{max } \sigma_1 = 2 \cdot 1,4 \cdot \beta_R = 84 \text{ N/mm}^2 = 1,2 \cdot 70 \text{ N/mm}^2$ . Diese für den Bereich des Stahlbetonbaus im Gebrauchslastbereich maximal zulässige Pressung läge nach Angaben des Herstellers der DMF unter den dort zugrunde gelegten Belastungsgeschwindigkeiten also gerade am Rande des durch die DMF erfaßbaren Druckbereiches. Noch günstiger verhält es sich mit den zulässigen Kontaktpressungen im Lager selbst, wenn man von Stahldruckstücken mit Hertz'scher Pressung einmal absieht; hier bewegen sich die zulässigen Kontaktpressungen zwischen  $30 \leq p \leq 60 \quad [\text{N/mm}^2]$  bei Topf- und PTFE-Gleitlagern.

Die beiden Folien-Komponenten werden mit "A-sheet" ("active sheet", Dicke  $t_A = 105\mu$ ) und "C-sheet" ("colour sheet", Dicke  $t_C = 95\mu$ ) bezeichnet. Auf die A-Polyester-Trägerfolie ist auf eine Zwischenschicht eine Lage von Mikrokügelchen aufgetragen, deren Größe und/oder Wandstärke unterschiedlich sind, wodurch sie gegenüber Druckbeanspruchung unterschiedliche Widerstandsfähigkeit besitzen.

#### 5.4.1.2 Eichung der DMF

Die Kunststoff-Trägerfolie in Verbindung mit dem Material der Kugelwandung ist dafür verantwortlich, daß das Abdruckbild nicht nur von der Umgebungstemperatur (Anwendungsbereich:  $5\text{ °C} \leq T \leq 35\text{ °C}$ ) und der Luftfeuchtigkeit (Anwendungsbereich:  $20\% \leq \text{rel. LF} \leq 90\%$ ), sondern aufgrund der Kriechanfälligkeit der verwendeten Materialien in verstärktem Maße auch von der Belastungsgeschwindigkeit und der Belastungsgeschichte abhängt; es ist also nicht nur von Einfluß, mit welcher Laststeigerungsrate eine Laststufe (Rampe) angefahren wird, sondern auch die Standzeit der Last auf diesem Plateau und somit auch die gesamte Anzahl der so durchgeführten Belastungsstufen bis zum Ausbau der Folie. Der Inhalt der Mikrokügelchen besteht aus einer Flüssigkeit, die - wenn sie mit der Oberfläche der C-Folie in Kontakt kommt - auf der C-Folie einen intensiven roten Punkt erzeugt. Da die verwendeten Komponenten aus der Fotobranche weiterentwickelt wurden, ist es fast selbstverständlich, daß sowohl die A- als auch die C-Komponente relativ lichtempfindlich sind.

Sieht man von einer ersten qualitativen Auswertung eines so erzeugten Druckbildes mit bloßem Auge und einer anschließenden quantitativen Zuordnung von Pressungen durch Vergleich der Farbintensitäten mit einer zugehörigen Farbskala (Grauwertvergleich) einmal ab, dann kommen für die quantitative Auswertung im wesentlichen nur 2 Verfahren in Betracht: Der Hersteller empfiehlt die Auswertung mittels Densitometer, was gleichbedeutend ist mit einem sehr aufwendigen Abtasten der Konzentration von Farbpunkten innerhalb einer vorgegebenen, relativ kleinen Fläche (Messung der reflektierten Lichtmenge). Die in diesem Kapitel exemplarisch vorgestellten Pressungsbilder wurden mit einem Prozeßrechner-gekoppelten, video-optisch, flächendigitalisierendem Auswertesystem - die Auswertung erfolgte am Forschungsinstitut für Informationsverarbeitung und Mustererkennung (FIM) Karlsruhe - in die zugehörigen Pressungsdiagramme umgerechnet.



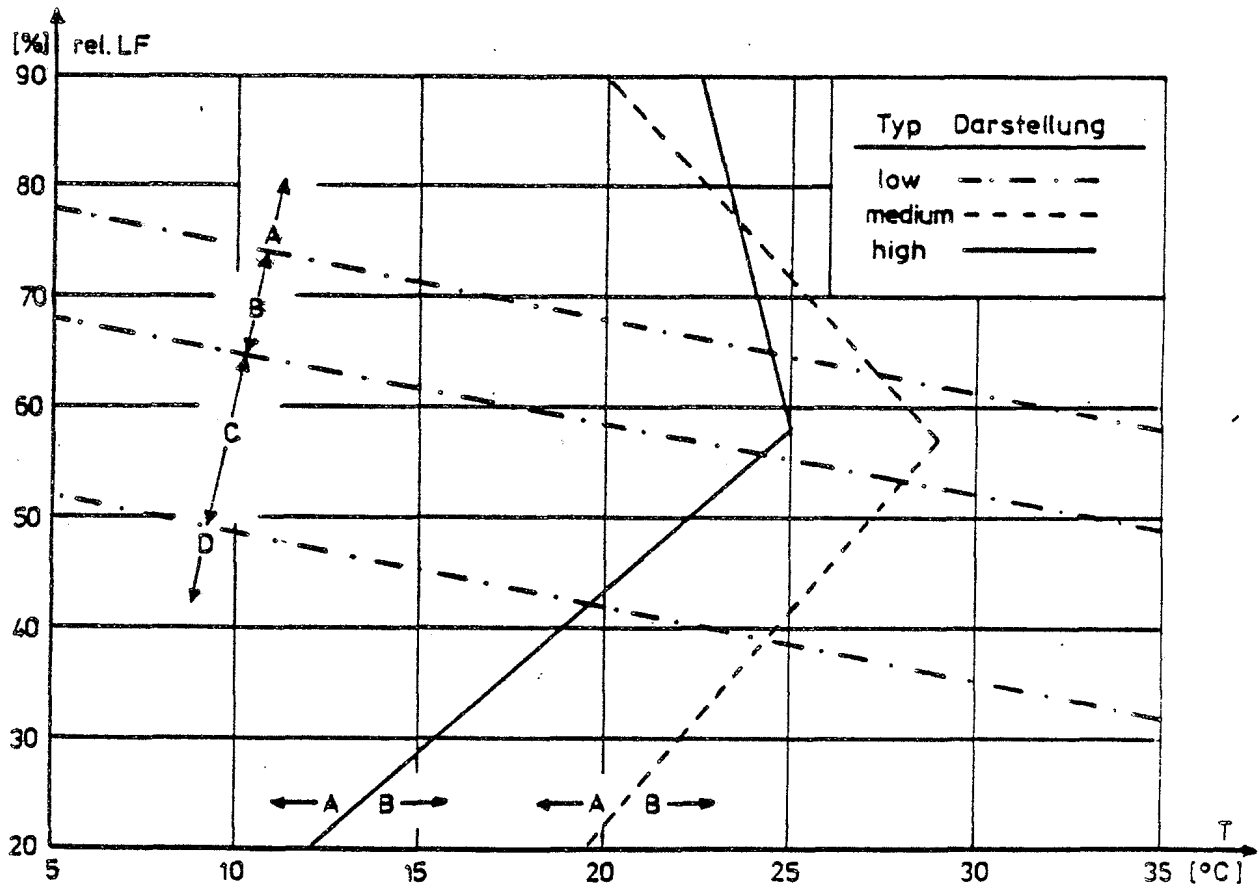


Abbildung 6: Abgrenzung der zugrunde zu legenden Kalibrierungskurven bei der DMF-Auswertung mittels Densitometer in Abhängigkeit von der Luftfeuchte, der Temperatur und dem Folientyp

Liegt eine stetige Pressungsverteilung mit geringen Gradienten vor, so genügt es, die Pressung in einigen repräsentativen Punkten zu bestimmen. Die Auswertung mittels Densitometer ist in diesen Fällen mit vertretbarem Aufwand durchzuführen. Nach Auswahl einer ausreichenden Anzahl geeigneter Flächenelemente sind zunächst deren Mittelpunktskoordinaten auszumessen. Ist das Densitometer auf das ausgewählte Element positioniert, wird die von diesem Flächenelement reflektierte Lichtmenge gemessen, digital angezeigt und gegebenenfalls über einen angeschlossenen Tischrechner direkt abgespeichert. So läßt sich zunächst ein großflächiges Pressungsbild punktweise in einem bestimmten Raster oder entlang ausgewählter Schnittlinien digitalisieren und abspeichern. Die Zuordnung von Pressungen erfolgt über eine zugehörige Kalibrierkurve, die anhand von zunächst

diskret vorliegenden Kalibrierpunkten als geglättete Ausgleichskurve ermittelt werden kann. Bei der Erzeugung der einzelnen Kalibrierpunkte ist besonders darauf zu achten, daß dieselben Umgebungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit) und dieselbe Belastungsgeschichte zugrunde liegt wie bei den eigentlichen Versuchen selbst.

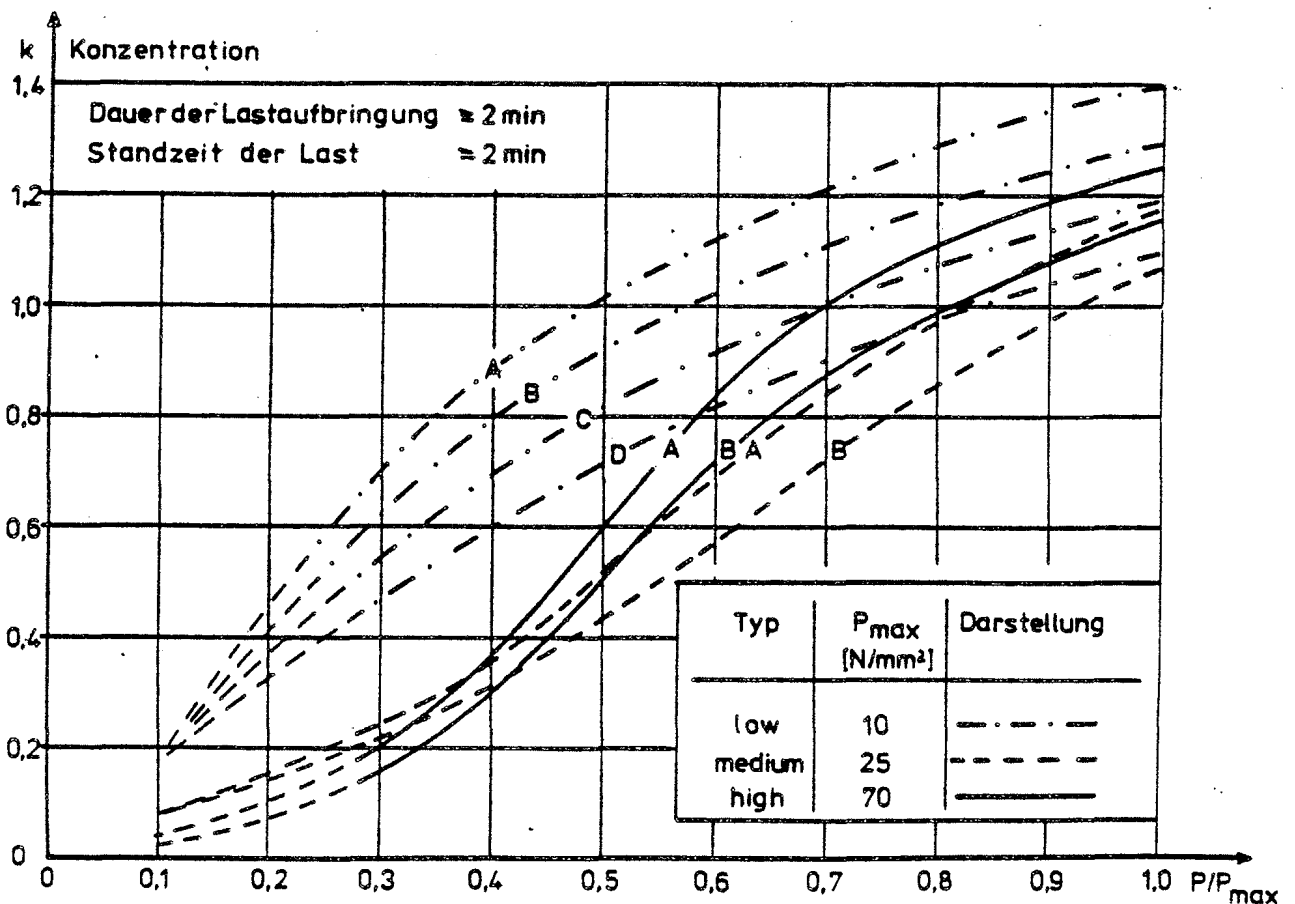


Abbildung 7: Kalibrierungskurven zur Densitometerauswertung in Abhängigkeit von den verschiedenen Umweltbedingungen (Kurven A bis D) und dem Folientyp ("low" bis "high")

Nicht nur die Belastungsgeschwindigkeit (Laststeigerungsrate) sondern gegebenenfalls auch die Anzahl der Laststufen und die jeweilige Laststandzeit sind - wie bereits angedeutet - von großem Einfluß auf die resultierende Farbkonzentration. Im Diagramm der Abbildung 6 sind die je nach Temperatur  $T$  und relativer Luftfeuchtigkeit  $rel. LF$  zu wählenden Kalibrierkurven für

die drei DMF-Empfindlichkeitsstufen "low", "medium" und "high" graphisch gegeneinander abgegrenzt. Bemerkenswert hierzu sind die deutlich unterschiedlichen Kurvencharakteristiken zwischen dem DMF-Typ "low" und den Typen "medium" beziehungsweise "high". Die eigentlichen Kalibrierkurven für eine Zeit von 2 Minuten zur Laststeigerung und einer Laststandzeit von 2 Minuten sind in Abbildung 7 zusammengefaßt; auch hier unterschieden sich die Kurvenmerkmale von DMF-Typ "low" einerseits und den Typen "medium" und "high" andererseits deutlich (vgl. auch [16]). Dieses Meßverfahren liefert dann kleine Variationskoeffizienten, wenn große Lastumlagerungen zufolge Plastifizierung und/oder Kriechen auszuschließen sind; ist während eines Versuches mit N Laststufen in einem bestimmten Folienbereich bereits nach  $m < N$  Laststufen zum Beispiel der Beton voll plastifiziert, nimmt also nach dieser Zeit keine zusätzlichen Pressungen mehr auf, dann ist die über die entsprechende Kalibrierungskurve - die ja auch in N Laststufen erstellt wurde - diesem Folienbereich zugeordnete Pressung mehr oder weniger stark verfälscht. Eine gute Kontrolle darüber, ob solche Umlagerungen in verstärktem Maße stattgefunden haben oder nicht liefert immer eine Gleichgewichtsbetrachtung, sofern die über die Kontaktfläche übertragene Last bekannt ist. Werden beim Arbeiten mit der DMF all diese Punkte beachtet, dann besitzt das Auswerteverfahren mittels Densitometer nach [14] bis [16] und [20] eine Genauigkeit von  $\pm 10\%$ .

Bei den bezüglich System und Belastung rotationssymmetrischen Versuchen nach [26] wurden Lagerplatten vom  $\varnothing 385$  mm bis  $\varnothing 400$  mm untersucht; die DMF-Pressungsabdrücke aus der Fuge Lagerplatte/Beton beziehungsweise Lagerplatte/Mörtelfuge waren für eine Auswertung mit Densitometer zu großflächig. Trotz weitgehend zentrischer Belastung streuen infolge der sehr unterschiedlichen Steifigkeitsverteilung im unmittelbar angrenzenden Betongefüge (Größtkorn  $\varnothing 16$  mm) die Pressungen innerhalb eines bestimmten konzentrischen Ringes um bis zu 50 % (vgl. zum Beispiel Pressungsbilder der Anlagen 63 und 69). Diese Tatsache war bereits aus Vorversuchen bekannt. Damit man nun bei den Hauptversuchen von weitgehend ebenen Kontaktflächen ausgehen konnte, wurden in den noch weichen Mörtel, der zum Zentrum hin dicker aufgetragen war, eine plangedrehte Stahlplatte aufgesetzt und eingelotet. Nach Erhärten des Mörtels wurde die Kontaktfläche



Trotz dieser Vorkehrungen konnte man sich - wie die Pressungsbilder der Anlagen 63 und 64 zeigen - bei der quantitativen Auswertung der Pressungsabdrücke nicht auf einen repräsentativen Durchmesser beschränken, weil die Streuungen unter den vielen möglichen Durchmessern zu groß waren. Ausnahmen hiervon bilden lediglich die örtlich relativ anpassungsfähigen - da weichen - bewehrten Elastomerlager, die eine weitgehend gleichförmige Sohlpressungsverteilung mit geringen, beziehungsweise relativ konstanten Grauwertgradienten liefern; ausgenommen ist eine Randzone, in der infolge der fast unbehinderten Querdehnung des Neoprenes der Druck absinkt. Ein Beispiel hierzu ist in Anlage 65 zu finden.

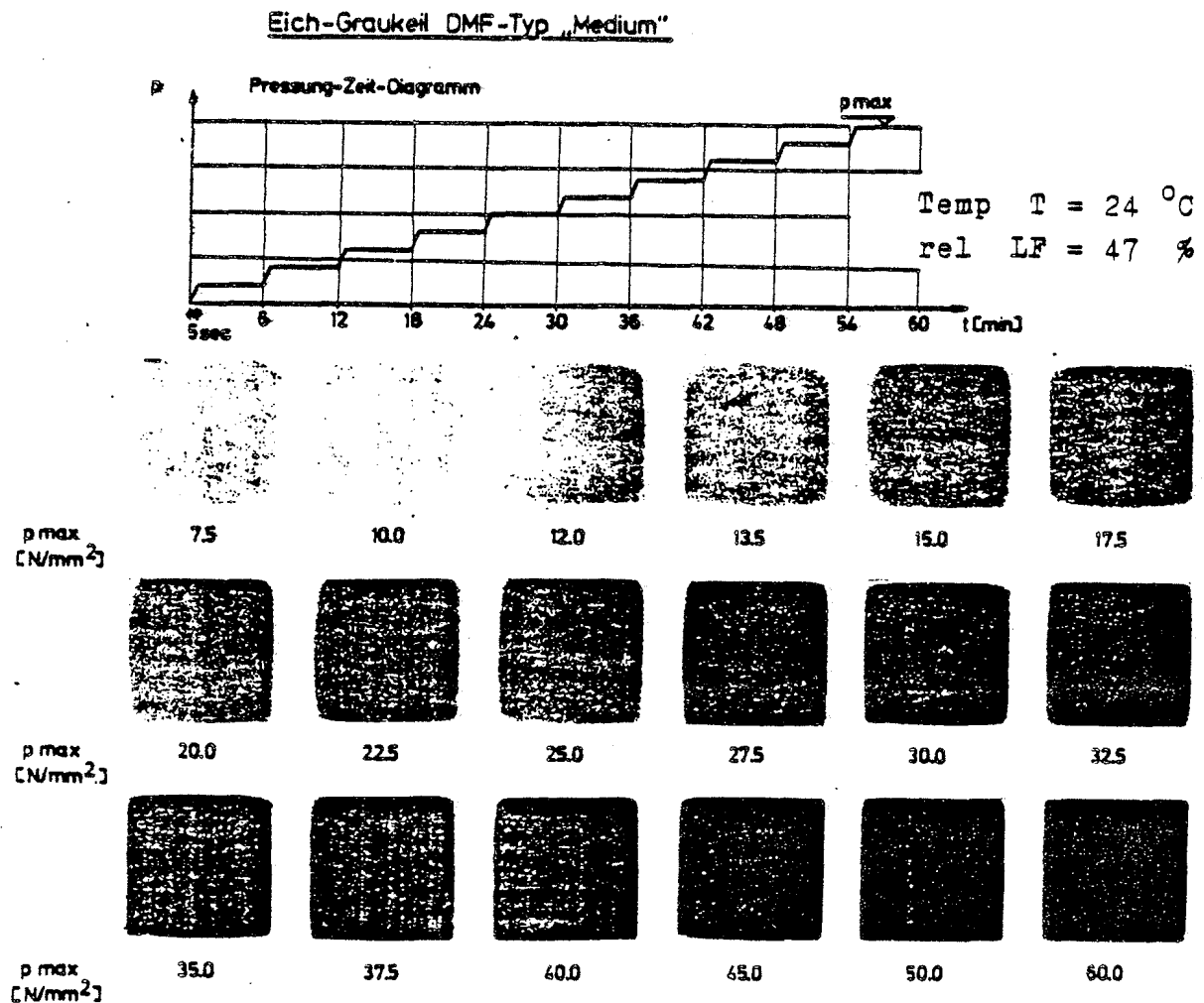


Abbildung 9: Eich-Graukeil der DMF Typ "medium pressure"

Die Auswertung mit Densitometer schied wegen der erforderlichen Integration über das gesamte Pressungsbild und des damit verbundenen hohen Arbeitsaufwandes aus. Es kam also nur die eingangs bereits erwähnte, vollautomatische Auswertung mit Hilfe einer rechnergesteuerten, optoelektronischen Bildauswertungsanlage in Frage. Das Pressungsbild wird dabei von einer Video-Kamera aufgenommen, in eine Matrix von  $512 \times 512$  Bildpunkten zerlegt und der jedem Bildpunkt zugeordnete, analoge, mittlere Grauwert in eine digitale Größe umgewandelt; das Gesamtbild wird also diskretisiert und flächendigitalisiert in einem Vollbild-Speicher abgelegt. Zur Kalibrierung der Helligkeit bei der Aufnahme der Pressungsabdrücke wird jedem Bild ein genormter Graustreifen beigelegt, um Schwankungen in der Beleuchtungsintensität erkennen zu können; die Dynamik des Bildes bleibt zwar durch Helligkeitsschwankungen weitgehend unbeeinflusst, die Grauwerte jedoch sind unmittelbar von der absoluten Helligkeit abhängig. Das über einen Analog-Digital-Converter (ADC) umgewandelte und über die Steuereinheit im Vollbildspeicher abgelegte, digitalisierte Bild ist über einen Digital-Analog-Converter (DAC) am TV-Monitor sichtbar; so kann im Dialogbetrieb die Beleuchtungsintensität eines jeden Pressungsbildes auf den Wert abgestimmt werden, der den Abdrücken der Eich-Graukeile nach den Abbildungen 8 und 9 in Verbindung mit Abbildung 10 zugrunde lag.

Diese Eich-Abdrücke wurden in einer Prüfmaschine der Klasse I mit kugelgelagerter Lastplatte und einem Meßbereich von insgesamt  $0 \leq F_V \leq 200$  [kN] erstellt, wobei dieser gesamte Meßbereich nochmals in insgesamt 3 Stufen unterteilt ist. Die DMF befand sich dabei zwischen zwei plangedrehten und geschliffenen Stahlflächen mit den Abmessungen  $40 \times 40$  [mm]. Die kleinste Last bei dem DMF-Typ "low pressure" mit  $p = 1$  N/mm<sup>2</sup> entsprechend  $F_V = 1,6$  kN lag damit ebenso im Meßbereich der Maschine wie die höchste Last bei dem DMF-Typ "high pressure" mit  $\max p = 100$  N/mm<sup>2</sup> entsprechend einer Gesamtlast von  $F_V = 160$  kN. Wie den Diagrammen der Abbildung 10 und den exemplarisch für die DMF-Typen "high pressure" (Abbildung 8) und "medium pressure" (Abbildung 9) dargestellten Eich-Graukeilen zu entnehmen ist, wurde der Meßbereich der verschiedenen DMF-Typen bei der den Hauptversuchen zugrundeliegenden Belastungsgeschichte um das bis zu 2,2fache (DMF-Typ "medium pressure" von  $7 \leq p \leq 25$  [N/mm<sup>2</sup>] auf  $7 \leq p \leq 60$  [N/mm<sup>2</sup>]) gegenüber der Darstellung nach Abbildung 7 gesteigert. Dort war die Last kontinuierlich innerhalb von 2 Minuten aufgebracht worden.

Wie den Grauwert-Druckungs-Diagrammen (Abbildung 10), die als Ausgleichskurven aus den Histogrammen der Eich-Graukeile entstanden, zu entnehmen ist, erlaubte das Bild-Auswertesystem insgesamt 256 Grauwertstufen. Davon konnten allerdings maximal 136 ausgenutzt werden, weil in den Druckungsabdrücken das absolute Weiß mit Grauwert 256 praktisch ebensowenig wie das absolute Schwarz mit Grauwert 0 bei den unterschiedlich rot eingefärbten Bildern auftrat; auch durch Änderung der Beleuchtungsintensität ist die ausnutzbare Gesamtdynamik der Eich-Graukeile von 136 Grauwertstufen nicht weiter zu strecken.

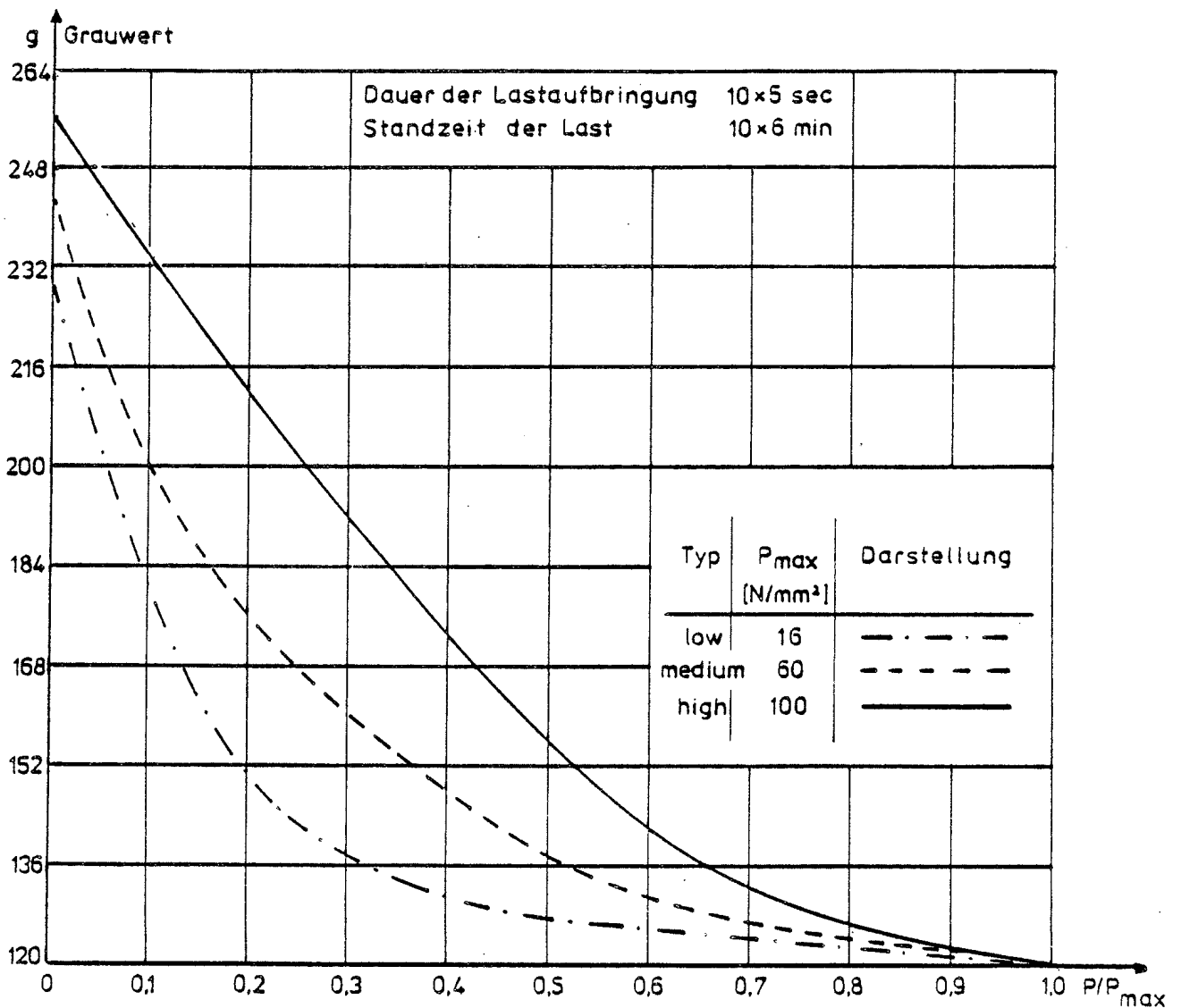


Abbildung 10: Ausgegliche Grauwert-Druckungs-Diagramme der DMF-Typen "low -" bis "medium pressure" auf der Grundlage der Grauwert-Histogramme aus den Abbildungen 8 und 9

### 5.4.1.3 Auswertung der Pressungsabdrücke

Nachdem sämtliche Pressungsbilder nebst den Kalibrierungskurven nach Abbildung 10 im Bildspeicher abgelegt waren wurden die Pressungsabdrücke durch Vergleich von Grauwert und Eichkurve in Spannungen umgerechnet. Die im Zusammenhang mit dieser Arbeit interessantesten Ergebnisse sind in den Anlagen 63 bis 72 exemplarisch wiedergegeben. Von jedem Versuche wurden - wie aus den Anlagen 64, 65 und 66 ersichtlich - jeweils 2 Pressungsabdrücke mit DMF benachbarter Empfindlichkeitsstufen von den untersuchten Kontaktfugen erstellt, weil nur in den seltensten Fällen die auftretenden Pressungen vom Meßbereich einer einzigen Empfindlichkeitsstufe erfaßt werden konnten; dies war in der Regel nur bei den Pressungen unter den PTFE-Zwischenschichten und in den Lagertöpfen der Fall, wie die Anlagen 66 bis 70 bestätigen.

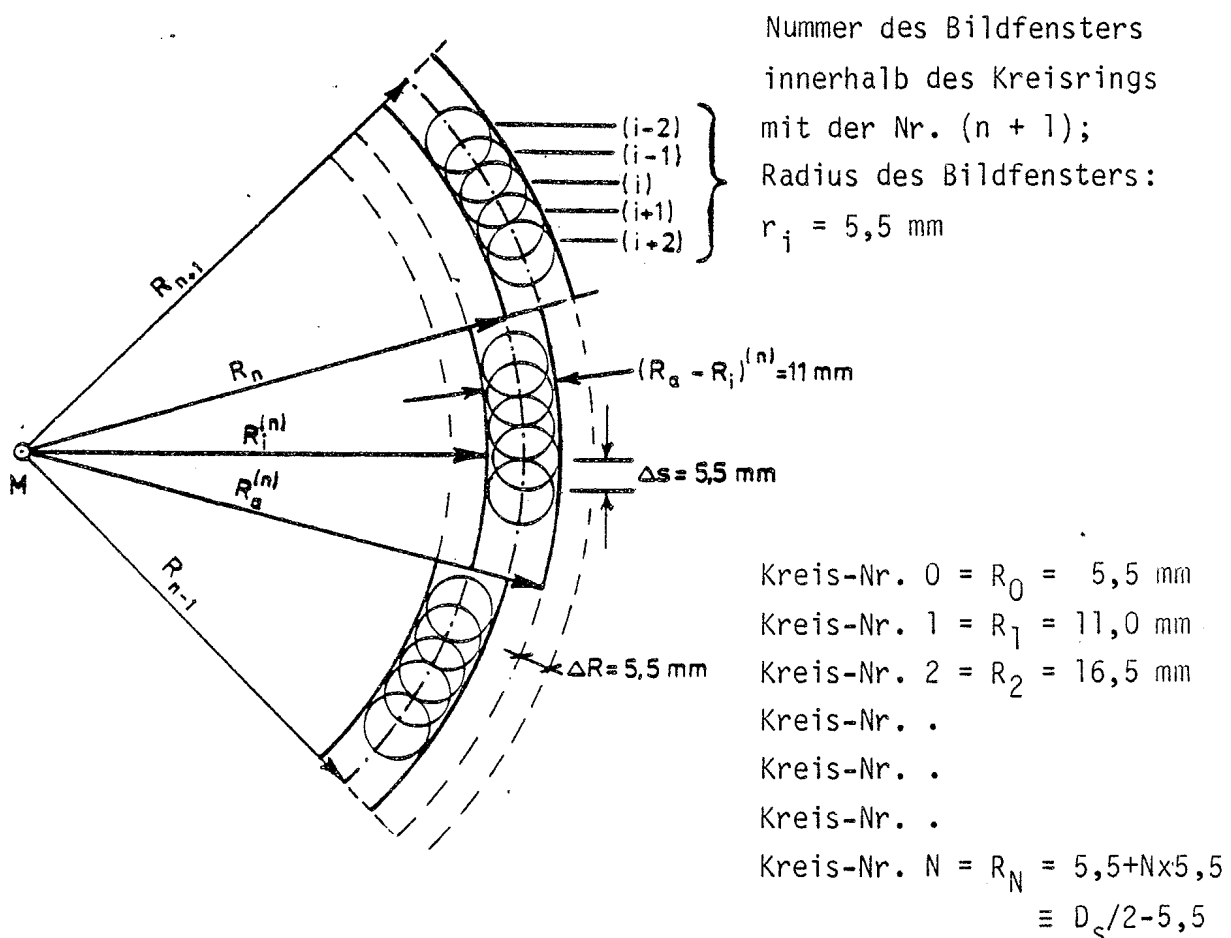


Abbildung 11: Vorgehen beim Auswerten der Pressungsabdrücke mittels rechnergekoppeltem, video-optischen Auswertesystem



Über die Pressungsabdrücke wurden vom Zentrum her konzentrische Kreisringe mit einer konstanten Radiusdifferenz von  $(R_a - R_i) = 11$  mm gelegt und innerhalb dieser Ringe Bildfenster mit einem Radius  $r_i = 5,5$  mm um jeweils  $\Delta s = 5,5$  mm entlang des Mittelkreises des betrachteten Kreisringes entsprechend Abbildung 11 versetzt. Dem mittleren Grauwert der kleinen Kreise mußte sofort wegen des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Pressung und Grauwert (vgl. dazu die Kalibrierungskurven der Abbildung 10) der entsprechende Pressungswert zugewiesen werden, um dann die Einzelwerte der Pressungen der kleinen Bildfenster innerhalb eines jeden Ringes mitteln zu können. Der zugehörige Variationskoeffizient liefert eine Aussage darüber, wie gleichmäßig die Einzelwerte innerhalb des Ringes verteilt sind und darüber, ob möglicherweise die DMF bereichsweise über- oder untersteuert ist. Die Mittelwerte der Ringe entsprechen jeweils einem Punkt in den Diagrammen der Anlagen 63 bis 72. Die Radien  $R_i$  und  $R_a$  des nächstäußeren Kreisringes sind um  $\Delta R = 5,5$  mm größer (vgl. Abbildung 11), und die mittlere Pressung ist analog zu ermitteln.

Durch dieses überschneidende Vorgehen werden fast alle innen liegenden Flächen zwei- bis vierfach, die des innersten und äußersten Ringes jedoch nur ein- bis zweifach erfaßt. Wie vor allem aus den Anlagen 63 und 64 hervorgeht, sind die Meßbereiche zum Teil innerhalb eines Ringes bereichsweise über- bzw. untersteuert. In diesen Fällen hätte man die Möglichkeit, im Pressungsbild der DMF mit der benachbarten Empfindlichkeitsstufe an entsprechender Stelle den Grauwert und die zugeordnete Pressung zu entnehmen. Dieses Vorgehen hätte jedoch - wenn die Bearbeitungszeit im Rechner klein gehalten werden soll - die gleichzeitige Präsenz beider Bilder im Rechenspeicher erforderlich gemacht und wäre mit der vorhandenen Software nicht zu lösen gewesen. Deshalb wurde ein ungenauerer, aber wesentlich Rechenzeit sparender und im Rahmen der Reproduzierbarkeit solcher Ergebnisse ausreichend genauer Weg gewählt.

Zunächst werden dabei - wie vorher beschrieben - beide Bilder unabhängig voneinander ausgewertet, und das Kräftegleichgewicht anhand der protokollierten, tatsächlich aufgebrachten Last  $F_V$  kontrolliert. Ergab sich aus den Sohlpressungsverteilungen nach den Anlagen 63 bis 72 eine zu kleine Last, war die Folie in der Regel in weiten Bereichen übersteuert, wie dies aus den jeweils linken Bildern der Anlagen 64 und 65 ersichtlich

ist, auch wenn der ausgeplottete Mittelwert meist noch im Meßbereich der betreffenden DMF-Empfindlichkeitsstufe liegt; war die berechnete Last zu groß (vgl. linke Bilder der Anlagen 64 und 65), dann war die Folie bereichsweise untersteuert. Die endgültige Sohlpressungsverteilung erhält man dadurch, daß man beide Kurvenzüge maßstabsgerecht übereinander projiziert, wie das auch in den Diagrammen der Anlagen 64, 65 und 66 geschehen ist. Auf diese Weise läßt sich das Kräftegleichgewicht in der Regel bis auf circa  $\pm 10\%$  erreichen. Die noch verbleibende Abweichung könnte dadurch beseitigt werden, daß die berechneten Pressungswerte mit dem Kalibrierungsfaktor  $k_V = F_V^{\text{soll}} / F_V^{\text{ist}}$  multipliziert werden, wobei  $F_V^{\text{soll}}$  die gemessene und  $F_V^{\text{ist}}$  die aus den Werten der Diagramme in den Anlagen 63 bis 72 berechnete Vertikallast darstellt. Dieses Vorgehen ist dann gerechtfertigt, wenn man davon ausgehen kann, daß sich die Kalibrierungskurven nach Abbildung 10 im Streubereich des Mittelwerts der verschiedenen konzentrischen Kreisringe nahezu linear verhalten. Weil in den vorgestellten Beispielen das Kräftegleichgewicht ziemlich gut stimmt, wurde auf die letztgenannte Korrektur der Pressungen in den Diagrammen der Anlagen 63 bis 72 verzichtet.

Zum Abschluß dieses Kapitels soll auf den Inhalt der in den Anlagen 63 bis 72 vorgestellten Versuchsergebnisse eingegangen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse zur zielsicheren Formulierung der Randbedingungen in den Berechnungen zu [13] zusammengefaßt werden. Bei den Versuchen handelt es sich um rotationssymmetrische Probekörper, die Erkenntnisse aber sollen auch auf Berechnungen im ebenen Spannungs- und Formänderungszustand übertragen werden. Eine quantitative Abschätzung erlaubt die folgende einfache Grenzbetrachtung. Bei ebener Lasteintragung verhält sich die Sohlpressung im Ursprung  $p(0)$  zur mittleren Sohlpressung  $\bar{p}$

- bei der Halbscheibe

$$k_{HS}^B \equiv p(0) : \bar{p} = 2:\pi \quad (\text{zum Beispiel [32]})$$

- beim Halbraum (mit Kreisplatte belastet)

$$k_{HR}^B = p(0) : \bar{p} = 1:2 \quad (\text{zum Beispiel [30] oder [31]})$$

Bei parabolischer Lasteintragung mit Pressung Null am Rand sehen die Verhältnisse folgendermaßen aus

- bei der Halbscheibe

$$k_{HS}^P : p(0) : \bar{p} = 3:2 \approx \pi:2$$

- beim Halbraum (mit Kreisplatte belastet)

$$k_{HR}^P = p(0) : \bar{p} = 2:1$$

Bei hydrostatischer Lasteintragung, die zwischen den beiden vorgenannten Sohlpressungsverteilungen einzuordnen ist, beträgt der Verhältniswert bei Halbscheibe und Halbraum gleichermaßen

$$k_{HS}^h = k_{HR}^h = p(0) : \bar{p} = 1:1$$

Werden weiterhin die Verhältniswerte Halbscheibe zu Halbraum für jede charakteristische Pressungsverteilung

- "Boussinesq" :  $k_{HS}^B : k_{HR}^B = 4:\pi$

- hydrostatisch :  $k_{HS}^h : k_{HR}^h = 1:1$

- Parabel :  $k_{HS}^P : k_{HR}^P = 3:4 \approx \pi:4$

gebildet, dann läßt sich aus der qualitativen Ähnlichkeit charakteristischer Sohlpressungsverteilungen von rotationssymmetrischen und ebenen Systemen mit Hilfe der vorgenannten Betrachtung eine quantitative Abschätzung anstellen.

In Anlage 63 ist die Sohlpressungsverteilung bei ebener Lasteintragung in einen Zylinder dargestellt, wobei das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 6,48$  betrug. In dasselbe Diagramm sind die theoretisch für den Halbraum mit  $A/A_1 \Rightarrow \infty$  und für einen Zylinder mit  $A/A_1 = 1$  ermittelten Sohlpressungsverteilungen eingezeichnet. Man erkennt im Bereich des Ursprungs eine weitgehende Übereinstimmung von Versuch und Halbraumtheorie. Zum Rand hin jedoch treten Unterschiede auf, die die Kurve aus dem Versuch gegenüber der Kurve nach der Halbraumtheorie völliger werden lassen. Das ist zum einen durch das Kriechen und die Plastifizierung des Mörtelfugenrandes in Verbindung mit einer Lastumlagerung zum Zentrum hin zu erklären; zum anderen wird der unterschiedliche Kurvenverlauf zum Teil dadurch verursacht, daß sich die Sohlpressungsverteilung beim Übergang vom Halbraum zum Grenzfall  $A/A_1 = 1$  kontinuierlich zur konstanten Pressungsverteilung umlagern muß.

Im Beispiel der Anlage 64 wird gezeigt, wie die Ergebnisse zweier Pressungsbilder mit DMF unterschiedlicher Empfindlichkeit kombiniert werden müssen, um sämtliche Pressungen, die innerhalb der Sohlfuge auftreten, richtig zu erfassen. Es handelt sich hierbei um ein konventionell bemessenes, stählernes Punktkipplager aus St 37. Aus der Pressungskonzentration im Bereich des Stahldruckstücks  $\varnothing 99$  mm (ungefähr dem Kreis Nummer 8 entsprechend), ist zu schließen, daß die angenommene Lastausbreitung unter  $45^\circ$  bis zur Plattenmittelebene (ungefähr dem Kreis Nummer 14 entsprechend), wie sie im Lagerbau allgemein üblich ist (zum Beispiel [31] und andere), eine ausreichende Lastverteilung nicht gewährleistet. Deshalb wurden die Beispiele zu [13] mit den vorhandenen Durchmessern der Druckstücke bzw. Zwischenschichten berechnet.

Die Auswertung der Sohlpressung in Anlage 65 erfolgte - wie vorher beschrieben - durch Kombination zweier Kurven. Gleichzeitig ist die in der allgemein bauaufsichtlichen Zulassung für ein Verformungsgleitlager nach [28] geforderte, parabolische Sohlpressungsverteilung eingezeichnet. Man erkennt, daß diese vereinfachende Annahme vor allem im Randbereich eine recht gute Näherung darstellt. Wie aus der bleibenden Setzungsmulde am Ende des zugehörigen Bruchversuchs zu schließen ist (vgl. Abbildung 12), kann in der Fuge Mörtel/Elastomerlager auch unter Gebrauchslast näherungsweise eine parabolische Relativverformung zwischen Mittelpunkt und Lager- rand angenommen werden. In der Fuge Lager/Maschinenhaupt muß infolge der

Steifigkeitsverhältnisse von einer ebenen Lasteintragung in das Elastomerlager ausgegangen werden. Aus der Sohlpressungsverteilung nach Anlage 65 geht hervor, daß sich an der Stelle der geringsten Lagerzusammendrückung die größte Pressung einstellt und umgekehrt. Für die Berechnungen mit Hilfe der Theorie nach [13] heißt das, daß für die vertikale Dehnsteifigkeitsverteilung in einem bewehrten Elastomerlager eine Parabel mit einem Wert ungleich Null am Lagerrand anzunehmen ist.

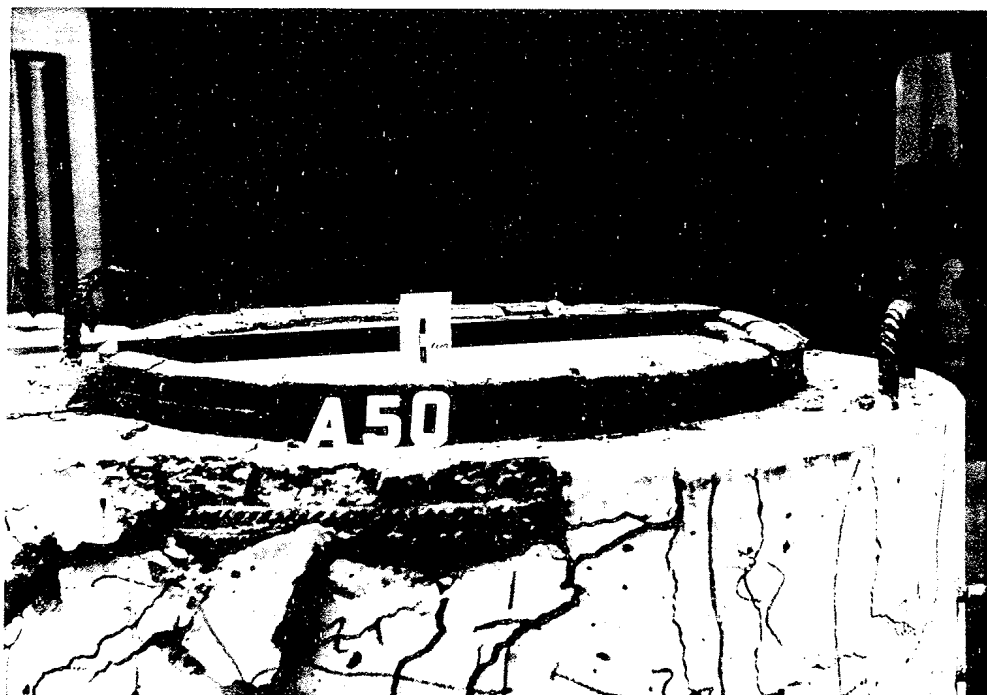


Abbildung 12: Bleibende Verformungsmulde nach einem Bruchversuch  
unterhalb einem bewehrten Elastomerlager

Aus Anlage 66 geht hervor, daß sich unter einem Stahldruckstück, welches nicht monolithisch mit der Lastverteilungsplatte verbunden ist, eine ringförmige Linienpressung einstellt, wobei es unter Umständen zu einem Klaffen zwischen Druckstück und Lagerplatte im Kernbereich kommen kann; in den theoretischen Berechnungen nach [13] ist dann in diesen Bereichen die Dehnsteifigkeit der Zwischenschicht mit Null anzunehmen.

Anlage 67 bestätigt, daß die Annahme eines hydrostatischen Innendruckes in einem Topflager voll gerechtfertigt ist. Desgleichen zeigen die Pressungsverteilungen nach Anlagen 68 bis 70 unter PTFE-Zwischenschichten - im Gegensatz zu der Verteilung unter einem Stahl Druckstück nach Anlage 66 - daß die Annahme des kriechanfälligen Randbereichs entsprechend der 10fachen Dicke der Zwischenschicht für Langzeitbelastung durchaus realistisch ist.

#### 5.4.2 Betoninnendehnungsaufnehmer (BDA)

##### 5.4.2.1 Beschreibung

Die bereits in den Versuchen zu [24] und [25] erstmals in größerem Umfang für Beanspruchungen im fast ideal elastischen Bereich eingesetzten Betoninnendehnungsaufnehmer ließen vermuten, daß sie auch noch bei Annäherung an den Bruchzustand der Probekörper zuverlässige Aussagen über den Verformungszustand des Betongefüges liefern werden. Unterstützt wurde diese Vermutung durch die Meßergebnisse, die an der RWTH Aachen [27] bis [29] im Zusammenhang mit der Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes im Lasteintragungsbereich von Fertigteilstützenstößen gewonnen wurden. Auch dort wurden BDA nach demselben Prinzip bis in Bruchnähe eingesetzt. Eigene Zusatzuntersuchungen im Rahmen der Vorversuche nach Kapitel 3 untermauerten diese Annahme.

Die BDA wurden aus Aluminium-Stangenmaterial ALMgSi 0,5 mit einem Querschnitt von 6x12 [mm] für die kurzen, 230 mm langen bzw. 8x16 [mm] für die zwischen ca. 500 mm und ca. 2500 mm langen Elemente gefertigt. Wie den Anlagen 51 und 52 zu entnehmen ist bestehen sie aus 2 Hälften, in die auf der einen Seite eine durchlaufende Längsnut und auf der Rückseite zur Verbesserung der Lasteintragung senkrecht dazu verlaufende, durchgehende Querschnittsschwächungen eingefräst sind. Die mechanisch bearbeiteten Hälften wurden an allen Flächen und Sandstrahlen für das Kleben der DMS und zur besseren Haftung der Beschichtung vorbereitet. Nach dem Applizieren der Linear-DMS PL 30 bei den kurzen und PLS 10 (Fabrikat Tokyo Sokki) bei den langen Aufnehmern in die Längsnut werden diese mit Kunstharz vergossen und zwei Hälften Nut auf Nut zusammengeklebt. Zur Vermeidung chemischer Reaktionen zwischen Zementleim und Aluminium (Blasenbildung und dadurch Verschlechterung oder gar Zerstörung des Verbundes) muß der BDA in

Kunstharz getaucht und anschließend zur Verbesserung des Verbunds bei noch nicht erhärtetem Harz mit Quarzsand bestreut werden. Damit sich die Aufnehmer weitgehend homogen in das Betongefüge integrieren und nicht wie Bewehrungsstäbe die Lasten auf sich konzentrieren muß ihre Dehnsteifigkeit der des umgebenden Betons angepaßt werden, es muß also gelten:

$$E_B \cdot A_B \approx E_{AL} \cdot A_{AL} \quad (5.4.15)$$

Dabei bedeutet  $A_B$  den Betonquerschnitt an der stärksten und  $A_{AL}$  den Aluminiumquerschnitt an der schwächsten Stelle des Aufnehmers.

#### 5.4.2.2 Meßstellenanordnung im Versuchskörper

Die Anordnung der Meßstellen im Betonkörper wurde vom vorliegenden Problem der Lastausbreitung im Störbereich nach de Saint Venant bestimmt, d.h. daß in diesem Bereich die Meßstellen konzentriert werden mußten, um relativ sichere Aussagen über den lastabhängigen Dehnungszustand des Betonzylinders machen zu können. Wie bereits dem Forschungsantrag nach Kapitel 1.2 zu entnehmen ist, unterscheiden sich die A- und die B-Versuche lediglich in der Anzahl, nicht aber in der Lage einander entsprechender Meßstellen. Die Messungen an den B-Versuchen wurden - wie später in Abschnitt 6.4 noch ausführlich erläutert wird - zur stichprobenartigen Kontrolle der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse verwendet. Die folgende Beschreibung bezieht sich deshalb nur auf die A-Versuche.

Die Ermittlung der Vertikaldehnungen erfolgte mit Hilfe der vorher beschriebenen BDA, und zwar in der Zylinderachse und am Lagerplattenrand über lange Aufnehmer, die über die gesamte Probenhöhe und 20 mm in die Mörtelfuge hineinreichten. Dazwischen lagen pro Symmetriehälfte jeweils 2 kurze BDA mit je 4 DMS-Meßstellen. Bei den Betonkörpern mit Durchmessern von 680 mm und 980 mm befanden sich außerhalb des Lastplattenbereiches ebenfalls BDA des kurzen Typs, die unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 1:2, wie dies auch in DIN 1045 vorausgesetzt wird, zum Rand hin nach unten versetzt waren. Die Anordnung der Vertikalmeßstellen ist in den Anlagen 53 bis 55 für die verschiedenen Zylinderdurchmesser zusammengefaßt.

Die Messung der radialen Betondehnungen erfolgt mit ca. 500 mm bis ca. 1000 mm langen BDA. Pro Betonzylinder wurden davon jeweils 3 Stück angeordnet, die so positioniert waren, daß der Bereich der voraussichtlich maximalen Spaltzugspannungen abgedeckt war. Ihre genaue Lage ist den Anlagen 56 bis 58 zu entnehmen.

In tangentialer Richtung wurden keine zusätzlichen BDA eingebaut. Mit Hilfe der Kontinuumsmechanik und anhand geometrischer Überlegungen läßt sich ableiten, daß für  $r = \emptyset$

$$\varepsilon_r(\emptyset) = \varepsilon_\varphi(\emptyset) \quad (5.4.16)$$

sein muß und daß aus der Messung der Ringaufweitung  $\Delta R_W$  (mit induktiven Tastern gemessen, wie in Abschnitt 5.4.3 beschrieben) folgt:

$$\varepsilon_\varphi(R_W) = \Delta R_W / R_W \quad (5.4.17)$$

Das gilt nur für den starren Verbund zwischen Beton und Wendel, der im ungerissenen Zustand vorliegt. Außerdem gilt Gl. (5.4.17) nur für den Kreis exakt, nicht aber für die Wendel. Bei der vorliegenden Ganghöhe jedoch liefert die getroffene Näherung einen maximalen, relativen Fehler von ca. 0,2 % gegenüber der genauen Lösung. Die Reißlasten werden - wie später noch gezeigt - bei ca. 1,4facher bis 2,0facher Gebrauchslast erreicht, so daß auch aus dieser Sicht die getroffenen Näherung für den Gebrauchslastbereich zu vertreten ist.

Der Verlauf der Tangentialdehnungen kann nur durch ein Polynom 2. Grades (Parabel) beschrieben werden, da außer der Mantelaufweitung nur die Aussage für die Rotationsachse nach Gl. (5.4.16) getroffen werden kann.

#### 5.4.2.3 Auswertung

Die im folgenden beschriebene Auswertung konnte nur bei den A-Versuchen durchgeführt werden. Bei der Lasteintragung in Stützenköpfe und Auflagerbänke liegt im allgemeinsten Fall ein dreiaxialer Spannungszustand vor, bei dem je nach Beanspruchungsgrad stofflich nichtlineares Materialverhalten zugrunde zu legen ist. Dieses allgemeinste Problem vereinfacht sich



im vorliegendem Fall der Last- und System-Rotationssymmetrie. Es kann auf ein ebenes, achsensymmetrisches Problem reduziert werden, wenn - wie vorher beschrieben - gewisse Annahmen bezüglich der Verteilung der Tangentialdehnungen getroffen und starrer Verbund zwischen Wende! und angrenzendem Beton zugrunde gelegt werden kann. Wird die Diskretisierung der Meßdaten bezüglich der aufgetragten Vertikallast (Laststufen) und bezüglich der Laststandzeit (Kriecheflüsse) ausgeschlossen, dann sind diese im speziellen Fall der Rotationssymmetrie noch von zwei Raumkoordinaten  $x$  und  $r$  abhängig, die aber ihrerseits wiederum nur an diskreten Punkten erfaßt werden können. Es bietet sich deshalb an, mit Hilfe der Ausgleichsrechnung die punktuell verteilten Meßdaten  $y_i$  durch eine geschlossene Funktion

$$y = f(x,r) \quad (5.4.18)$$

im ebenen Fall bzw.

$$y = f(x) \quad (5.4.18a)$$

und  $y = f(r) \quad (5.4.18b)$

im einachsialen Fall zu beschreiben. Dieses Vorgehen bei der Auswertung der Meßdaten wurde bereits in [24] und [25] angewendet. Das Verfahren hat außerdem den Vorteil, daß einzelne Meßfehler, die bei der Vielzahl der Daten nicht sofort ins Auge fallen, verschmiert und die Ergebnisse demzufolge nicht gravierend beeinflußt werden; pro Versuch fielen immerhin zwischen 3500 und 6000 Einzeldaten an.

Im Falle einer relativ geringen Anzahl von Ausreißern bietet sich für die Ausgleichsrechnung die "Methode der kleinsten Fehlerquadratsumme" von Gauss an. Die Grundlagen hierzu sollen im folgenden zunächst für eine Funktion mit einer Variablen kurz zusammengestellt werden.

Die Aufgabe lautet, die Summe der eventuell noch gewichteten Abstandsquadrate zu minimieren. Diese Methode hat im Gegensatz zur "Diskreten L1-Approximation", bei der die Summe der Abstandsbeträge minimal werden soll, den Vorteil, daß die zu minimierende Funktion stetig differenzierbar ist.

$$S(a_0, \dots, a_k) = \sum_{i=1}^n [p_i \cdot (y_i - f(a_0, \dots, a_k, x_i))]^2 \quad (5.4.19)$$

mit S Fehlerquadratsumme

$y_i$  Meßwerte ( $i=1, n$ )

$x_i$  Abszissenwerte

$p_i$  Gewicht des Meßwerts (Meßgenauigkeit, Häufigkeit)

f Ausgleichsfunktion

$a_j$  unbekannte Parameter der Ausgleichsfunktion ( $j=0, k$ )

Notwendig für ein Extremum dieser Fehlerquadratsumme ist, daß die partiellen Ableitungen nach den Parametern  $a_j$  zu Null werden:

$$\frac{\delta S}{\delta a_j} = 0 \quad (j=1, m) \quad (5.4.20)$$

Wenn die gewählte Funktion bezüglich der Parameter  $a_j$  linear ist, und eine Lösung des dann auch linearen Gleichungssystems (5.4.20) existiert, so stellt diese ein Minimum von (5.4.19) dar. Diese Bedingung ist beim Ansatz von Polynomen als Ausgleichsfunktionen erfüllt. Polynome sind universell einsetzbar, da das Ergebnis der Rechnung durch Vorgaben kaum eingeschränkt wird - mit Ausnahme des Grades der Funktion. Außerdem lassen sie sich aufgrund ihres schematischen Aufbaus in Rechenprogrammen einfach verarbeiten.

$$f(x) = \sum_{j=0}^k a_j x^j \quad (5.4.21)$$

Dabei ist k der Grad des Polynoms. Er muß mindestens um 1 kleiner als die Anzahl n der vorgegebenen Meßpunkte sein, da sonst die Anzahl der Unbekannten die der Gleichungen übersteigt. Ist  $k=n-1$ , bedeutet dies lediglich eine Interpolation der Meßwerte durch das Polynom. Es findet kein Ausgleich statt. Für den eigentlichen Ausgleich bieten sich Bibliotheksprogramme des Rechenzentrums der Universität Karlsruhe an. Dazu wurden die Routinen EØ2ADE und EØ2CAE der Numerical Algorithms Group (NAG) ausge-

wählt. Beide Unterprogramme verwenden zur Verbesserung der numerischen Stabilität "Tschebyscheff-Polynome 1. Art". Diese Funktionen lassen sich durch eine Rekursionsformel darstellen:

$$T_{i+1}(\bar{x}) = 2 \cdot \bar{x} \cdot T_i(\bar{x}) - T_{i-1}(\bar{x}) \quad (5.4.22)$$

$$\text{mit } T_0 = 1 \text{ und } T_1(\bar{x}) = \bar{x}$$

Der normierte Abszissenwert errechnet sich nach folgender Vorschrift:

$$\bar{x} = \frac{2 \cdot x - x_{\max} - x_{\min}}{x_{\max} - x_{\min}} \quad (5.4.23)$$

$$-1 \leq \bar{x} \leq 1$$

$x_{\min}$  und  $x_{\max}$  bezeichnen die Ränder des Bereiches, für den die Ausgleichsrechnung durchgeführt wird.

Das Unterprogramm EØ2ADE legt durch n gegebene Meßwerte eine Ausgleichskurve. Die Minimumsbedingung lautet analog Gl. (5.4.19). Statt der Funktion f wird jedoch folgendes Polynom angesetzt.

$$f(\bar{x}) = 0,5 \cdot A_0 \cdot T_0 + A_1 \cdot T_1(\bar{x}) + \dots + A_k \cdot T_k(\bar{x}) \quad (5.4.24)$$

Das Bibliotheksprogramm liefert als Ergebnis die Koeffizienten  $A_j$ . Für die weitere Auswertung ist die Darstellung der Ausgleichskurven als Funktion der Tschebyscheff-Polynome unhandlich. Deshalb werden im Unterprogramm POLY1 die Koeffizienten  $B_j$  des Polynoms in Abhängigkeit der normierten Variablen  $\bar{x}$  berechnet (5.4.25). Beim ersten Aufruf dieser Routine werden die Koeffizienten der T-Polynome nach der Rekursionsformel (5.4.22) berechnet und abgespeichert.

$$f(\bar{x}) = \sum_{j=0}^k B_j \cdot \bar{x}^j \quad (5.4.25)$$

Mit der Subroutine NOPOLY kann durch Einsetzen von  $x$  nach Gl. (5.4.23) die endgültige Form des Polynoms, wie sie in Gl. (5.4.21) beschrieben ist, berechnet werden. Zu diesem Zweck wurde zuvor die Binomische Formel (5.4.26) im Unterprogramm POLYN programmiert.

$$(a+b)^i = \sum_{j=0}^i \binom{i}{j} \cdot a^j \cdot b^{i-j} \quad (5.4.26)$$

$$\text{mit } a = \frac{2}{x_{\max} - x_{\min}} \text{ und } b = \frac{x_{\min} + x_{\max}}{x_{\min} - x_{\max}}$$

Bei den gegebenen Dehnungsmessungen liegt eine zweidimensionale Verteilung der Stützstellen vor. Es wird deshalb angestrebt, die Meßwerte durch eine analytisch beschreibbare Ausgleichsfläche anzunähern. Dies ist mit den Unterprogrammen EØ2CAE möglich.

Bei Anwendung dieser Routine sind einige Voraussetzungen zu erfüllen:

- 1) Die Stützstellen müssen auf Geraden parallel zur x-Achse verteilt sein ( $r_i = \text{const.}$ ) - siehe auch Anlagen 53 bis 58 und 112 bis 115.
- 2) Der gewünschte Ausgleichsgrad (k) des Polynoms nach Gl. (5.4.18) in x-Richtung muß um 1 kleiner als die kleinste Anzahl von Stützstellen auf einer Geraden sein.
- 3) Der Grad (l) des Polynoms in der dazu senkrechten Richtung soll ebenfalls um 1 kleiner als die Anzahl (n) der vorhandenen Geraden sein.

Sind diese Bedingungen erfüllt, errechnet das Unterprogramm zunächst für jede Gerade ein Ausgleichspolynom vom Grad (k), analog Gl. (5.4.24). Somit liegen für jede Gerade j ( $j=1, n$ ) die Koeffizienten  $D_{ij}$  ( $i=0, k$ ) vor. Anschließend wird die gleiche Berechnung (k+1) mal durchgeführt ( $i=0, k$ ) und zwar mit den jeweils (n) r-Koordinaten der Geraden und den  $D_{ij}$  als Abszissen- bzw. Ordinatenwerten. Als Ergebnis erhält man die Koeffizienten  $C_{ij}$  ( $j=0, 1$ ). Mit ihnen läßt sich die Ausgleichsfläche folgendermaßen darstellen.

$$f(\bar{x}, \bar{r}) = \sum_{i=0}^k \sum_{j=0}^1 A_{i,j} \cdot T_i(\bar{x}) \cdot T_j(\bar{r}) \quad (5.4.27)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } A_{i,j} &= C_{i,j} && \text{für } i=0 \text{ und } j=0 \\ A_{i,j} &= 0,5 \cdot C_{i,j} && \text{für } i=0 \text{ oder } j=0 \\ A_{i,j} &= 0,25 \cdot C_{i,j} && \text{für } i=0 \text{ und } j=0 \end{aligned}$$

Dieses, nach dem beschriebenen Verfahren ermittelte Polynom repräsentiert für ein rechtwinkliges, regelmäßiges Stützstellenraster die Ausgleichsfläche nach der exakten Methode der minimalen Fehlerquadratsumme. Für ein unregelmäßiges Meßstellenraster, wie es bei den vorliegenden Versuchen der Fall ist, ist dies aufgrund der Abhängigkeit der Koeffizienten  $D_{ij}$  von der Stützstellenverteilung auf den einzelnen Geraden nicht mehr der Fall. Das Kriterium des Fehlerquadratminimums selbst stellt jedoch nur eine vereinfachende Rechenannahme dar. Da praktische Erfahrungen mit dem beschriebenen Verfahren sehr zufriedenstellend waren, erscheint es durchaus gerechtfertigt, geringfügig von der exakten Methode der minimalen Fehlerquadrate abzuweichen.

Wie aus den vorliegenden Stützstellenrastern (Anlagen 113 bis 115 und 117 bis 122) ersichtlich ist, sind die minimalen und maximalen  $x$  Koordinaten der Meßstellen auf den verschiedenen Geraden teilweise recht unterschiedlich. Da das Unterprogramm EØ2CAE mit einem normierten  $x$  nach Gl. (5.4.23) rechnet, würde diese dazu führen, daß in unterschiedlichem Abstand  $r$  von der Symmetrieachse dem Niveau  $x$  unterschiedliche Werte  $x$  entsprechen würden. Es besteht jedoch die Möglichkeit, bei jeder einzelnen Geraden den Gültigkeitsbereich der Ausgleichsrechnung mit  $x_{\min}$  und  $x_{\max}$  vorzugeben. Somit erhält man eine rechtwinklige Berandung mit zwei Koordinatensystemen.

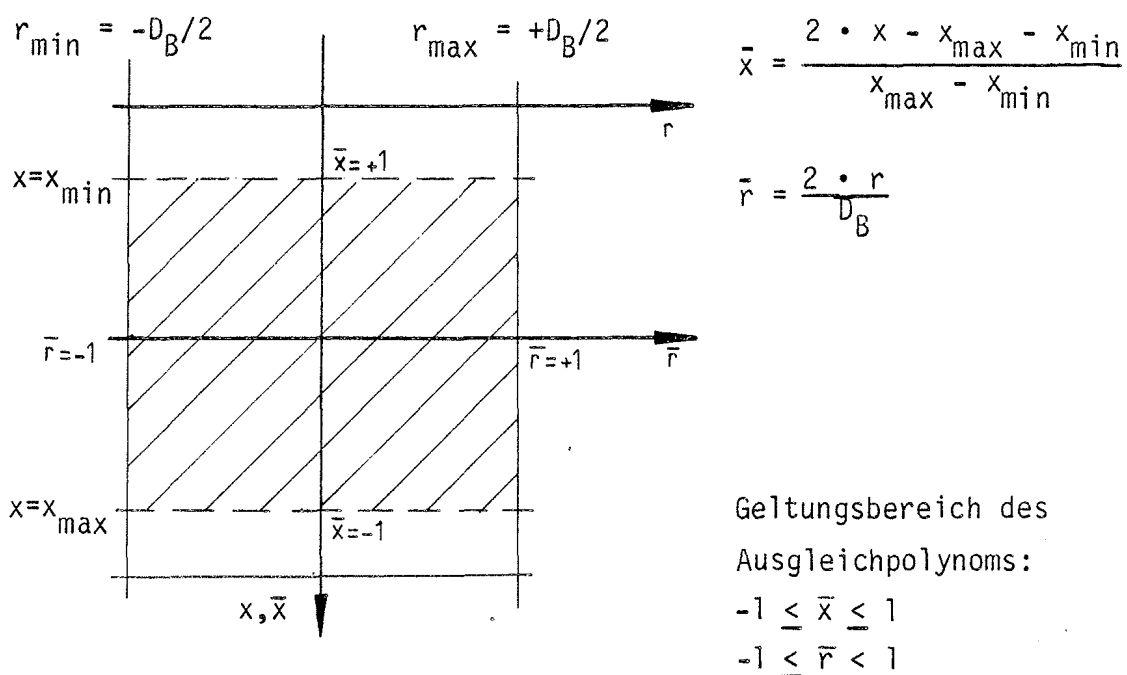


Abbildung 13: Geltungsbereich der Ausgleichsflächen

Gl. (5.4.27) stellt eine Funktion von T-Polynomen dar. Diese wird mit Hilfe der schon berechneten Koeffizienten dieser Polynome so umgewandelt, daß sie nur noch von den normierten Variablen direkt abhängt.

$$f(\bar{x}, \bar{r}) = \sum_{i=0}^k \sum_{j=0}^l B_{i,j} \bar{x}, \bar{r} \quad (5.4.28)$$

Mit der FUNCTION TSCHEB können Funktionswerte dieser Gleichung für beliebige normierte Koordinaten berechnet werden. Mit ihr läßt sich auch Gl. (5.4.21) auswerten, indem  $r=0$  gesetzt wird.

Die im Versuch sich einstellenden, geringen Lastexzentrizitäten (vgl. dazu Anlage 79) wurden dadurch eliminiert, daß alle bezüglich der Rotationsachse symmetrischen Meßstellen (Vertikal- und Horizontalmeßstellen) gemittelt wurden.

Zur Durchführung der Ausgleichsrechnung mit dem Unterprogramm EØ2CAE ist ein möglichst dichtes Stützstellenraster erforderlich. Es ist deshalb notwendig, die analytische Darstellung der Dehnungen auf einen Bereich zwischen  $x=40$  mm, wo die obersten Vertikaldehnungen gemessen wurden, und  $x=0,55 \cdot D$  bis  $x=0,60 \cdot D$  zu begrenzen. Somit ist der "de St. Venant'sche Störbereich", der bis in eine Tiefe von der Größe des Bauteildurchmessers angenommen wird, nur zum Teil erfaßt. Die Zonen, in denen die maximalen Vertikalspannungen und Querspannungen auftreten, liegen jedoch im Geltungsbereich der berechneten Ausgleichspolynome, so daß eine sinnvolle Auswertung möglich ist. Nicht durch Meßstellen abgedeckt sind - wie den Anlagen 113 bis 115 zu entnehmen - die oberen Eckbereiche, in denen Abreißzugspannungen auftreten. Hier können aus den durchgeführten Messungen keine sinnvollen Abschätzungen für die Ausgleichsrechnung vorgegeben werden. In diesem Grenzbereich kippen deshalb auch - wie später noch gezeigt wird - die Ausgleichsflächen z.T. unkontrolliert ab. In Anlage 112 sind exemplarisch für den Versuch A 27 die gemessenen und die angenäherten Vertikal- und Radialdehnungen unter Gebrauchslast entlang eines bestimmten BDA gegenübergestellt. Die gesamte Problematik der Ausgleichsrechnung in Bereichen, in denen relativ wenige Stützstellen vorliegen, ist sehr deutlich aus Anlage 116 zu erkennen. Hier sind die Vertikaldehnungen, die bei  $x \approx 0,6 \cdot D_{LP}$  an nur 7 Stellen gemessen wurden, durch ein Polynom 6. Grades zu beschreiben. Dieses liefert - wie man sieht - im allgemeinen

stark oszillierende Kurven, die unrealistisch sind. Die Glättung des Dehnungsverlaufs durch eine quadratische Parabel, die Berechnung zusätzlicher Stützstellen mit Hilfe dieser Parabel und der anschließende, erneute Ausgleich liefert in der Regel eine Verbesserung vor allem im mittleren Bereich, was aber durch ein Übersteuern am Rande bezahlt werden muß. In den dreiaxialen Darstellungen der Anlagen 216 bis 227 befinden sich typische Beispiele solcher "Dehnungskörper" für die Radial- und Vertikaldehnungen unter einfacher und doppelter Gebrauchslast. Es werden dabei jeweils ein Versuch mit biegesteifer und einer mit biegeweicher Lasteintragung gegenübergestellt.

Einige exemplarisch ausgewertete Meßwerte (Horizontal- und Vertikalmessungen) zeigen fast bis in den Bereich der doppelten Gebrauchslast ein lineares Verhalten (Anlagen 80, 136 bis 203). Deshalb erschien die Anwendung der E-Theorie zumindest bis zum Gebrauchslastbereich sinnvoll. Damit wird ein homogenes, isotropes Material mit linear-elastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung vorausgesetzt. Diese Voraussetzungen werden spätestens mit Auftreten der ersten Risse hinfällig. Es wird deshalb später erforderlich sein, den Gültigkeitsbereich der E-Theorie mit Hilfe von Diskontinuitäten im Verformungs- und Spannungsverhalten einzuschränken. Der E-Modul läßt sich aus dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung ermitteln.

$$F_V = \int_A \sigma_x(\bar{x}, \bar{r}) \cdot dA \quad \text{mit} \quad dA = d\varphi \cdot \bar{r} \cdot d\bar{r} \cdot \frac{D_B^2}{4} \quad (5.4.29)$$

$$F_V = \frac{E(\bar{x}) \cdot D_B^2 \cdot \pi}{2 \cdot (1+\mu) \cdot (1-2\mu)} \cdot \int_0^1 [(1-\mu) \cdot \epsilon_x(\bar{r}, \bar{x}) + \mu(\epsilon_r(\bar{r}, \bar{x}) + \epsilon_t(\bar{r}, \bar{x}))] \cdot \bar{r} \cdot d\bar{r}$$

Der Verlauf des E-Moduls in vertikaler Richtung läßt sich somit als gebrochen rationale Funktion darstellen. Im Zähler steht dabei eine Konstante und im Nenner ein Polynom in  $\bar{x}$ , dessen Grad dem größten der drei Dehnungsfunktionen in x-Richtung entspricht. Mit dieser Beziehung ist der durch "Ausbluten" des Betons bei der Herstellung bedingte Abfall der Festigkeit zur Betonoberkante hin erfaßbar. Gl. (5.4.29) wird genauso wie die Dehnungsverteilungen für jede Laststufe berechnet. Der so ermittelte E-Modul entspricht demnach dem Sekantenmodul.

Mit Hilfe des E-Moduls und der Dehnungen in den 3 Richtungen  $\{x, r, \varphi\}$  lassen sich z.B. auch die Zugspannungen des Betons ermitteln, die er im Spaltzugbereich unmittelbar vor Erreichen der offensichtlichen Reißlast maximal noch aufgenommen hat (vgl. dazu z.B. Anlage 80).

In den Gegenüberstellungen der Anlagen 232 bis 241 ist der für  $\mu = \emptyset$  ermittelte E-Modul verschiedener Versuche in Abhängigkeit von der Last und dem Niveau im Betonkörper, in dem er über die Gleichgewichtsbetrachtung (5.4.29) ermittelt wurde, dargestellt. Allen Versuchen gemein ist die mehr oder weniger monotone Abnahme dieses E-Moduls in Abhängigkeit von der Last und die Zunahme mit der Tiefe (Betoniertiefe).

### 5.4.3 Wendelaufweitung

#### 5.4.3.1 Beschreibung

Nach Fertigstellung der Bewehrungskörbe wurden entlang zweier gegenüberliegender Mantellinien mit Hilfe der in Abschn. 5.2 beschriebenen und auf Bild 6 der Anlage 123 dargestellten Schablonen an verschiedenen Punkten Gewindehülsen angeschweißt (Schweißpunkt) und mit ca. 10 mm Styropor ummantelt. Dadurch sollte sichergestellt werden, daß die durch die Betonüberdeckung reichende Meßkonsolenbefestigung keine Zwängungen erfährt, die die Messungen verfälschen würden (Verdrehung des Meßtisches bezüglich der Tastrichtung). Zwei gegenüberliegende Meßstellen waren in der Höhe um jeweils eine halbe Ganghöhe versetzt, was bei der Versuchsauswertung zu berücksichtigen war.

In diese Hülsen wurden bezüglich der Tastebene zur Achse des Betonzylinders parallele Meßtische angeschraubt und eingelotet. Induktive Wegaufnehmer senkrecht zur Zylinderachse auf zwei gegenüberliegende Konsolen erfassen jede Durchmesseränderung eines halben Wendelganges und somit auch dessen Dehnungs- und Zugkraftänderung.

Auf Bild 10 der Anlage 125 ist die gesamte Meßanordnung zur Registrierung der Wendelaufweitung ersichtlich. Bild 11 derselben Anlage zeigt die Meßkonsolen mit Induktivtaster im Detail.



### 5.4.3.2 Meßanordnung

Als Bezugsniveau zweier gegenüberliegender, um eine halbe Wendelganghöhe  $a_W/2$  gegeneinander versetzter Meßstellen kann deren mittlere x-Koordinate angesehen werden. Diese Werte sind für die Betonkörper  $\emptyset$  480 mm bis  $\emptyset$  980 mm in den Anlagen 56 bis 58 dokumentiert, wodurch die Zuordnungen zu den Wendelaufweitungen der Anlagen 139 bis 205 gegeben sind.

### 5.4.3.3 Auswertung

Wie bereits mehrfach erwähnt wird durch das gewählte Meßverfahren nicht die mittlere Achsdehnung eines kreiszylinderförmigen Bewehrungsstabes mit dem Durchmesser  $d_W$  gemessen, sondern es wird die Änderung des äußeren Durchmessers einer halben Schraubenganglinie erfaßt. Dadurch stellt sich bei der Umrechnung dieser Wegänderungen auf Stahldehnungen die Frage nach den möglichen Fehlern und nach deren Größtwerten.

Zunächst soll der maximale Fehlerbetrag ermittelt werden, der durch Vereinfachung einer halben Schraubenganghöhe auf einen Halbkreis entsteht. Die größte Wendelganghöhe beträgt  $a_W = 80$  mm, die Betondeckung ist einheitlich mit  $c_W = 20$  mm festgelegt. Der kleinste Betonzylinder hatte einen Außendurchmesser von  $D_B = 480$  mm. Damit ergeben sich für eine gemessene Aufweitung von  $2 \cdot \Delta r = 2$  mm folgende Oberflächendehnungen der Wendel:

$$\text{- Näherung : } \tilde{\epsilon}_W = \frac{2 \cdot \Delta r}{(D_B - 2c_W)} \hat{=} 4,545 \text{ ‰} \quad (5.4.30)$$

$$Z_W = E \cdot \epsilon_W$$

$$\text{- exakt: } \epsilon_W = \frac{[\pi \cdot (D_B - 2c_W + 2\Delta r)]^2 + a_W^2/4}{[\pi \cdot (D_B - 2c_W)]^2 + a_W^2/4} - 1 \quad (5.4.31)$$

$$\rightarrow \epsilon_W \hat{=} 4,542 \text{ ‰}$$

Der maximale, relative Fehler, der demzufolge durch die Näherung begangen wird, beträgt:

$$p_1 = \frac{(4,545-4,542) \cdot 100}{4,542} = 0,7 \%$$

Dieser Fehler kann zugunsten einer einfachen Auswertung in Kauf genommen werden.

Ein weiterer Fehler wird dadurch begangen, daß zur Berechnung der Stahlspannungen aus den Wendelaufweitungen der äußeren Mantellinien auf die Achse der Wendel bezogen ausgewertet wird. Beim Zylinderdurchmesser  $D_B$  mit einem größten Wendeldurchmesser von  $d_W$  beträgt dieser Fehler (bei  $2 \cdot \Delta r$  Aufweitung) zunächst allgemein

$$\begin{aligned} p_2 [\%] &= \left[ \frac{2 \cdot Dr}{D_B - 2c_W - d_W} : \frac{2Dr}{D_B - 2c_W} - 1 \right] \cdot 100 \\ &= \left[ \frac{D_B - 2c_W}{D_B - 2c_W - d_W} - 1 \right] \cdot 100 \end{aligned} \quad (5.4.32)$$

$$D_W = D_B - 2c_W - d_W$$

Für die vorliegenden Verhältnisse beträgt dieser Fehler für

$$D_B = 480 \text{ mm}, d_W = 10 \text{ mm} : p_2 = 2,33 \% \quad \text{und für}$$

$$D_B = 980 \text{ mm}, d_W = 16 \text{ mm} : p_2 = 1,73 \%$$

Auch dieser Fehler wird aus Gründen einer einfachen Auswertung in Kauf genommen.

Unter Vernachlässigung der vorgenannten Fehler und unter Berücksichtigung der Stahlkennwerte nach Anlage 49 konnte die in der Wendel wirkende Zugkraft ermittelt werden. Dabei lag ideal elastisch-plastisches Materialverhalten zugrunde; der Nachverfestigungsbereich der eingebauten Wendeln war im allgemeinen wenig ausgeprägt und somit von vernachlässigbarem Einfluß auf die Systembruchlast. Die Wendelzugkräfte verursachen im Beton

Radialpressungen, die sich nach Leonhardt im Bereich einer bestimmten Einleitungszone gewölbeartig auf die Wendel abstützen. Nach kurzer Einleitungslänge jedoch liegt bereits mit guter Näherung eine gleichmäßige Radialpressung vor und ein "Verschmieren" der Wendel zu einem kontinuierlichen Stahlrohr ist gerechtfertigt. Damit lassen sich dann nach der Kessel-formel die als Zwängung aktiv auf den Betonzylinder ausgeübten Radialdrücke berechnen zu:

$$P = \frac{2 \cdot Z_W}{a_W \cdot (D_W + 2\Delta r)} = \frac{4 \cdot \Delta r \cdot E}{a_W \cdot (D_W + 2\Delta r)} \quad (5.4.33)$$

Diese Information wurde für die FE-Berechnungen in Abschnitt 4 benötigt.

#### 5.4.4 Messung der Oberflächendehnungen der Lagerplatten

##### 5.4.4.1 Beschreibung

Die Lastverteilungsplatten von Brückenlagern - allgemein kurz als Lagerplatten bezeichnet - erfüllen mehrere Aufgaben gleichzeitig und sind somit im gesamten Lastübertragungssystem ein wichtiges, wenn nicht gar das wichtigste Glied. Sie müssen eine ausreichende Lastverteilung gewährleisten, genügend Gleit- oder Rollwege zur Verfügung stellen und dürfen dabei vorgegebene Verkrümmungen im Bereich der Gleitfläche nicht überschreiten. Es ist somit selbstverständlich, daß über die Messung der Oberflächendehnungen der Lagerplatten wichtige Aussagen über deren Spannungs- und Verformungsverhalten getroffen werden können.

Das Verfahren zur Bestimmung der Oberflächendehnungen in [24] und [25], bei dem die DMS in Oberflächennuten vergossen wurden, hat gezeigt, daß dieses Verfahren relativ anfällig gegenüber nicht quantifizierbaren Drücken senkrecht zum DMS ist und daß gleichfalls die Kerbspannungsausstrahlungen aus den Nuten einen mehr oder weniger großen Einfluß auf die Oberflächendehnungen ausüben.

Aus diesen Gründen wurde für das vorliegende Forschungsvorhaben ein anderer Weg gewählt, der weniger Imponderabilien beinhaltet und vor allen Dingen von wesentlich geringerem Einfluß ist. Die DMS wurden entlang eines Durchmessers direkt auf die bearbeiteten Plattenoberflächen appliziert und auf einer Breite von ca. 15 mm mit Kunstharz von ca. 1,5 mm Dicke überzogen. Beidseitig daran anschließend wurde sodann eine rückseitig kaschierete, 0,5 mm starke PTFE-Folie geklebt, durch die sichergestellt werden sollte, daß zwischen Lagerplattenoberfläche und einem 3 mm dicken Blech mit 2 mm tiefer und 20 mm breiter Diagonalnut keine schubfeste Verbindung entsteht. Damit erhöht sich bei der dünnsten Platte mit  $H_{LP} = 23,0$  mm die Biegesteifigkeit nur um

$$\Delta p = \frac{2 \cdot 3^3}{23^3} \cdot 100 = 0,44 \%,$$

wogegen bei kraftschlüssiger Verbindung die Erhöhung

$$\Delta p = \left( \frac{29^2}{23^3} - 1 \right) \cdot 100 = 100 \%$$

betragen hätte! Das Blech sollte in Verbindung mit der Nut die DMS schützen und eine Druckbeanspruchung senkrecht zur Meßstelle zumindest im Gebrauchslastbereich verhindern.

Bei den konkaven Unterteilen der Kalottenlager mußte eine andere Lösung gefunden werden. Hier wurde nach Anbringen der Meßstreifen in die noch flüssige Kunstharzmasse die eingefettete Kalotte auf 3 Abstandhaltern von je 2 mm Stärke abgesetzt und bis zum Erhärten des Harzes so belassen. Damit war der vollflächige Kraftschluß zwischen Kalotte und Lagerunterteil gewährleistet.

#### 5.4.4.2 Anordnung der DMS

Das Gesamtmeßelement "Lagerplatte" mit genauer Vermaßung der Meßstellen ist getrennt für Gleit-, Kalotten- und Topflager den Anlagen 59 bis 60 zu entnehmen. Diese Meßstellenanordnung bezieht sich jedoch nur auf die A-Versuche. Bei den B-Versuchen war außer dem Rand und dem Mittelpunkt nur jede 2. Meßstelle besetzt.

Es wurden DMS vom Typ PC 5 für Messungen in Tangential- und Radialrichtung und vom Typ PL 5 bei Messungen am Plattenrand nur in Tangentialrichtung eingesetzt. Die Meßgitterlänge beträgt dabei 5 mm. Wie die Anlagen 59 und 59a zeigen wurden beim selben Radius die Messungen sowohl an der Ober- als auch Unterseite durchgeführt, wodurch die reibungsfreie Lasteintragung kontrolliert und der Krümmungsverlauf entlang des Durchmessers beschrieben werden konnte. Wie Anlage 60 zeigt, war die Anordnung der DMS bei den Topflagern an der Lagerunterseite identisch mit der der vorher beschriebenen Lager. Wegen der relativ geringen Bodendicke und dem grundsätzlich anderen Tragverhalten des Topflagers schienen Dehnungsmessungen im Topf selbst wenig Sinn zu haben. Das Topflager trägt nämlich - und das haben die Folienmessungen nach Abschnitt 5.4.1 eindeutig gezeigt - die Last nicht primär über Biegung in Verbindung mit einer mehr oder weniger parabolischen Sohlendruckverteilung ab, sondern die Last läuft weitgehend direkt durch das Gummikissen hindurch und veranlaßt über den bezüglich des Ringes exzentrisch angreifenden "Kesselinnendruck" den Topflager, an der Lastübertragung mitzuwirken. Mit Hilfe der nach Anlage 60 gewählten DMS-Anordnung sollte dieses Lastübertragungsmodell studiert werden.

#### 5.4.4.3 Auswertung

Der Versuchszusammenstellung in Anlage 61 ist zu entnehmen, daß die kleinste Plattenschlankheit beim Versuch B 57 mit

$$D_{LP}/H_{LP} = 385:80,4 = 4,79 < 5,00$$

die Grenze zwischen "dünner" oder Kirchhoff'scher und "dicker" Platten-theorie gerade überschritten hatte, d.h. daß nur bei diesem Versuch die Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte oder auch der linearen Dehnungsverteilung über die Plattendicke nicht mehr ganz gerechtfertigt ist. Bei den Versuchen mit Stahldruckstücken spielt jedoch die Plattenverkrümmung nur eine untergeordnete Rolle (im Vergleich zu den Gleitplatten) weshalb dieser Fehler bezüglich der Verformungen toleriert werden kann. Für die restlichen Versuche kann jedoch die Bernoulli-Hypothese und somit auch die Kirchhoff'sche Plattentheorie für den elastischen Bereich zugrunde gelegt werden.

Darüber hinaus wurden in Vorversuchen randgelagerte Kreisplatten zentrisch über die Streckgrenze der Randfaser hinaus belastet und aus den gemessenen Oberflächendehnungen die zugehörigen Krümmungen berechnet und aufintegriert. Die so ermittelte Biegelinie wurde mit den Verformungsmessungen an der Plattenunterseite verglichen. Es zeigte sich, daß für den Schlankheitsbereich der Gleitplatten

$$0,06 \leq H_{LP}/D_{LP} \leq 0,13$$

auch nach Überschreiten der Streckgrenze noch mit guter Näherung die "Bernoulli"-Hypothese gültig war. Bei einer Dehnung im Plattenmittelpunkt von

$$\epsilon_r = \epsilon_\varphi = 4 \text{ ‰}$$

betrug die Maximalabweichung zwischen gemessener und berechneter (aus den Oberflächendehnungen) Biegelinie

$$\max \Delta p = 4,4 \%$$

Nach Auswertung der Meßdaten zeigt sich, daß aufgrund einer nahezu symmetrischen Dehnungsverteilung der Einfluß einer ungewollten Exzentrizität vernachlässigbar ist. Durch Mittelwertbildung einander entsprechender Meßwerte wird dieser Einfluß ausgeschaltet.

Die Meßdaten an der Lastplattenoberseite sind im Druckstückbereich durch den dort besonders stark ausgeprägten, dreiaxialen Spannungszustand und durch Plastifizierung am Druckstückrand teilweise stark verfälscht. Während die DMS von der Unterseite über die gesamte Versuchsdauer intakt blieben, versagten diejenigen an der Oberseite teilweise schon nach Erreichen der doppelten Gebrauchslast (z.B. die Versuche A 36 und A 37). Die Auswertung bis zu dieser Laststufe zeigte jedoch, daß die zwischengelegte PTFE-Folie tatsächlich gewährleistete, daß die Lagerplatten nur auf Biegung beansprucht wurden. Nach Zerstörung der DMS im Druckstückbereich konnte somit mit den Dehnungen der Plattenunterseite weitergerechnet werden.

Zunächst werden die gemessenen Radialdehnungen durch ein Polynom 4. Grades approximiert. Anlage 112 zeigt am Beispiel des Versuches A 27 die gute Übereinstimmung zwischen Ausgleichskurve und Meßwert. Die Krümmung läßt sich dann wie folgt berechnen - vorausgesetzt, daß die Dehnungen auf Ober- und Unterseite gleich groß sind:

$$w''(\bar{r}) = \frac{2 \cdot \epsilon_R(\bar{r})}{H_{LP}} \quad (5.4.34)$$

Nach zweimaliger Integration erhält man unter Beachtung der Randbedingungen  $w(0) = 0$  und  $w'(0) = 0$  die Durchbiegung der Lagerplatte als Polynom 6. Grades. Der Koordinatenursprung wurde dabei in die verformte Lage des Plattenmittelpunktes gelegt.

$$w_B(r) = b_1 r^2 + b_2 r^4 + b_3 r^6 \quad (5.4.35)$$

Eine Querkraftverformung wird nach der Plattentheorie nicht berücksichtigt. Wegen des zumindest im Druckstückbereich der Gleitlager auftretenden mehraxialen Spannungszustandes jedoch wird sie näherungsweise mit den folgenden Beziehungen erfaßt.

Nach BK 1982, S. 594 gilt:

$$\gamma = \frac{dw_Q}{dr} = \kappa_Q \cdot \frac{q_r}{G \cdot H_{LP}}$$

$$\kappa_Q = 1,2 \text{ (Formfaktor des Rechteckquerschnitts)}$$

Für die rotationssymmetrisch belastete Kreisplatte erhält man:

$$q_r = -D \cdot \left( \frac{d^3 w}{dr^3} + \frac{1}{r} \frac{d^2 w}{dr^2} - \frac{1}{r^2} \frac{dw}{dr} \right)$$

$$\text{mit } G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} \text{ und } D = \frac{H_{LP}^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)}$$

$$\rightarrow \frac{dw_Q}{dr} = 1,2 \cdot \frac{-H_{LP}^2}{6 \cdot (1 - \mu)} \cdot \left( \frac{d^3 w}{dr^3} + \frac{1}{r} \frac{dw^2}{dr^2} - \frac{1}{r^2} \frac{dw}{dr} \right)$$

Nach der Integration ergibt sich mit der Randbedingung  $w_Q(0) = 0$ :

$$w_Q = -1,2 \cdot \frac{H_{LP}^2}{6(1-\mu)} \cdot \left( \frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dw}{dr} \right) \quad (5.4.36)$$

Der Querkraftanteil an der Lagerplattenverformung läßt sich somit als ein Polynom 4. Grades beschreiben:

$$w_Q = -0,8 \cdot \frac{H_{LP}^2}{1-\mu} (4b_2 r^2 + 9b_3 r^4)$$

Die Anlagen 208 bis 215 beinhalten für alle Gleitlager die so ermittelten Biegelinien unter einfacher und doppelter Gebrauchslast. Sie sind denen gegenübergestellt, die sich in Form einer quadratischen Parabel aus den Messungen mit Hilfe der Betoninnendehnungsaufnehmer an 2 Punkten nach Abschnitt 5.4.5 berechnen lassen und zeigen gute bis befriedigende Übereinstimmung.

Die Spannungsermittlung erfolgt auf der Grundlage einer ideal elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie. Die Streckgrenzen wurden aus den jeweiligen Zugversuchen entnommen (Anlage 49). Im linear-elastischen Bereich lassen sich die Spannungen aus den an der Plattenunterseite gemessenen Radial- und Tangentialdehnungen berechnen.

$$\sigma_{R,T} = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_{R,T} + \mu \epsilon_{T,R}) \quad (5.4.37)$$

Nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze ist diese Beziehung nicht mehr anwendbar. Bei mehraxialer Beanspruchung läßt sich die Fließgrenze mit Hilfe von Fließtheorien bestimmen. Diese setzen die vorhandenen Hauptspannungen in Beziehung zur Fließspannung bei einachsiger Beanspruchung  $\beta_S$ . Der Werkstoff Stahl folgt näherungsweise der v.Mises-Bedingung wie bereits im Literaturstudium erwähnt. Die Fließgrenze ist danach erreicht, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist.

$$\sigma_R^2 - \sigma_R \sigma_T + \sigma_T^2 = \beta_S^2 \quad (5.4.38)$$



Im Mittelpunkt ist  $\sigma_R = \sigma_T$ , woraus folgt, daß Fließen bei zweiachsialer Beanspruchung bei  $\sigma_R = \sigma_T = \beta_S$  eintritt.

Die maximale Fließspannung tritt danach im Bereich gleichgerichteter Beanspruchung mit  $1,15 \beta_S$  auf. Diese Beziehung setzt jedoch voraus, daß die Hauptspannungen bekannt sind. Schwierigkeiten bereiten außerdem Lastumlagerungen, die nach Erreichen der Fließgrenze die Spannungen noch verändern können.

Nach der "Hypothese der maximalen Dehnungen" [113] tritt Fließen dann ein, wenn in einer Richtung die einaxiale Fließdehnung überschritten wird. Die Spannung beträgt dann:

$$\sigma_{R,T} = \beta_S + \mu \sigma_{T,R} \quad (5.4.39)$$

Sie wird maximal, wenn in beiden Richtungen die Streckgrenze erreicht wird.

$$\sigma_{R,T} = \frac{\beta_S}{1 - \mu} \approx 1,4 \beta_S \quad (5.4.40)$$

#### 5.4.5 Ermittlung der Setzungsmulde mit Aufnehmern nach 5.4.2

Die beiden BDA unter der Mitte und dem Rand der Lastplatte reichen über die gesamte Probenhöhe bis 20 mm in die Mörtelfuge. Wegen der erforderlichen Krafteintragungslänge werden die ersten Dehnungsmessungen jedoch erst 40 mm unter der Mörteloberkante bzw. 150-350 mm oberhalb der Probenunterseite vorgenommen (Anlagen 53 bis 55). Es ist deshalb notwendig, die Randwerte zu extrapolieren.

- 1) Die Dehnung an der Betonoberkante wird aus den ersten beiden Meßwerten bei  $x=40$  mm und  $x=95$  mm linear extrapoliert. Der Gradient des Dehnungsverlaufes ist in diesem Bereich sehr groß. Eine Regressionsgerade durch mehrere Meßpunkte wäre deshalb unzweckmäßig.
- 2) Wegen der relativ geringen Mörtelsteifigkeit wird angenommen, daß innerhalb der Mörtelschicht keine Lastausbreitung stattfindet. Die Dehnung wird dort als konstant angenommen.

- 3) An der Probenunterseite wird die Dehnung als Mittelwert der beiden untersten Meßwerte angesetzt, da in diesem Bereich über den ganzen Querschnitt eine nahezu konstante Vertikaldehnungsverteilung vorliegt.

Um den Einfluß eventueller Meßfehler zu verringern, wurden die Dehnungen zunächst mit Hilfe des Unterprogramms EØ2ADE durch ein Polynom 4. Grades angenähert. Durch Integration dieser normierten Kurven, die Gleichung (5.4.25) entsprechen, erhält man in der Mitte und am Rand der Lastplatte die Relativverformung zwischen der Plattenunterseite und dem Pressentisch. Anlage 112 zeigt aber die Schwäche dieser Vorgehensweise. Die Anpassung dieser Polynome 4. Grades an die Meßpunkte ist relativ gut. Durch Oszillieren des Polynoms zwischen den Meßpunkten ist das Integral der Dehnungen über die Länge jedoch Zufälligkeiten unterworfen. Ein kleinerer Ausgleichsgrad würde wiederum wegen der teilweise großen Gradienten eine zu schlechte Anpassung an die Meßwerte bewirken.

Aus diesen Gründen werden die Stauchungen  $\Delta$  durch numerische Integration nach der Trapezformel berechnet.

$$\Delta(r = 0, R_{LP}) = \sum_{i=1}^{n-1} (x_{i+1} - x_i) \cdot (f(x_{i+1}) + f(x_i))/2 . \quad (5.4.41)$$

$n$  = Anzahl der Meßwerte und der extrapolierten Werte

Wird Symmetrie vorausgesetzt, läßt sich die Verformung der Lastplatte durch eine Parabel annähern.

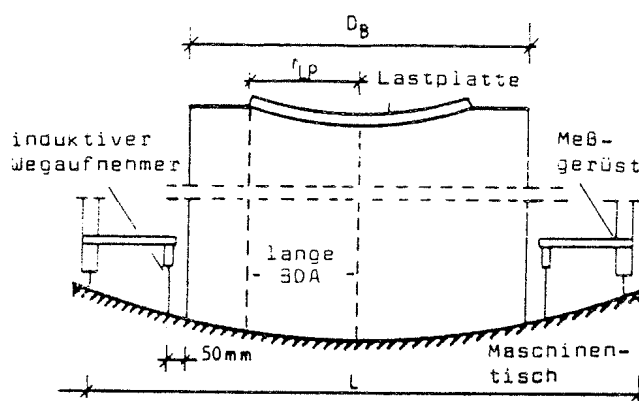
$$w_1(r) = a_1 r^2 \quad \text{mit} \quad a_1 = \frac{V(r = r_{LP}) - V(r = 0)}{r_{LP}^2} \quad (5.4.42)$$

Die Verkürzungen  $\Delta$  weisen ein negatives Vorzeichen auf.

#### 5.4.6 Sonstige Messungen

Der bereits in Abschnitt 5.2 beschriebene Stahlrahmen diente nicht nur als Meßgerüst für die zahlreichen IND-Taster zur Bestimmung der Wendelaufweitung nach Abschnitt 5.4.3, sondern auch als Träger weiterer Induktivaufnehmer. Da das Gerüst in 3 Punkten auf dem Maschinentisch gelagert war, konnten die Aufnehmer zur Ermittlung des Kolbenvorschubs an diesem befestigt werden. Weiterhin wurden an zwei gegenüberliegenden Punkten in Höhe der Zylinderoberkante jeweils eine Meßkonsole angedübelt, um die Zusammenrückung dieser Mantellinien registrieren zu können.

Wie jedes elastische Material reagiert auch der Pressentisch auf Vertikalbelastungen mit einer Setzungsmulde.



$$w_2(r) = a_2 r^2 \quad (5.5.43)$$

$$a_2 = \frac{4 \cdot \bar{w}}{(D_B + 100 \text{ mm})^2 - L^2}$$

Abbildung 14: Einfluß der Maschinentischverformung

Nimmt man auch hier einen parabelförmigen Verlauf der Tischverformungen an, kann dieser nach Gl. (5.4.43) bestimmt werden. Dabei ist  $w$  der Mittelwert der beiden Verschiebungsmessungen. Da sich der Tauchanker des induktiven Wegaufnehmers aus dem Gehäuse in Richtung des Meßpunktes bewegt, weist  $\bar{w}$  ein negatives Vorzeichen auf. Die im Unterprogramm LPBDA ermittelte Gesamtverformung ergibt sich damit zu:

$$w_{LP}^{BDA} = a \cdot r^2 \quad \text{mit } a = a_1 + a_2 \quad (5.4.44)$$

Der Koeffizient  $a_2$  und die Verformung der beiden BDA, abzüglich des Mörtelfugenanteils, werden auf eine vom Programm eröffnete temporäre Datei geschrieben. Diese Werte werden später zur Volumenermittlung und deren lastabhängige Veränderung benötigt.

#### 5.4.7 Fotografische Dokumentation

In Bruchnähe und nach Überschreiten der Systembruchlast wurden alle Probekörper fotografiert. Nach Ausbau der Proben erfolgte die Dokumentation der Bruchursache - meist Wendelversagen. Danach wurden die Lager ausgebaut, in ihre Einzelteile zerlegt und Detailpunkte, die bezüglich möglicher Schlußfolgerungen wichtig erschienen, ebenfalls im Bild festgehalten. Eine Auswahl dieser Dokumentationen, die bezüglich des Informationsgehalts repräsentativ erscheint, befindet sich in den Anlagen 123 bis 135.

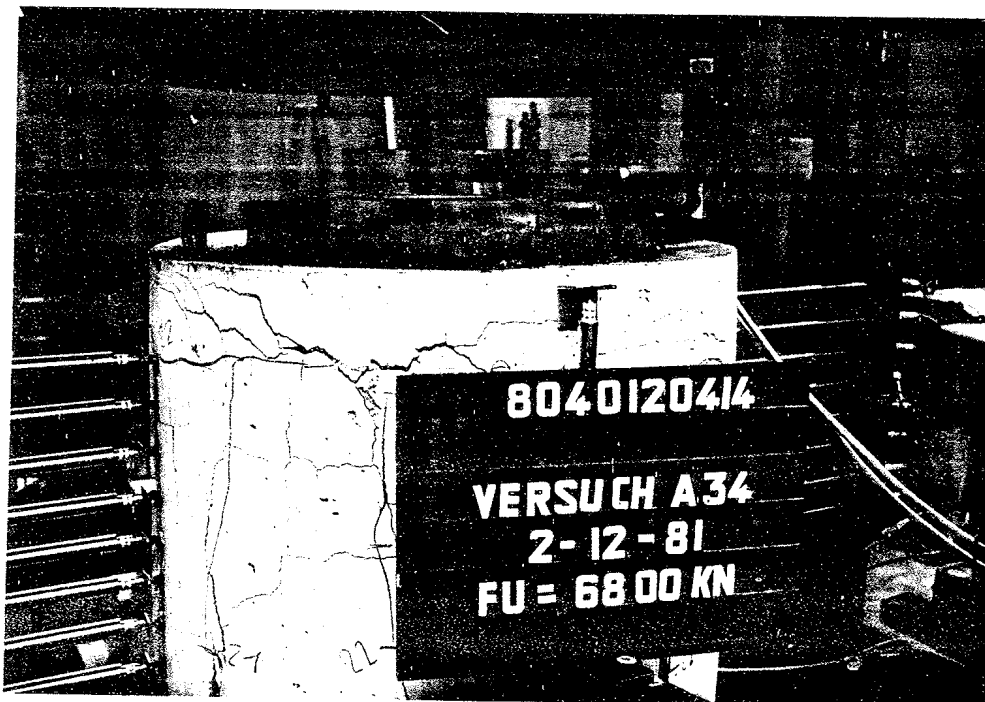


Abbildung 15: Abplatzen des oberen Zylinderrandes im Bereich großer Abreißzugspannungen

Zwei Bilder sollen wegen des bei allen Versuchen mit PTFE-Gleitlagern beobachteten Phänomens vorgezogen werden. Zum einen handelt es sich hierbei um die Abbildung 15, aus der ersichtlich ist, daß die von verschiedenen Verfassern erwähnten, seitlichen Abreißzugspannungen tatsächlich schon relativ früh - nämlich bei ca. 1,2- bis 1,8facher Gebrauchslast - die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Dieser horizontale Riß wurde übrigens bei allen Versuchen beobachtet. In Abbildung 16 ist zu erkennen,

wie ausgeprägt der Kaltfluß oder das Kriechen des gekammerten PTFE bei Belastung mit ca. 2,5facher Gebrauchslast ist, und es folglich zu einer vollständigen Zerstörung der Gleitfläche und zum Anliegen der Stahlkammerung an der Gleitplatte kommt.

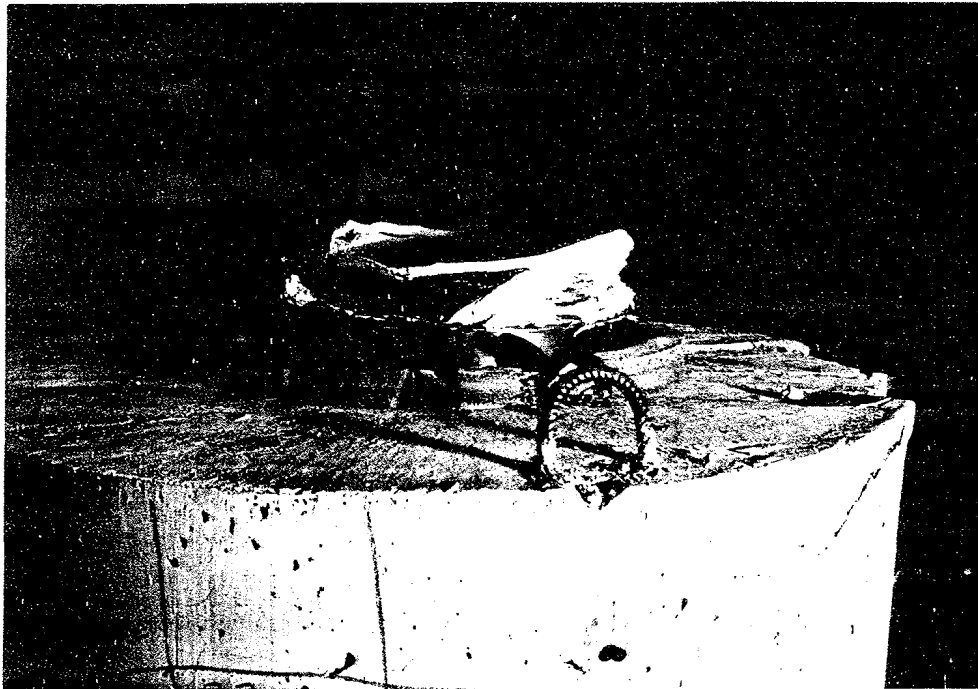


Abbildung 16: Gefügezerstörung an gekammertem PTFE bei Belastung  
mit ca.  $p = 100 \text{ N/mm}^2$

## 6 Versuchsergebnisse

Bevor auf die eigentlichen Versuchsergebnisse eingegangen wird, sind zum besseren Verständnis der Organisation der zahlreichen Anlagen einige Vorbemerkungen zu machen.

Nach dem allgemeinen Teil (Anlagen 1 bis 62), der die nötigen Vorinformationen zu den Versuchen, den FE-Berechnungen, Materialeigenschaften, Versuchsaufbau, Meßtechnik und Versuchsdurchführung enthält, folgt der Abschnitt mit den wesentlichen Erkenntnissen der Auswirkungen im Gebrauchslastbereich (Anlagen 63 bis 79). Die Messungen bei doppelter rechnerischer Gebrauchslast bis in den Bereich der Systembruchlast sind weitgehend tabellarisch in den Anlagen 80 bis 108 ausgewertet und grafisch dargestellt.

Im nächsten Anlagenteil werden theoretische Berechnungen und Meßergebnisse gegenübergestellt und ein Bemessungsvorschlag für die Lager und die angrenzenden Bauteile unterbreitet (Anlagen 109 und 111). Sozusagen in den Anhang (Anlagen 112 bis 253) wurden dann noch zusätzliche Randinformationen zur Versuchsauswertung (Anlagen 112 bis 122), die fotografische Dokumentation der Versuche und ihrer Ergebnisse (Anlagen 123 bis 135) und verschiedenen Gegenüberstellungen zum Beweis der Reproduzierbarkeit der Ergebnisse und zur Verdeutlichung des Unterschiedes "biegeweich/biegesteif" (ab Anlage 136) hinzugefügt.

### 6.1 Auswertung bis zur rechnerischen Gebrauchslast

Die Auswertung bis zur rechnerischen Gebrauchslast soll vor allen Dingen Informationen über die Gebrauchsfähigkeit der Lastübertragungssysteme und der Lastausbreitungsbereiche in den angrenzenden Bauteilen liefern. In diesem Zusammenhang sind somit Antworten auf folgende Fragen von Bedeutung:

- 1) Wie groß ist die maximale Biegespannung unter Gebrauchslast?
- 2) Wie groß ist die zugehörige Relativverformung im Bereich des Druckstücks?

- 3) Wie sieht die Verteilung der Sohlpressung aus, und welchen Einfluß hat das auf die Größe der Spaltzugbeanspruchung des angrenzenden Lastausbreitungsbereiches?
- 4) Treten im Bereich der angrenzenden Bauteile bereits Risse unter Gebrauchslast auf?
- 5) Sind die Kolbenwege bei biegeweicher Lasteinleitung so groß, daß Auflagersetzungen zu berücksichtigen sind?

Die Frage Nr. 1 läßt sich in Abhängigkeit vom Lagertyp und der Stahlgüte wie folgt beantworten:

- a) Stahllager aus St 52-3:

$$\max \sigma = 360 \pm 15 \text{ N/mm}^2 < \beta_r \approx 380 \text{ N/mm}^2$$

- b) Stahllager aus St 37-3:

$$\max \sigma = 360 \text{ N/mm}^2 = \beta_s$$

- c) Gleitlager aus St 52-3:

$$100 \text{ N/mm}^2 \leq \max \sigma \leq 260 \text{ N/mm}^2 \\ \rightarrow \max \sigma < \beta_s$$

- d) Gleitlager aus St 37-3:

$$100 \text{ N/mm}^2 \leq \max \sigma \leq 265 \text{ N/mm}^2 \\ \rightarrow \max \sigma \leq \beta_s$$

- e) Kalottenlager aus St 52-3:

$$215 \text{ N/mm}^2 \leq \max \sigma \leq 365 \text{ N/mm}^2 \\ \rightarrow \max \sigma < \beta_s$$

- f) Ringzugspannungen beim Topflager aus St 52-3:

$$50 \text{ N/mm}^2 \leq \max \sigma_z \leq 110 \text{ N/mm}^2 \\ \rightarrow \max \sigma_z < \beta_s$$

Die Biegespannungen des Topfbodens liegen bei rechnerischer  
Gebrauchslast in den Grenzen

$$140 \text{ N/mm}^2 \leq \max \sigma \leq 190 \text{ N/mm}^2$$
$$\rightarrow \max \sigma < \text{zul } \sigma = 270 \text{ N/mm}^2$$

Der Schluß, der aus der Tatsache zu ziehen ist, daß bei den praxisüblichen Brücken- und Hochbaulagern - mit Ausnahme der Ringzugspannungen bei den Topflagern - bereits unter rechnerischer Gebrauchslast im Kurzzeitversuch örtliches Stahlfließen zu beobachten ist, mahnt zur Vorsicht und erfordert zunächst eine großzügige Dimensionierung. Aufgrund der Tatsache jedoch, daß es sich hierbei um ein hochgradig statisch unbestimmtes System handelt und genügend Tragreserven durch Aneinanderreihung mehrerer konzentrischer Fließgelenklinien zu ganzen Fließgelenkflächen mobilisiert werden können, kann man dieses örtliche Fließen als unbedenklich einstufen. Dabei muß allerdings die Einhaltung der sonstigen Randbedingungen wie die Relativverformung im Bereich der PTFE-Scheiben, die Zusammendrückung im Lastausstrahlungsbereich ("Auflagersetzungen") oder die Lastverteilung (Teilflächenpressung) sichergestellt werden - gegebenenfalls in Verbindung mit Zusatzmaßnahmen wie der Erhöhung und Verteilung der Spaltzugbewehrung.

Die Frage Nr. 2 interessiert nur in Verbindung mit den Gleitplatten. Dazu werden in der folgenden Tabelle die aus den BDA nach Abschnitt 5.4.2 aufintegrierten und in eine parabolische Setzungsmulde umgerechneten Relativverformungen denen gegenübergestellt, die aus den gemessenen Oberflächendehnungen der Platten zu berechnen sind. Diese Werte beziehen sich wiederum auf die rechnerische Gebrauchslast im Kurzzeitversuch. Der Vollständigkeit halber werden auch die Relativverformungen bis zum Plattenrand mit aufgenommen.

In der Regel liefern beide Meßverfahren zum Teil sehr unterschiedliche Werte. Dazu ist festzuhalten, daß

- eine klaffende Sohlfuge nur in den Verformungsberechnungen aus den Oberflächendehnungen erfaßt ist,



- Lastexzentrizitäten nur durch Mittelwertbildung zwischen symmetrisch bezüglich der Rotationsachse angeordneten Meßstellen ausgeschaltet werden können; diese Symmetriemeßstellen waren bei den DMS-Messungen auf den Plattenoberflächen vorhanden, nicht aber bei den BDA,
- die BDA die Setzungsmulde nur an 2 Punkten erfassen und dazwischen ein Verlauf in Anlehnung an eine quadratische Parabel zugrunde gelegt wird, wogegen über die Oberflächendehnungen die Beigelinie an insgesamt 9 Stützstellen erfaßt wird, von denen 4 Stück Symmetriemeßstellen sind und schließlich
- die Vertikalstauchungen in der Nähe der Lastplatten große Werte und Gradienten aufweisen, wodurch die Extrapolation der Dehnungen stark beeinflußt wird, wie in Abschnitt 5.4.2 bereits verdeutlicht wurde.

Zu diesen Verformungen muß hinsichtlich einer realistischen Bemessung der Dauerstandseinfluß zufolge des Kriechens von Beton, Mörtel und PTFE abgeschätzt und additiv überlagert werden.

Versuch	$\Delta f_p$ [mm] aus		$\Delta f_{LP}$ [mm] aus	
	BDA	DMS	BDA	DMS
A 35	0,062	0,110	0,228	0,273
A 36	0,156	0,301	0,408	0,651
A 37	0,230	0,251	0,461	0,443
A 38	0,090	0,044	0,333	0,108
A 39	0,116*	0,369	0,302*	0,964
A 40	0,154	0,216	0,278	0,389
A 41	0,329	0,050**	0,570	0,128**
A 42	0,217	0,043**	0,293	0,136**

\* Hier war z.B. durch Störung des Verbundes eine Meßstelle teilweise defekt.

\*\* Bei diesen Ergebnissen ist zu beachten, daß diese Relativverformungen unter doppelter Gebrauchslast im Mittel auf das 8fache anwachsen, wogegen die Relativverformungen der restlichen Versuche im Mittel nur um das ca. 4,5fache größer werden, was mit einer verstärkten Plastifizierung des PTFE im Randbereich bei den Versuchen A 41/A 42 gegenüber den restlichen Versuchen erklärt werden kann (erhöhte Kantenpressung).

Die Frage Nr. 3 nach der Sohlpressungsverteilung wurde schon in Kapitel 5.4.1 angeschnitten und wird quantitativ ausführlich in Abschnitt 7.2 behandelt. Typische Beispiele von Sohlpressungsverteilungen mit biegeweicher und starrer Lasteintragung finden sich in den Anlagen 63 bis 76, wobei in Anlage 73 gezeigt wird, daß zwei unterschiedliche und voneinander unabhängige Meßverfahren (DMF-BDA) recht gut übereinstimmende Ergebnisse liefern. Es würde den Rahmen dieses Berichts sprengen, würden alle DMF-Auswertungen wiedergegeben. Die exemplarischen Beispiele zeigen jedoch eindeutig, daß ein gravierender Unterschied in den Sohlpressungsverteilungen zwischen starrer und biegeweicher Lasteinleitung besteht, der sich zwangsläufig in der Größe der Spaltzugbeanspruchung des angrenzenden Bauteils niederschlagen muß. Wie sich dies quantitativ auswirkt wird in Abschnitt 7.2 behandelt.

Die Frage nach vorhandenen Rissen unter rechnerischer Gebrauchslast kann zumindest für den Kurzzeitversuch mit nein beantwortet werden. Die an der Manteloberfläche offensichtlich feststellbaren Rißlasten sind in Anlage 80a) tabellarisch erfaßt. Daraus ist zu entnehmen, daß sich bei biegesteifer Lasteintragung diese Rißlast zur rechnerisch zulässigen Gebrauchslast verhält wie

$$F_V^{\text{RiB}} / \text{zul } F_V = 2,07 \pm 0,10, \quad (6.1.1)$$

wogegen bei biegeweicher Lasteinleitung dieser Faktor auf

$$F_V^{\text{RiB}} / \text{zul } F_V = 1,77 \pm 0,08, \quad (6.1.1a)$$

zurückgeht.

Wie Anlage 80 zeigt, weisen die Last-Dehnungs-Diagramme der BDA-Meßstellen in der Zylinderachse charakteristische Diskontinuitäten auf, die darauf schließen lassen, daß bei dieser Laststufe offensichtlich eine Lastumlagerung in Verbindung mit einer Änderung des Tragverhaltens des umgebenden Betongefüges stattgefunden hat. Dieser Knick läßt sich eindeutig nur mit einem Riß erklären. Diese Rißlasten sind ebenfalls in Anlage 80a) aufgelistet. Ihre statistische Auswertung zeigt, daß sich diese Rißlasten zu den Gebrauchslasten verhalten wie

$$F_V^{\text{RiB}} / \text{zul } F_V = 1,62 \pm 0,24, \quad (6.1.2)$$

bei steifer Lasteinleitung bzw. wie

$$F_V^{\text{RiB}} / \text{zul } F_V = 1,37 \pm 0,16, \quad (6.1.2a)$$

bei weicher Einleitung, im Mittel also eine Abminderung um die 0,4fache Gebrauchslast gegenüber der an der Mantelfläche augenscheinlich feststellbaren "Oberflächen"-Rißlast.

Zur Beantwortung der Frage Nr. 5 nach der Größe der Kolbenwege ist sinnvollerweise Anlage 80b) zu Rate zu ziehen. Dort sind die Mittelwerte der Kolbenwege parametergleicher Versuche unter einfacher und doppelter rechnerischer Gebrauchslast gegenübergestellt.

Da - mit Ausnahme der Kalottenlager und der bewehrten Elastomerlager - die größte Systemzusammendrückung (Kolbenverschub) im Kurzzeitversuch unter rechnerischer Gebrauchslast den Wert von  $w \approx 1,50 \div 1,75$  mm nicht überschreitet und der Anteil der ebenen Lasteintragung einheitlich mit  $w \approx 1,00$  mm daran beteiligt ist, dürfte auch bei Langzeitbeanspruchung eine Setzung von  $w_\infty \approx 5$  mm nicht überschritten werden; darin schlägt dann der steife Anteil mit  $w_0 \approx 3$  mm zu Buche. In der Praxis des Brückenbaus wird allgemein die Empfindlichkeit dieser Bauwerke gegenüber Auflagersetzungen durch eine von Auflager zu Auflager alternierende Differenzsetzung von  $\Delta w = \pm 10$  mm untersucht. Daraus ist zu schließen, daß nur dann, wenn Lager unterschiedlicher Konstruktionsmerkmale im selben Bauwerk eingesetzt werden müssen, gesonderte Untersuchungen anzustellen sind; besonders wichtig wird dies, wenn z.B. steife Stahllager mit  $w_\infty \approx 5$  mm und relativ weiche Kalottenlager mit  $w_\infty \leq 15$  mm gleichzeitig eingesetzt werden. Eine solche Lösung ist jedoch als ungeeignet einzustufen und nicht empfehlenswert.

Eine interessante Nebenrechnung am Rande liefert eine Aussage über die Zuverlässigkeit der durchgeführten Messungen. Die Zusammendrückungen unter rechnerischer Gebrauchslast bei steifer Lasteinleitung lassen sich für die Versuche aus B 25 beschreiben durch die Gerade

$$w \text{ [mm]} = 0,36 + 0,27 \cdot F_v \text{ [MN]} \quad (6.1.3)$$

Bei dem Probekörper  $\varnothing$  680 mm beträgt zu  $F_v \approx 2$  MN und somit  $w = 0,99$  mm. Die durchmesserabhängige Zusammendrückung der Gleitlager ist nach den Versuchen B 12/A 36 und B 17/A 41 mit B 18/A 42 zu beschreiben durch die Gleichung

$$w \text{ [mm]} = 2,42 - 3,62 \cdot D_D \text{ [m]} \quad (6.1.3a)$$

woraus für  $D_D = D_{LP} = 0,385$  m folgt

$$w = 1,03 \text{ mm} .$$

Die Relativverformung zur ebenen Lasteintragung beträgt also  $\Delta w = 1,03 - 0,90 = 0,13$  mm; diese ist durch die zusätzliche (konstante) PTFE-Zusammendrückung zu erklären. Daraus läßt sich dann mit einer PTFE-Dicke vom  $T_p = 5$  mm, der Last  $F_v = 2$  MN und dem PTFE-Durchmesser von  $D_D = D_{LP} = 0,385$  mm rückwärts ein mittlerer E-Modul von

$$E_p = \frac{4 \cdot F_v \cdot T_p}{\pi \cdot D_D^2 \cdot \Delta w} = 660 \text{ MN/m}^2 \quad (6.1.4)$$

für die PTFE-Scheibe berechnen. Ein Vergleich dieses Wertes mit Angaben aus der Literatur und eigenen Versuchen, bei denen die PTFE-Scheibe zwischen zwei planparallelen, starren Platten belastet wurden, zeigt, daß danach der E-Modul je nach Beanspruchungsgrad (Pressung) und Lagergröße in den Bereichen

$$400 \leq E_p \leq 800 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

schwanken kann.

## 6.2 Auswertung unter doppelter Gebrauchslast

Dieser Abschnitt wurde in den Bericht aufgenommen, weil wir uns unter doppelter Gebrauchslast nach DIN 1045 der rechnerischen Bruchlast bereits bis auf 5 % genähert haben. Hierbei ist zu betonen, daß in dieser Gebrauchslast der dauerstandsabhängige Festigkeitsabfall eingerechnet

ist; dies gilt jedoch nicht - wie das auch immer betont wird - wenn die Verformungen betrachtet werden. Des weiteren ist in diesem Kapitel interessant, inwieweit die Subsysteme Lager - Mörtelfuge - Betonzyylinder plastifiziert sind und wie sich das auf die in Abschnitt 6.1 aufgeworfenen Fragen und der zugehörigen Antworten auswirkt.

Die späteren Auswertungen der Bruchlasten zeigen, daß diese bei ebener Lasteinleitung im Mittel um ca. 70 %, bei biegeweicher Lasteinleitung um mindestens 25 % über den nach DIN 1045 sich ergebenden Mindestbruchlasten liegen. Bezüglich möglicher Schlußfolgerungen aus dieser Tatsache muß hier allerdings bereits vor voreiligen Konsequenzen gewarnt werden, denn die bei der Herstellung der Betonkörper vorliegenden Laborbedingungen sind durch Abzüge entsprechend zu berücksichtigen.

Im Gegensatz zu den Biegespannungen unter einfacher rechnerischer Gebrauchslast befinden sich bei Lastverdoppelung ausnahmslos alle Lagerplatten in mehr oder weniger groß ausgebildeten Bereichen im Fließen. Allerdings muß zu den Rinzugbeanspruchungen der Topflager mit

$$\text{zul } F_v = 2,07 \text{ MN bei } \text{zul } P_p = 25 \text{ MN/m}^2$$

bzw.  $\text{zul } F_v = 2,49 \text{ MN bei } \text{zul } P_p = 30 \text{ MN/m}^2$

festgehalten werden, daß diese erst bei ca.

$$\text{vorh } F_v \geq 6,0 \text{ MN}$$

die Streckgrenze überschritten, was mindestens der 2,4fachen Gebrauchslast entspricht.

Die nach den Abschnitten 5.4.4.3 und 5.4.5 ermittelten Relativverformungen im Bereich des Druckstücks und bis zum Lagerrand werden wieder wegen der besseren Vergleichsmöglichkeit mit den Werten aus Abschnitt 6.1 tabellarisch zusammengestellt:

Versuch	$\Delta f_p$ [mm] aus		$\Delta f_{LP}$ [mm] aus	
	BDA	DMS	BDA	DMS
A 35	0,247	0,384	0,911	0,930
A 36	0,567	0,787	1,477	1,578
A 37	1,058	0,777	1,913	1,381
A 38	0,212	0,210	0,782	0,506
A 39	0,457	0,836	1,191	1,824
A 40	0,682	0,515	1,233	0,888
A 41	0,959	0,565	1,660	0,990
A 42	0,743	0,387	1,001	0,618

Die statistische Auswertung dieser Tabelle in Relation zu der Verformungstabelle aus Abschnitt 6.1 zeigt, daß - bei Berücksichtigung aller Verformungen diese um das k-fache zugenommen haben, mit

$$k = 4 \pm 2$$

und - wenn die mit offensichtlichen Meßfehlern behafteten Versuche ausgeklammert werden - daß dieser k-Wert nur noch schwankt in den Grenzen

$$k = 3,5 \pm 0,8.$$

Hieraus ist deutlich die örtliche Plastifizierung der Subsysteme oder gar des Gesamtsystems zu erkennen.

Im Falle der steifen Lasteintragung sind in Anlage 75 diese Plastifizierungen bei doppelter Gebrauchslast am Beispiel der Sohlpressungsverteilung aufgezeigt und - wie man sieht - sehr stark ausgeprägt. Es hat eine große Lastumlagerung vom Rand zum Plattenzentrum hin stattgefunden. Die Beispiele der Anlage 75a) jedoch zeigen, daß hier wegen der begrenzten Biegefestigkeit des Lastübertragungssystems (Stahllager auf Betonzyylinder  $\emptyset$  680 mm und  $\emptyset$  980 mm) nur geringe Lastumlagerungen vom Zentrum zum Plattenrand hin stattfinden können. Diese Beispiele lassen vielmehr vermuten, daß sich im Bereich des Druckstückrandes eine Fließgelenklinie in der Lagerplatte ausgebildet hat. Die Meßergebnisse der Oberflächendehnungen der Platte bestätigen diesen Schluß.

Die Frage nach dem Reißverhalten der Betonzylinder unter doppelter Gebrauchslast wurde bereits in Abschnitt 6.1 beantwortet. Die Antwort auf die Frage nach den Kolbenwegen ist nur insofern interessant, als daß auch hier - wie bei den Relativverformungen - festzustellen ist, daß bei steifer Lasteinleitung diese Wege um das  $k$ -fache zunehmen, mit

$$k = 2,3 \pm 0,4,$$

bei den Stahllagern beträgt diese Zunahme

$$k = 3,9 \pm 0,8,$$

bei den Gleitlagern

$$k = 2,4 \pm 0,4,$$

bei den Topflagern

$$k = 2,7 \pm 0,4,$$

bei den Kalottenlagern

$$k = 3,4 \pm 0,8,$$

und schließlich bei den bewehrten Elastomerlagern

$$k = 2,0 \pm 0,1.$$

Interessant hierbei ist die Erkenntnis, daß - aus der Sicht der erreichten Bruchlasten - die Reihenfolge der mittleren  $k$ -Werte identisch ist mit der Reihenfolge der Lagergüte; mit anderen Worten heißt das, daß die ebene Lasteinleitung mit dem kleinsten  $k$ -Wert die höchsten und die Kalotten- und die Stahllager mit den größten  $k$ -Werten die geringsten Bruchsicherheiten liefern. Die bewehrten Elastomerlager sind aus dieser Kette auszuschließen, weil ihre "Dehnweichheit" (Zusammendrückbarkeit) bei kleinen Pressungen relativ groß ist und die Versteifung (Querdehnungsbehinderung durch die Bewehrungsbleche) erst bei größeren Pressungen aktiviert wird.

### 6.3 Auswertung des Bruchzustandes

Die Ergebnisse der Auswertung des Bruchzustandes sind im wesentlichen in den Anlagen 81 bis 108 zusammengefaßt. Zunächst wird in den Anlagen 81 bis 83 auf mögliche Grenzlasten der Subsysteme "Lager" und "angrenzendes Bauteil" und deren Sicherheitsabstand eingegangen. Bei diesen Betrachtungen spielen die Verformungen nur noch eine untergeordnete Rolle; in erste Linie sind diese Grenzlasten auf das Fließen des Lagerplattenstahls und/oder der Bewehrung zu beziehen.

Die Grenzlast "Fließen der Lagerplatte" ist in den Abschnitten 6.1 und 6.2 bereits ausführlich erläutert worden. Neu sind die Auswertungen hinsichtlich Erreichen der Streck- und der 5<sup>0</sup>/oo-Grenze der Wendelbewehrung. Hier ist ein deutlicher Unterschied zwischen steifer und biegeweicher Lasteinleitung vor allem bei kleineren Teilflächenverhältnissen  $A/A_1$  zu erkennen. Beim Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1,55$  liegt die Grenzlast "5<sup>0</sup>/oo-Wendeldehnung" bei steifer Einleitung um

$$k = 1,36 \text{ (Stahldruckstücke)}$$

bzw.

$$k = 1,17 \text{ (PTFE-Druckstücke)}$$

höher als bei entsprechenden konventionellen Lagern.

Dieser Unterschied reduziert sich beim Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 6,48$  auf

$$k = 1,10 \text{ (Stahldruckstücke)}$$

bzw.

$$k = 1,05 \text{ (PTFE-Druckstücke).}$$

Die anderen Lagertypen bewegen sich in derselben Größenanordnung (vgl. Anlage 81).

In Anlage 82 wird die größte, örtlich gemessene Betonstauchung und die zugehörige Horizontaldehnung gegenübergestellt. Des weiteren wird versucht, die Auswirkungen der Festigkeitsstreuungen durch lineare Normierung auf eine Sollfestigkeit zu eliminieren. Neben den großen Unterschieden zwischen steifer und weicher Lasteinleitung ist vor allem die Tatsache, daß unter rechnerischer Bruchlast örtlich Stauchungen von über 30<sup>0</sup>/oo mit zugehörigen Radialdehnungen von bis zu 8<sup>0</sup>/oo gemessenen wurden,



hervorzuheben. Dies ist vor allem dann von Bedeutung, wenn die Versuche mit stofflich nichtlinearen Gesetzen nachgerechnet werden sollen (siehe Abschnitt 4). Die Grenzstauchung  $\epsilon_b = -2^0/00$ , die nach DIN 1045 für druckbeanspruchte Bauteile im Bruchzustand erreicht werden darf, ist beim Gros der Lager schon in der Nähe der Gebrauchslast erreicht, ohne daß bereits große Risse, Verformungen o.ä. auf eine verminderte Gebrauchsfähigkeit schließen ließen.

In Anlage 83 sind dann die Sicherheitsbereiche gegenüber Versagen von Teilen des Systems (Stahlfließen) und gegenüber der erreichten Systembruchlast abgegrenzt. Die wesentliche Erkenntnis aus dieser Anlage ist die, daß mit Erreichen der  $5^0/00$ -Grenze in der Wendel die Last noch um maximal

$$\Delta p = 18 \% ,$$

im Mittel jedoch nur noch um

$$\Delta p = 5 \%$$

gesteigert werden kann bis zur endgültigen Systembruchlast.

Die umfangreichen Auswertungen der Systembruchlasten sind in den Anlagen 85 bis 95 tabellarisch zusammengefaßt, wobei die Anlage 84 notwendige Angaben und Erläuterungen beinhaltet.

Zu der Organisation der Anlagen ist zu sagen, daß jeweils die Ergebnisse eines Lagertyps (Stahllager, Gleitlager, Topflager usw.) denen der steifen Lasteinleitung gegenübergestellt werden. Bei der Auswertung ist zu betonen, daß wegen der beim Betonieren der Zylinder vorliegenden Laborbedingungen ein Vorhaltemaß von  $5 \text{ MN/m}^2$  nicht gerechtfertigt erschien. Die Versuche wurden deshalb bezüglich Gl. (9) der DIN 1045 mit

$$\beta_{WN} = \beta_{W28}$$

anstatt mit  $\beta_{WN} = \beta_{W28} - 5 \text{ [MN/m}^2\text{]}$  ausgewertet. Der Dauerstandseinfluß im Kurzzeitversuch ist nach Abschnitt (5.1.1) berücksichtigt.

Die Mittelwerte aus parametergleichen Versuchen wurden dann in Anlage 89 in Abhängigkeit vom Teilflächenverhältnis (Durchmesserverhältnis) grafisch aufgetragen. Die wesentlichen Erkenntnisse hieraus sind die, daß die ebene Lasteinleitung in bewehrte Betonzylinder im Mittel ca. 35 % höhere Bruchlasten liefert als sich nach DIN 1045 ergeben würden, und daß konventionell bemessene oder zugelassene Lager je nach Lagertyp und Teilflächenverhältnis die 1fache bis 1,3fache Bruchlast gegenüber der nach DIN 1045 erreichen; für das Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1$  sind sogar Werte kleiner als 1 möglich (z.B. Stahllager oder Kalottenlager). Einheitlich ist die Tendenz aller Lager, daß mit zunehmendem Teilflächenverhältnis auch die bezogene Bruchpressung zunimmt oder zumindest nahezu konstant bleibt (Gleitlager).

In den Anlagen 90 bis 93 wird dann versucht, die erreichten Bruchpressungen unter Berücksichtigung des Bruchzeitpunktes auszuwerten. In Bruchnähe nimmt bekanntlich der Dauerstandseinfluß exponentiell zu. Da in diesem Lastbereich die Laststeigerungsrate von Laststufe zu Laststufe immerhin bei steifer Lasteinleitung ca. 5,5 % und bei weicher bis zu ca. 8 % der erreichten Systembruchlast betrug, wurde der Bruchzeitpunkt durch eine angemessene Reduzierung der letzten Laststeigerung (1/3, 2/3, 3/3) berücksichtigt - je nachdem, ob der Bruch während des Hochfahrens, während der 1. Messung oder später erfolgte. Die Mittelwerte aus parametergleichen Versuchen sind in Anlage 94 tabellarisch zusammengestellt und in Anlage 95 grafisch verdeutlicht.

Die Versuchsergebnisse an unbewehrten Proben, die in großer Anzahl in der einschlägigen Literatur zu finden sind, wurden in Anlage 96 zusammengetragen und grafisch denen gegenübergestellt, die die eigenen und die Münchener Versuche mit steifer Lasteintragung lieferten. Hier wurde auch versucht, die bei den eigenen Versuchen aus B 35 zu großzügig dimensionierte Wendelbewehrung anhand der Münchener Ergebnisse (Anlage 110) hinsichtlich der bezogenen Bruchpressung  $\sigma_{1,u}/\beta_p$  zu korrigieren. Diese Kurve wurde dann in das Diagramm der Anlage 96 strichpunktiert eingezeichnet und zeigt eindeutig - was auch schon in anderen Veröffentlichungen angedeutet wurde - daß höherwertiger Beton stärker bewehrt werden muß, wenn er dasselbe, bezogene Bruchniveau  $\sigma_{1,u}/\beta_p$  erreichen soll. Dies wird sich dann im Bemessungsvorschlag des Kapitels 7.3 niederschlagen.

Schließlich beinhalten die Anlagen 97 bis 99 typische Lastverformungsdiagramme von Versuchen mit steifer und weicher Lasteintragung bei unterschiedlichem Teilflächenverhältnis. Desgleichen sind in den Anlagen 100 bis 101a typische Aufnahmen der Oberflächenrißbilder in Bruchnähe wiedergegeben. Die nach Versuchsende vermessenen, plastisch verformten Stahlteile der Lager werden in den Anlagen 102 bis 108 tabellarisch und grafisch gegenübergestellt. Charakteristisch sind die Einstanzmulden bei stählernen Druckstücken auf der Lageroberseite (Anlage 105 und 106) und die nach außen abgeflachten Biegelinien der Topflager zufolge des bereits erwähnten Krepelmoments (Anlage 108), wogegen dies bei den Kalottenlagern (Anlage 106) nicht festgestellt werden kann.

Interessant sind auch die Auswertungen und grafischen Gegenüberstellungen des Kompressions- und Dekompressionsverhaltens der Betonzylinder (Anlagen 228 bis 231). Der Unterschied zwischen steifer und weicher Lasteinleitung macht sich hier durch eine früher einsetzende Dekompression (Rißbildung, Zerbröseln der Zuschlagstoffe u.a.m) bei weicher Einleitung bemerkbar. Verglichen mit den Ergebnissen der Münchener Versuche würde das dem Verhalten eines Probekörpers mit geringerem Spaltzugbewehrungsprozentsatz entsprechen.

In den Anlagen 232 bis 241 wurde exemplarisch für verschiedene Versuche ein E-Modul mit einer Querdehnzahl  $\mu = 0$  dadurch ermittelt, daß in zwei verschiedenen Horizontalschnitten das Kräftegleichgewicht über die bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der linearen Elastizitätstheorie hergestellt wurde (vgl. Abschnitt 5.4.2). Dabei war bekannt, daß die stärker gestauchten und bereits plastifizierten Bereiche bezüglich der tatsächlich übertragenen Spannungen überbewertet und die weniger gestauchten Bereiche entsprechend unterbewertet wurden. Alle Versuche zeigen eine ausgeprägte, lastabhängige Abnahme der Steifigkeit.

#### 6.4 Vergleich der parameterequivalenten Versuche

Wie im Forschungsantrag bereits angeklungen, war das Ziel der umfangreichen Untersuchungen ein Bemessungsvorschlag für die Lager und die angrenzenden Bauteile, der die Randbedingungen im Bauwerk sowohl im Gebrauchszustand als auch in Bruchnähe praxisnah erfaßt. Bevor jedoch aus den

zahlreichen Versuchsauswertungen auf deren Auswirkung auf die Bemessung geschlossen werden kann, ist zu überprüfen, wie groß die Streubreiten der Versuchsergebnisse sind und wie es mit deren Reproduzierbarkeit aussieht.

Dazu wurden aus der Vielzahl der Meßstellen exemplarisch einige herausgegriffen, und die sich entsprechenden Meßstellen parametergleicher Versuche in einem Diagramm gegenübergestellt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Anlagen 136 bis 193 gegenübergestellt. Es handelt sich dabei jeweils in derselben Reihenfolge um die lastabhängige Darstellung des Kolbenvorschubs, der Vertikaldehnung in einem bestimmten Punkt der Rotationsachse, der zugehörigen Horizontaldehnung, der Wendelaufweitung in unmittelbarer Nähe desselben Niveaus und - mit Ausnahme der Versuche mit biegesteifer Lasteinleitung - der Dehnung im Mittelpunkt der Plattenunterseite. Als letztes Diagramm ist dann noch die Wendelaufweitung über die Probenhöhe unter der Last aufgenommen, die unmittelbar vor Erreichen der Systembruchlast noch zu erfassen war. Für die Versuche B17/A41 und B18/A42 ist zusätzlich der Verlauf der Wendelaufweitung unter doppelter Gebrauchslast in Anlage 192 dargestellt.

Die Anlagen 194 bis 199 beinhalten in derselben Reihenfolge Gegenüberstellungen von biegesteifer und biegeweicher Lasteinleitung und unterschiedlicher Betongüten und Teilflächenverhältnisse. Dazu wurden die Versuche mit Betonzyllindern  $\varnothing$  480 mm und  $\varnothing$  980 mm ausgewählt, die steif oder durch Stahllager - Betongüte B 35 - oder durch bewehrte Elastomerlager - Betongüte B 25 - belastet wurden.

Die Inhalte der Anlagen 200 bis 205 beziehen sich auf Versuche an Betonzyllindern  $\varnothing$  680 mm, wobei jeweils das obere Diagramm sich am Beispiel eines Stahllagers auf die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse an parametergleichen Versuchen bezieht und das untere auf die unterschiedliche Art der Lasteintragung und den Einfluß der Betongüte eingeht.

An dieser Stelle ist zum besseren Verständnis nochmals zu erwähnen, daß die Sprünge zwischen den Laststufen, die in den Diagrammen festzustellen sind, die die Kolbenwege beschreiben, auf das Entfernen der DMF und der zugehörigen Spiegelbleche zurückzuführen sind. Ansonsten kann als Quintessenz dieser Studien festgehalten werden, daß die Ergebnisse parametergleicher Versuche gut bis sehr gut zu reproduzieren waren. Lediglich die Wendelaufweitungen und die Plattendehnungen von Gleitlagern (Versuche B17/B18 und A41/A42) zeigen teilweise etwas größere Abweichungen. Bei den Wendelaufweitungen ist das darauf zurückzuführen, daß in unmittelbarer Bruchnähe die gesamte Wendel im Störbereich die Fließgrenze überschritten hatte und somit der wendelumschnürte Beton, oder besser dessen umschnürte Bestandteile stark in Bewegung waren. Bei den Oberflächendehnungen der Gleitlager liegt der Grund für die Abweichungen wahrscheinlich darin, daß die größten Biegebeanspruchungen dieser Lager mehr am Plattenrand konzentriert waren, was auch die aus den Oberflächendehnungen ermittelten Biegelinien der Anlagen 211 und 215 bestätigen ("Durchschlagen" der Biegelinie zum Plattenzentrum hin).

## 7 Auswirkungen bei Übertragung der Versuche auf die Bemessung

### 7.1 Gebrauchsfähigkeit von Lager und angrenzendem Bauteil

In Abschnitt 1 wurde bereits auf die Schadensanfälligkeit und Schadenshäufigkeit der Brückenlager allgemein eingegangen und auch die Schäden in den Lasteinleitungsbereichen der angrenzenden Bauteile erwähnt. Daraus ist zu schließen, daß in relativ vielen Fällen die Gebrauchsfähigkeit des gesamten Lastübertragungsbereiches nach dem heutigen Stand der Lagerungstechnik und -praxis nicht ausreichend zu gewährleisten ist.

Diese Tatsache war Anlaß dafür, daß im Anschluß an die Untersuchungen [24] und [25] und parallel zu diesem Forschungsvorhaben eine Theorie in Verbindung mit einem elektronischen Rechenprogramm entwickelt wurde, mit deren Hilfe alle bauaufsichtlich zugelassenen Lager unter Berücksichtigung realistischer Randbedingungen (Teilflächenverhältnis, Mörtelfuge, mangelhafte Unterstopfung, Kriechen von Beton, Mörtel und PTFE u.a.m.) berechnet werden können [13]. Diese Arbeit beschränkt sich weitgehend auf den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit; ideal elastische Stoffgesetze werden vorausgesetzt. Für praxisübliche Verhältnisse sind Bemessungstabellen erarbeitet, die geringfügige Einbaufehler berücksichtigen (z.B. eine unsachgemäße Unterstopfung oder eine mangelhafte Abstützung der Gleitplatten während des Betonierens). Konstruktive Hinweise für die Lager und die angrenzenden Bauteile, die z.T. auch in diesem Bericht wiedergegeben sind, schließen den Bemessungsvorschlag ab. Es kann davon ausgegangen werden, daß - wenn nach [13] bemessen und konstruiert wird - künftig all die Lagerschäden auszuschließen sind, die auf eine falsche Berücksichtigung der im Bauwerk vorhandenen oder sich einstellenden Randbedingungen zurückgeführt werden können (Bruch von Rollplatte und Rolle; Beulen der Gleitbleche; zu große Verformungen; erhöhter PTFE-Verschleiß infolge zu großer Kantenpressungen u.a.m.).

Die Gegenüberstellungen (Seite 63) im Zusammenhang mit der Bemessung der Gleitplatten, die im Laufe dieses Forschungsvorhabens geprüft wurden, zeigen, daß sich damit im Vergleich zur bisherigen Praxis etwas dickere der Gleitplatten ergeben. Die Verformungen stimmen auch recht gut mit den Versuchsergebnissen überein, wenn man berücksichtigt, daß das Kriechen

des PTFE im Kurzzeitversuch noch lange nicht abgeschlossen war und daß sich bei Langzeitbeanspruchung zufolge Kriechen des Betons die Sohlpressungen zum Lagerrand hin und zufolge Kaltfluß des PTFE sich dort die Kontaktpressungen zum Plattenzentrum hin umlagern werden. Dies bedingt dann eine verstärkte Biegebeanspruchung und somit auch eine Vergrößerung der Relativverformung.

## 7.2 Sicherheit gegenüber Systembruchlast

Die Aussagen und Forderungen dieses Kapitels gelten global für alle Lagertypen und können deshalb vor der eigentlichen Bemessung der Lagerplatten abgehandelt werden.

Wie die bisherigen Erläuterungen und Versuche gezeigt haben, gibt es das schlaffe Lastbündel in Verbindung mit der Übertragung konzentrierter Lasten ebensowenig wie die starre oder ebene Lastübertragung, wie sie zum Beispiel bei den Versuchen zu [33] bis [38] vorlag. Vereinfachend läßt sich die Sohlpressungsverteilung praxisüblicher Lager in einen konstanten (schlaffen) und einen parabolischen (biegeweichen) Anteil aufteilen. Wie die Versuche zu [33] bis [36] in Verbindung mit den eigenen Versuchen nach [24] bis [26] gezeigt haben, wird durch die Konzentration der Sohlpressungen im Bereich des Lagerzentrums sowohl die Gebrauchsfähigkeit (vorzeitige Ribbildung) als auch der Sicherheitsabstand gegenüber der Systembruchlast im Vergleich zu der ebenen Lasteintragung negativ beeinflusst, wenn keine zusätzlichen Maßnahmen hinsichtlich Erhöhung und Verteilung der Spaltzugbewehrung getroffen werden. Folgende Nachweise, Bemessungen und konstruktive Maßnahmen werden empfohlen:

- 1) Nachweis der mittleren Sohlpressung (Teilflächenpressung) über die Gleichung (9) der DIN 1045

$$\text{zul } \sigma_1 = \beta_R \cdot \sqrt{A/A_1} / 1,75 \leq 1,7 \cdot \beta_R \quad (7.2.0)$$

wobei gegebenenfalls die exzentrische Laststellung durch Verminderung der lastübertragenden Teilfläche  $A_1$  entsprechend § 8.3 der DIN 1075 zu berücksichtigen ist. Als lastübertragende Teilflächen  $A_1$  dürfen dabei die Maße der 1. Spalte der Anlagen 48 bis 53

aus [13] eingesetzt werden. Kommt es zu einem Klaffen zwischen Lagerplatte und angrenzendem Bauteil, so ist die dort ebenfalls in Spalte (1) aufgeführte, noch mittragende Lagerfläche einzusetzen.

Wie Gl. (7.3.0) zu entnehmen ist, wurden in Abwandlung zu Gl. (9) der DIN 1045 und in Anlehnung an die Empfehlungen von Spieth [37] und Wurm/Daschner [33] bis [36] der Sicherheitsbeiwert von  $\gamma = 2,1$  auf  $\gamma = 1,75$  reduziert und die obere Grenze der zulässigen Teilflächenpressungen von  $\text{zul } \sigma_1 = 1,4 \cdot \beta_R$  auf  $\text{zul } \sigma_1 = 1,7 \cdot \beta_R$  hochgesetzt. Der Grund hierfür ist der, daß es sich bei dem Problem der Teilflächenbelastung aus der Sicht des Versagens, dessen Ankündigung und dessen Ursache nicht um ein schlagartiges Druckversagen ohne Vorankündigung sondern um einen Zugbruch (Wendelversagen) mit deutlicher Vorankündigung handelt. Nach Erhöhung der zulässigen Teilflächenpressung würden z.B. bei biegesteifer Lasteintragung und bei einem Beton der Güte B 25 die Risse an der Mantelfläche voraussichtlich bei 1,6facher Gebrauchslast und der Bruch bei ca. 2,9facher Gebrauchslast im Kurzzeitversuch einstellen; es kann also noch mit einer ca. 1,8fachen Steigerung gegenüber der Rißlast gerechnet werden, bis die Systembruchlast erreicht ist. Voraussetzung für die Erhöhung nach Gl. (7.3.0) jedoch ist die Bemessung und die konstruktive Ausbildung des Stützenkopfes nach den Maßgaben der Punkte 2) und 3) dieses Abschnittes.

- 2) Berechnung der Spaltzugkraft über die modifizierte Formel von Mörsch [39] bis [41]

$$Z_{x,y} = F_v \cdot C_b \cdot (1 - \alpha \cdot A_{LP}/A_B) / 4 \quad (7.2.1)$$

bei einseitiger und doppelt achsensymmetrischer Lastausstrahlung bzw. nach Bechert [42]

$$Z_r = 2 \cdot F_v \cdot C_b \cdot (1 - \alpha \cdot D_{LP}/D_B) / 3\pi \quad (7.2.2)$$

bei rotationssymmetrischer Lastausstrahlung.



Die Werte  $C_b$  berücksichtigen die Tatsache, daß höherwertiger Beton offensichtlich stärker bewehrt werden muß, damit er dieselbe bezogene Bruchpressung erreicht wie der B 25. Diese Werte können nach der folgenden Beziehung ermittelt werden:

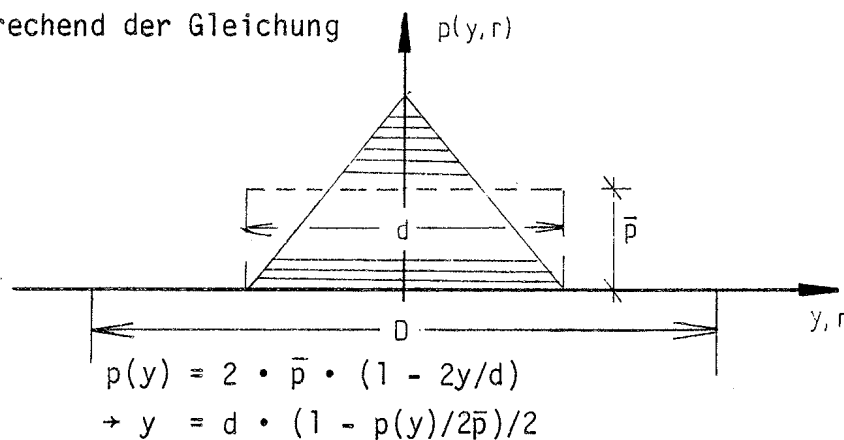
$$C_b = \beta_{WN} [\text{MN/mm}^2] / 25 \geq 1 \quad (7.2.3)$$

Die Beiwerte  $\alpha$  berücksichtigen die nicht gleichförmige Lasteintragung und liegen für praxisübliche Lager in den Grenzen

$$0,7 \leq \alpha \leq 1,0$$

Lediglich bei relativ biegesteifer Lasteintragung sind auch Werte  $\alpha > 1$  möglich. Die  $\alpha$ -Werte sind in den Bemessungstabellen der Anlagen 48 bis 53 in [13] zu jeder Gleitplattenabmessung aufgelistet bzw. werden jeweils pauschal für bestimmte Lagertypen in den entsprechenden Abschnitten angegeben. Die  $\alpha$ -Werte stammen aus den Berechnungen mit Hilfe der Theorie, die in [13] abgeleitet wurde und stimmen sehr gut mit den  $\alpha$ -Werten überein, die aus den Sohlpressungsverteilungen der DMF-Messungen zu ermitteln sind. Diese sind in Anlage 89 tabellarisch zusammengefaßt.

Für das schlaffe Lastbündel nimmt  $\alpha$  den Wert  $\alpha = 1,0$  an. Ist bei ebener Lastausstrahlung über einen Bereich  $D$  die Sohlpressung entsprechend der Gleichung



vorgegeben, dann läßt sich die zugehörige Spaltzugkraft ermitteln über die Integration

$$Z = \int_0^{2\bar{p}} 0,5 \cdot y \cdot (1 - 2y/D) \cdot dp .$$

mit

$$\bar{p} = F_v/d \quad \text{ergibt sich dann}$$

$$Z = F_v \cdot (1 - 2d/3D)/4$$

d.h.  $\alpha = 2/3 .$

Bei allseitiger, rotationssymmetrischer Lastausstrahlung liefert dieselbe, rotationssymmetrische Form der Sohlpressung

$$\alpha = 3/4$$

Liegt eine Sohlpressungsverteilung in Form einer quadratischen Parabel vor, ergibt die Integration für den ebenen und doppelt achsensymmetrischen Fall

$$\alpha = 3/4$$

und analog bei rotationssymmetrischen Verhältnissen

$$\alpha = 4/5$$

Allgemein läßt sich der Zusammenhang zwischen dem Grad (n) der Parabel n-ter Ordnung und dem zugehörigen  $\alpha$ -Wert wie folgt geschlossen formulieren:

a) eben:

$$p(y) = a \cdot \bar{p} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{2 \cdot y}{d} \right)^n \right] \quad (7.2.4)$$

mit  $\bar{p} = \frac{F_v}{b \cdot d}$

und  $a = 1 + 1/n$

$$\rightarrow \alpha = (1+n)/(2+n) \quad (7.2.5)$$

b) rotationssymmetrisch:

$$p(r) = a \cdot \bar{p} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{2 \cdot r}{d} \right)^n \right] \quad (7.2.6)$$

$$\text{mit } \bar{p} = \frac{4 \cdot F_v}{\pi \cdot d^2}$$

$$\text{und } a = 1 + 2/n$$

$$\rightarrow \alpha = (2+n)/(3+n) \quad (7.2.7)$$

Entsprechend ist zu verfahren, wenn parabolische Sohlpressungen mit den Spannungsspitzen am Rand vorliegen:

a) eben:

$$p(y) = a \cdot \bar{p} \cdot \left( \frac{2 \cdot y}{d} \right)^n \quad (7.2.8)$$

$$\text{mit } \bar{p} = \frac{F_v}{b \cdot d}$$

$$\text{und } a = n + 1$$

$$\rightarrow \alpha = 2 \cdot (1+n)/(2+n) \quad (7.2.9)$$

b) rotationssymmetrisch:

$$p(r) = a \cdot \bar{p} \cdot \left( \frac{2 \cdot r}{d} \right)^n \quad (7.2.10)$$

$$\text{mit } \bar{p} = \frac{4 \cdot F_v}{\pi \cdot d^2}$$

$$\text{und } a = 1 + n/2$$

$$\rightarrow \alpha = 1,5 \cdot (2+n)/(3+n) \quad (7.2.11)$$

Die dreieck- bzw. kegelförmige Pressungsverteilung liefert einen unteren Grenzwert für  $\alpha$ , wird aber in der Praxis nie erreicht; lediglich bei einem relativ schlanken, bewehrten Elastomerlager

kann der Spitzenwert der Sohlpressung mehr als das Doppelte des Mittelwertes betragen, wie das Beispiel der Anlage 65 zeigt, bei dem

$$\max p(r) \approx 2,45 \cdot \bar{p}$$

ist.

Bei der kegelförmigen Pressungsverteilung beträgt

$$\max p(r) = 3,0 \cdot p$$

und bei der Verteilung entsprechend einem quadratischen Rotationsparaboloid

$$\max p(r) = 2,0 \cdot p$$

Das Lager der Anlage 65 liegt also genau zwischen beiden Werten, und der anzusetzende  $\alpha$ -Wert würde demzufolge betragen:

$$\alpha \approx 0,77$$

Für die sonstigen Lager wird in [13] generell einseitige Lastausstrahlung zugrunde gelegt, und die Sohlpressungsanteile der Last in einen konstanten (schlaffen) Anteil  $F_V^k$  und einen parabolischen (biegeweich, Parabel 2. Ordnung) Anteil  $F_V^p$  mit der Forderung

$$F_V = F_V^k + F_V^p$$

zerlegt. Die Spaltzugkraft ergibt sich dann zu

$$Z = [ F_V^k \cdot (1 - D_{LP}/D_B) + F_V^p \cdot (1 - 0,75 \cdot D_{LP}/D_B) ] / 4$$

oder mit  $\alpha = 1 - 0,25 \cdot F_V^p / F_V$  (7.2.12)

zu  $Z = F_V \cdot (1 - \alpha \cdot D_{LP}/D_B) / 4$  . (7.2.13)



- 3) Ermittlung und Verteilung der erforderlichen Spaltzugbewehrung unter der Vorgabe, daß
  - a) der örtliche Spitzenwert der Spaltzugspannungen abgedeckt wird,
  - b) die Spaltzugspannungen in erster Näherung dreieckförmig über eine Höhe entsprechend der anzusetzenden Lastverteilungsbreite  $D = D_B$  verteilt sind,
  - c) zur Verminderung der Rißbildung im Spaltzugbereich die zulässigen Stahlzugspannungen in Anlehnung an die Empfehlung von Leonhardt für umschnürte Stützen auf

$$\text{zul } \sigma_s = 21 \text{ kN/cm}^2 \text{ für BSt 420/500}$$

reduziert werden und

- d) die Spaltzugbewehrung gleichmäßig über eine Höhe entsprechend der anzusetzenden Verteilungszone  $D$  eingelegt wird, weil die Versuche zu [26] und [34] gezeigt haben, daß mit der Laststeigerung die Lage der maximalen Spaltzugbeanspruchung wandert und in Bruchnähe die Spaltzugbewehrung im gesamten Verteilungsbereich  $D$  die Streckgrenze deutlich überschritten hatte. Damit ergibt sich die insgesamt erforderliche Spaltzugbewehrung aus der Formel

$$\text{tot } A_s [\text{cm}^2] = 2 \cdot Z [\text{kN}] / 21 [\text{kN/cm}^2] \quad (7.2.13a)$$

oder auf den laufenden Meter bezogen

$$\text{erf } a_s = 2 \cdot Z / (D \cdot \text{zul } \sigma_s) \quad (7.2.13b)$$

Dabei ist für die Spaltzugkraft  $Z$  der Wert nach Gl. (7.2.13) einzusetzen.

### 7.3 Erhöhung der bislang zulässigen Teilflächenpressung als Konsequenz der Münchener und der Karlsruher Versuche

Durch die Einführung des Korrekturbeiwertes  $\alpha$  in Gl. (7.2.1) werden die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse und deren Einfluß auf die Größe der Spaltzugbeanspruchung des angrenzenden Bauteils berücksichtigt. Wie die Ableitungen in Abschnitt 7.2 und die Tabelle in Anlage 74 zeigen, nimmt  $\alpha$  bei ebener Lasteinleitung einheitlich den Wert

$$\alpha \approx 1,25 > 1$$

an. Das schlaffe Lastbündel erfordert den Wert

$$\alpha = 1,0.$$

Somit sind die  $\alpha$ -Werte nach Anlage 74 bzw. den Tabellen in [13] dafür verantwortlich, daß alle Bruchlasten der so bemessenen Probekörper auf das Niveau der schlaffen Lasteintragung gehoben bzw. gesenkt werden.

Durch die Reduzierung des Sicherheitsbeiwertes

$$\begin{array}{l} \gamma = 2,1 \\ \text{auf} \quad \gamma = 1,75 \end{array}$$

in Gl. (7.2.0) werden die nach Gl. (9) der DIN 1045 zulässigen Teilflächenpressungen bereits um 20 % erhöht.

Die Auswertungen der Anlagen 85 bis 95 zeigen jedoch, daß im Vergleich zu den Bruchlasten nach DIN 1045 die im Versuch (biegesteife Lasteintragung) an bewehrten Probekörpern erreichten Bruchlasten um ca. 35 % bis 40 % höher liegen. Zu berücksichtigen ist dabei die zu großzügig dimensionierte Spaltzugbewehrung der Versuche B52 bis B57.

Es wird deshalb vorgeschlagen, bei entsprechender Bemessung und Berücksichtigung der nachfolgend näher spezifizierten konstruktiven Zusatzbedingungen und Rechenannahmen Gl. (9) der DIN 1045 wie folgt zu modifizieren:

$$\text{zul } \sigma_1 = \frac{1,20}{1,75} \cdot \beta_R \cdot \sqrt{A/A_1} \leq 2,0 \beta_R \quad (7.3.1)$$

Die Bruchlasten werden damit für alle Lager auf das Niveau der biegesteifen Lasteintragung gehoben, weshalb die  $\alpha$ -Werte nach Anlage 74 bzw. den Bemessungstabellen in [13] durch 1,25 zu dividieren sind.

a) doppelt-achsensymmetrisch:

$$Z_{x,y} = C_b \cdot 0,25 \cdot F_v \cdot (1 - 0,8 \cdot \alpha \cdot D_{LP}/D_B) \quad (7.3.2)$$

b) rotationssymmetrisch:

$$Z_r = C_b \cdot 0,21 \cdot F_v \cdot (1 - 0,8 \cdot \alpha \cdot D_{LP}/D_B). \quad (7.3.3)$$

Die  $C_b$ -Werte sind identisch mit denen in Abschnitt 7.2 und nach Gl. (7.2.3) zu ermitteln.

Die Auswertung der Münchener Versuche hat gezeigt, daß bei biegesteifer Lasteintragung unabhängig vom Teilflächenverhältnis im praxisrelevanten Bereich

$$0,40 \% \leq \mu_{0,SpZ} \leq 1,0 \%$$

die Steigerung der bezogenen Bruchpressung proportional zur Erhöhung des Spaltzugbewehrungsprozentsatzes verläuft (bis ca.  $\mu_{0,SpZ} = 1,5 \%$ ; vgl. Anlage 110). Die grafische Gegenüberstellung in Anlage 111 zeigt, wo die Erhöhung der zulässigen Teilflächenpressung nach Gl. (7.3.1) in Verbindung mit der Erhöhung der Spaltzugbewehrung nach den Gln (7.3.2) und (7.3.3) im Vergleich mit internationalen Normen anzusiedeln ist.

Diese Erhöhung ist jedoch - und das muß nochmals betont werden - nur zulässig, wenn die zusätzlichen Berechnungs- und Bemessungsbedingungen und die konstruktiven Hinweise von Abschnitt 5.1 eingehalten werden. Der Vollständigkeit halber werden diese hier nochmals zusammengefaßt:

1) Bemessung der Lager nach [13]

2) Die Spaltzugbeanspruchungen sind dreieckförmig über

$$H_{SpZ} = D_B$$

verteilt.



- 3) Der Größtwert der Spaltzugspannungen soll durch eine entsprechende Bewehrung aufgenommen und die Wendel bzw. Spaltzugbewehrung über eine Höhe entsprechend  $H_{SpZ} = D_B$  konstant ausgebildet werden.
- 4) Nach Empfehlung von Leonhardt werden zur Rissebeschränkung die Stahlzugspannung der Bewehrung aus BSt 420/500 auf  $\sigma = 21 \text{ kN/cm}^2$  (anstatt  $24 \text{ kN/cm}^2$ ) begrenzt.
- 5) Bügel und/oder Bügelwendel zur Knicksicherung der Längsbewehrung und gegebenenfalls zur Aufnahme des Querkraftschubes sind additiv zu überlagern.
- 6) Die Umwendelung/Verbügelung in dem daran angrenzenden, in etwa gleich großen Bereich ist kontinuierlich - also nicht schlagartig - auf das erforderliche Mindestmaß zu reduzieren!
- 7) Die Spaltzugbewehrung muß die gesamte Lagerplatte umfassen!
- 8) Die Spaltzugbewehrung ist als endverschweißte Wendel, Stöße als beidseitig geschweißte Laschenstöße nach DIN 4099 auszubilden.
- 9) Der Einfluß der Biegesteifigkeit des Lasteintragungssystems auf die Größe der Spaltzugkraft ist nach Anlage 74 bzw. nach den Bemessungstabellen in [13] durch die Korrekturbeiwerte  $\alpha$  zu berücksichtigen.

## 8 Vergleich Rechnung - Versuche

In den Anlagen 242 bis 253 sind die Radialspannungen (Spaltzugspannungen) für die Laststufen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Symmetrieachse und am Lagerplattenrand dargestellt. Es handelt sich hierbei um eine beliebige, stichprobenartige Auswahl von Versuchen mit steifer und unterschiedlich biegeweicher Lasteintragung. Der E-Modul wurde über Gleichgewichtsbetrachtungen nach Abschnitt 5.4.2.3, Gl. (5.4.29) für eine Querdehnzahl  $\mu = 0$  ermittelt und die Dehnungen sodann in Spannungen umgerechnet. Zum besseren Vergleich dieser Ergebnisse mit der einschlägigen Literatur wurde dieselbe Berechnung auch für  $\mu = 0,2$  und  $\mu = 0,4$  durchgeführt.

Wie bereits erwähnt, sind in der Symmetrieachse die Tangential- und Radialspannungen gleich groß. Diese Bedingung wird auch mit den berechneten Spannungsfunktionen erfüllt. Die ermittelten Radialspannungen scheinen jedoch wegen des dichteren Stützstellenrasters zuverlässiger. Bei der Auswertung der errechneten Kurven sind jedoch auch hier die zugrunde liegenden Meßstellenraster (Anlagen 53-58) und die damit verbundenen Einschränkungen zu beachten.

Aus den in den Anlagen 242-246 aufgetragenen Radialspannungen in der Symmetrieachse und am Lagerrand lassen sich die folgenden Schlüsse ziehen.

- 1) Die Spaltzugspannungen bei biegesteifer Beanspruchung sind deutlich kleiner als diejenigen bei weicher Lasteinleitung.
- 2) Während der Ort der maximalen Spaltzugspannungen bei weicher Lasteinleitung dicht unter der Lastplatte liegt, befindet er sich bei steifer Teilflächenbelastung in einem Abstand  $0,6 \cdot D_B$  bis  $0,8 \cdot D_B$  (Versuche A26 und A27).
- 3) Mit ca. 1,6facher Gebrauchslast tritt vor allem bei den weichen Lasteinleitungen eine starke, scheinbare Spannungszunahme ein, die auf Ribbildung schließen läßt.

Die Radialspannungen unter dem Lastplattenrand (Anlagen 245-253) sind keine Hauptspannungen. Nach Hiltcher/Florin [65] weichen sie jedoch nur wenig von diesen ab und können zur Beurteilung des Rißverhaltens herangezogen werden. Folgende wesentlichen Punkte sind festzuhalten:

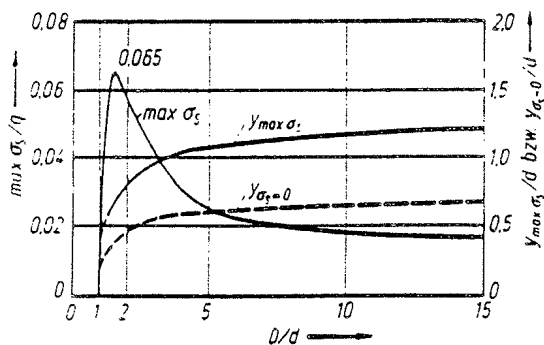
- 1) Die maximalen Radialspannungen unter dem Lastplattenrand liegen bei steifer Lasteinleitung in der Größenordnung der Spaltzugspannungen in der Symmetrieachse. Sie sind auch etwa gleich groß wie die vergleichbaren Spannungen unter einer "weichen" Lastplatte.
- 2) Die maximalen Radialspannungen liegen im Gegensatz zu denen in der Symmetrieachse bei steifer Lasteinleitung ( $0,2 \cdot D_B - 0,3 \cdot D_B$ ) näher an der Eintragungsfläche als bei weicher ( $0,6 \cdot D_B - 0,4 \cdot D_B$ ).

Bei biegesteifer Lasteinleitung sind die Radialspannungen unterhalb der Lastplatte etwa gleichmäßig verteilt. Dagegen sind sie bei den Versuchen mit biegeweichen Lagern im Bereich um die Symmetrieachse konzentriert und wesentlich größer als bei den Versuchen A25-A27.

Nach DIN 1045 ist eine Querdehnung mit  $\mu = 0,2$  zu berücksichtigen. Dies hat auf die resultierenden Spannungen die folgenden Auswirkungen:

- 1) Die Vertikalspannungen unmittelbar unter der Lastplatte wachsen an.
- 2) Die hohen vertikalen Pressungen bewirken durch die Querdehnung unterhalb der Lastplatte sowohl in radialer als auch tangentialer Richtung Druckspannungen.
- 3) Die Querkzugspannungen werden verringert und ihr Maximum weiter von der Betonoberkante weg verschoben.
- 4) Die Konzentration der Radialspannungen auf den Bereich um die Symmetrieachse nimmt zu.

Hiltcher und Florin haben in ihrer Veröffentlichung [65] für eine Querdehnzahl  $\mu = 0,2$  Angaben über Ort und Größe der zu erwartenden Spaltzugspannungen gemacht. Diese für eine konstante Teilflächenpressung gewonnenen Resultate werden im folgenden mit den eigenen Ergebnissen verglichen.



$D_B$	$D_B/D_{LP}$	$\max \sigma_{SpZ}/\sigma_1$	$\frac{x(\max \sigma_{SpZ})}{D_{LP}}$
480	1,25	0,065	0,6
680	1,77	0,055	0,8
980	2,55	0,035	1,0

Abbildung 17: Größe der maximalen Spaltzugspannung nach [65]

Die folgende Tabelle beinhaltet die maximalen Spaltzugspannungen in der Symmetrieachse ( $\mu = 0,2$ ) jeweils unter Gebrauchslast.

Versuch	$\sigma_1$	$\max \sigma_{SpZ}$	x bei ( $\max \sigma_{SpZ}$ )	$\max \sigma_{SpZ}/\sigma_1$	$x/D_{LP}$ bei ( $\max \sigma_{SpZ}$ )
A25	12,20	1,45*	40*	0,119	0,10
A35	12,28	1,30	180	0,106	0,47
A26	17,44	1,19	150	0,068	0,39
A36	17,35	2,81	300	0,162	0,78
A27	23,79	0,73	350	0,031	0,91
A37	23,54	4,31*	550*	0,183	1,43

Die mit (\*) gekennzeichneten Maximalwerte liegen außerhalb des Bereiches, der durch gemessene Radialdehnungen abgedeckt ist. Sieht man vom Versuch A25 ab, weisen die durch biegeeweiche Lasteinleitung beanspruchten Betonkörper die wesentlich höheren Spaltzugspannungen auf. Im Gegensatz zu den Spannungskurven, die sich für  $\mu = 0$  ergeben haben, liegt das Maximum weiter von der Lasteinleitung entfernt als dies unter den steifen Lastplatten der Fall ist.

Die Maximalwerte der Versuche A26 und A27 stimmen ungefähr mit den Angaben von Hiltcher/Florin überein. Aufgrund der Boussinesq-artigen Pressungsverteilung bei steifer Lasteinleitung müßten sich kleinere Spaltzugspannungen einstellen als unter dem in [65] angenommenen schlaffen Lastbündel. Dies trifft jedoch nur für Versuch A27 zu. Bei den Versuchen A35-A37 mit einer näherungsweise parabelförmigen Pressung unter der Lastplatte sind dagegen die maximalen Spaltzugspannungen mehr als doppelt so groß.

Die im Versuch zu einer konstanten Teilflächenpressung bei steifer Lastplatte geringere Pressung unter der Plattenmitte bewirkt, daß der Ort der Maximalbeanspruchung näher an der Lasteinleitung liegt, als dies nach Hiltcher/Florin der Fall wäre. Desgleichen treten aufgrund der hohen Pressungen in der Symmetrieachse bei den Versuchen A35-A37 die größten Spannungen weiter unterhalb der Lastplatte auf.

Die Radialspannungen unterhalb der Lastplattenränder sind bei den Versuchen mit gleichem Teilflächenverhältnis auch gleich groß. Ihr Maximum liegt bei allen Versuchen bei  $0,4 \cdot D_B$ .

Analog Hiltcher/Florin wurde die Spannungsermittlung auch für die Querdehnzahl 0,4 durchgeführt. Damit konnte bestätigt werden, daß mit wachsender Querdehnzahl die Spaltzugspannungen in der Symmetrieachse abnehmen.

Hinsichtlich der in den Abschnitten 6.1 und 6.2 behandelten Frage nach den Reißlasten ist hier zu ergänzen, daß auch bei der E-Modul-Ermittlung und der nachfolgenden Spannungsberechnung charakteristische Diskontinuitäten auftraten, die - wie bereits erwähnt - auf Bildung von Spaltzugrisen schließen lassen. Für eine Querdehnzahl von  $\mu = 0,2$  können die Reißlasten nach Gl. (6.1.2) und Gl. (6.1.2a) bestätigt werden. Diese lassen einheitlich auf eine Spaltzugfestigkeit von  $\sigma_{SpZ} \leq 3 \text{ MN/m}^2$  (vgl. dazu auch Anlage 80) schließen, die auch aus den Serienfestigkeiten nach Anlage 47 über die bekannten Gleichungen

$$\sigma_{SpZ} = \left\{ \begin{array}{l} 4,75 \cdot \sqrt{\beta_W} \text{ [MN/m}^2\text{]} \\ 2,75 \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2} \text{ [MN/m}^2\text{]} \end{array} \right\} = 0,08 \cdot \beta_W \quad (8.1)$$

zu ermitteln ist.

Mit Hilfe der in [13] abgeleiteten Theorie und dem dazu entwickelten elektronischen Rechenprogramm können die Spannungs- und Verformungszustände aller praxisüblichen Brücken- und Hochbaulager - wenn auch teilweise nur vereinfachend - einschließlich der angrenzenden Lasteinleitungsbereiche unter realistischer Berücksichtigung der vorgegebenen Randbedingungen ermittelt werden. Dies gilt allerdings nur für den Gebrauchslastbereich, bei dem elastisches Verhalten aller Subsysteme (Halbstreifen, Mörtelfuge, Lagerplatte, PTFE-Scheibe) und ungerissener Zustand des Betons vorausgesetzt werden kann. Kriechen des PTFE, welches bereits im Kurzzeitversuch im Randbereich zu beobachten und den Anlagen 68 und 70 zu entnehmen ist, kann durch polygonzugartige Reduzierung der Dehnsteifigkeit näherungsweise berücksichtigt werden.

In diesem Kapitel soll für einige repräsentative Parameterkombinationen gezeigt werden, wie die Rechenergebnisse nach [13] mit den Versuchsergebnissen aus [25] übereinstimmen. Es werden die Beanspruchungen aus Theorie und Versuch im Bereich eines Rollenlagers (Anlage 109a), eines Topflagers (Anlage 109b), verschiedener Gleitlager (Anlage 109c) und eines Kalottenlagers (Anlage 109d) gegenübergestellt.

Die Verformungen von Lager und Betonkörper wurden dabei für eine Einheitslast von  $F_v = 1 \text{ MN}$  ermittelt. Die E-Moduli selbst wurden in Zug-(Stahl) und Druckversuchen (Mörtel), über Messungen der mittleren Zusammendrückungen (PTFE) oder aus Gleichgewichtsbetrachtungen anhand der im Versuch punktuell gemessenen Dehnungen (Beton) in verschiedenen Niveaus bestimmt. Die Verteilung der Dehnsteifigkeiten in den PTFE-Platten ist in Anlehnung an die Druckmeßfolien-Ergebnisse (Anlagen 68 bis 70) in Verbindung mit der tatsächlichen Versuchsdauer abgeschätzt. Wegen einer dreistündigen Vorbelastung des Kalottenlagers unter rechnerischer Gebrauchslast ist deshalb bei diesem Lager ein Bereich entsprechend der 20fachen PTFE-Dicke angenommen worden, in dem der E-Modul des PTFE polygonzugartig auf 20 % seines Maximalwertes zum Rand hin abnimmt; die Kurzzeitversuche mit den Gleitlagern in Anlage 109c dagegen wurden ohne Vorbelastung durchgeführt, weshalb nur ein Randkriechbereich entsprechend der 10fachen PTFE-Dicke zugrunde gelegt wurde.

In dem Diagramm der Anlage 109 ist in Abhängigkeit von dem Verhältnis  $D_D/D_{LP}$  (Druckstück/Lagerplatte) die Relativverformung (Abb. 1) unterhalb der PTFE-Fläche aufgetragen, wie sie sich nach Theorie und Versuch ergibt und welche Werte bei konventioneller Bemessung und nach der Theorie der elastisch gebetteten Kreisplatte zu ermitteln wären. Man erkennt, daß der konventionelle Verformungsnachweis - wenn er geführt wird - in weiten Bereichen bis zu einem Verhältnis von  $D_D/D_{LP} = 0,9$  viel zu große Relativverformungen gegenüber dem Kurzzeitversuch und der theoretischen Berechnung liefert.

Die Sohlpressungsverteilungen sind wegen der unterschiedlichen Lagergrößen im Hinblick auf eine bessere Vergleichbarkeit ihrer Spitzenwerte  $D_{LP}/D_B$  fach dargestellt. Die aus Dehnungsmessungen über einen mittleren E-Modul im Versuch ermittelten Betonspannungen liegen 15 mm unterhalb der Betonoberkante. Da die Mörtelfuge nicht bündig mit der Lagerplatte abschloß, sondern mindestens 50 mm darüber hinausragte, fand bereits in der Fuge und dann auch in den 15 mm des Betonkörpers eine Lastausbreitung statt. Damit lassen sich die zum Teil relativ großen Abweichungen zwischen Theorie und Versuch in den Sohlpressungsverteilungen erklären.

Der Vergleich von Verformungen und Sohlpressungen zwischen Theorie und Versuch zeigt alles in allem befriedigende bis gute Übereinstimmung. Vor allem bei den Parameterkombinationen, bei denen die Steifigkeitsverteilungen nicht geschätzt zu werden brauchen (Rollenlager, Topflager), stimmen die Ergebnisse von Versuch und Theorie überdurchschnittlich gut überein. Lediglich bei den Gleitplatten und dem konkaven Kalottenunterteil sind teilweise schlechtere Übereinstimmungen zu verzeichnen, die unter anderem auch auf das Klaffen zwischen Lager und Mörtelfuge zurückzuführen sind (Gleitlager mit  $D_D^1 = 0,350$  mm in Anlage 109c und Kalottenunterteil in Anlage 109d).

## 9 Zusammenfassung

### 9.1 Wertung

Im Zusammenhang mit dem vorliegenden Forschungsvorhaben und in Ergänzung zu den Untersuchungen [24] und [25] wurde das Problem der Lager und der Lagerungstechnik im Bauwesen sowohl hinsichtlich der Gebrauchsfähigkeit als auch hinsichtlich des Sicherheitsabstandes gegenüber Systemversagen empirisch (versuchsmäßig) untersucht. Parallel dazu liefen theoretische Berechnungen auf der Grundlage der linearen Elastizitätstheorie, mit deren Hilfe die verschiedenen Einflußparameter und ihre Auswirkung auf die Gebrauchsfähigkeit des Lastübertragungssystems studiert werden konnten. Die Ergebnisse stimmen gut bis sehr gut mit denen nach [25] überein.

Ergänzende Berechnungen mit Hilfe des nichtlinearen FE-Programmsystems ADINA bestätigen zumindest qualitativ - teilweise auch quantitativ - die Tendenz der Versuchsergebnisse. Für quantitative Vorausberechnungen von Systembruchlasten teilflächenbelasteter Kontinua jedoch scheinen die implementierten Stoffgesetze - vor allem das des Betons - noch nicht geeignet und bedürfen für solche Probleme zusätzlicher Ergänzungen und/oder Modifikationen.

Auf der Basis umfangreicher theoretischer Berechnungen und punktueller, versuchsmäßiger Überprüfungen ließ sich ein Bemessungsvorschlag ableiten, der sowohl die Gebrauchsfähigkeit einerseits als auch einen ausreichenden Abstand gegenüber Systemversagen andererseits gewährleistet.

### 9.2 Ausblick

Die häufigen Schäden an den Brücken- und Hochbaulagern und da besonders an den relativ neuen Lagertypen und den angrenzenden Bauteilen haben gezeigt, daß nicht nur Material-, Fertigungs-, Einbau- und Technologie-bezogene Gründe dafür verantwortlich sein können, sondern daß bei bestimmten Schäden offensichtlich bei der Bemessung Fehler dadurch gemacht wurden, daß die Randbedingungen falsch erfaßt oder aber - was leider auch häufig festzustellen ist - daß die in den Zulassungen geforderten Nachweise gar nicht erbracht werden.



Mit Hilfe von [13] war es möglich, einen Bemessungsvorschlag zu erarbeiten, der die Beanspruchungen aller auf dem deutschen Markt handelsüblichen, bauaufsichtlich zugelassenen Lager und der angrenzenden Bauteile realistisch erfaßt und die geforderten Nachweise beinhaltet. Man kann davon ausgehen, daß damit künftig die nach diesem Verfahren bemessenen Lager und Lasteintragsbereiche aus statischer und konstruktiver Sicht die geforderten Gebrauchsfähigkeits- und Bruchsicherheitsbedingungen erfüllen werden.

Darüber hinaus ergab die Auswertung des Bruchzustandes, daß die zulässige Teilflächenpressung nach Gl. (9) der DIN 1045) um bis zu 40 % bei entsprechend bewehrten Stahlbetonbauteilen (Abschnitt 7.3) erhöht werden kann, ohne daß die zur Zeit gültigen Sicherheitsfaktoren und -kriterien unterschritten werden. Dies ist gleichbedeutend mit der Tatsache, daß damit künftig alle diejenigen Stützenköpfe und Widerlagerbänke in B 25 ausgeführt werden können, die bislang wegen der Begrenzung der zulässigen Teilflächenpressung im Lasteintragsbereich in B 35 ausgeführt werden mußten ( $35 = 1,4 \cdot 25$ ).

### 9.3 Weitere erforderliche Untersuchungen

Wie bereits mehrfach angeklungen sind die diversen Subsysteme des hochgradig statisch unbestimmten Lastübertragungssystems zeit- und größenabhängig unterschiedlich kriechanfällig, wodurch Lastumlagerungen nicht nur möglich, sondern wahrscheinlich sind. Der Einfluß des Kriechens konnte in [13] näherungsweise für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit berücksichtigt werden. Die Bruchversuche jedoch bezogen sich alle auf das Kurzzeitverhalten, bei denen allerdings versucht wurde, das Langzeitverhalten zu quantifizieren und in den verschiedenen Bemessungsformeln zu berücksichtigen.

Punktuell sollte für die Vielzahl der möglichen Parameterkombinationen am Beispiel des reinen Gleit- und des Kalottenlagers, die nach dem neuen, modifizierten Bemessungsvorschlag dimensioniert wurden, dessen Richtigkeit sowohl im Kurzzeit- als auch im Langzeitverhalten mit anschließender Bestimmung der Systembruchlast studiert werden.

Wegen des - aufgrund der Versuche B53 und B56 - vermutlich großen Einflusses der Mörtelfuge sollte dieser Parameter bei der vorher erwähnten Untersuchung in jedem Fall ebenso berücksichtigt werden wie der Einfluß der Betonfestigkeit auf die erforderliche Spaltzugbewehrung.

10 Literaturverzeichnis

- [1] Bathe, K.J.: Static and dynamic geometric and material nonlinear analysis using ADINA,  
Massachusetts Institute of Technology, Report 82448-2
  
- [2] Bathe, K.J.: ADINA,  
Massachusetts Institute of Technology, Report 82448-1
  
- [3] Schmidt-Gönner, Gerstle, Mehlhorn: A comparison between ADINA concrete model and experimental concrete behavior,  
Massachusetts Institute of Technology, Report 82448-9
  
- [4] Mehlhorn, Schmidt-Gönner: A calculation for reinforced concrete beams under bending and torsion using three-dimensional finite elements.  
I abse colloquium Delft 1981, working papers
  
- [5] Herter, J.: Rechnerische Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonbalken unter Stoßbelastung mit dem Programmsystem ADINA
  
- [6] Taylor, S.J.: Dimension on two related papers published in Magazine of Concrete Research, Magazine of Concrete Research, Vol 21, No 69, Dezember 1969
  
- [7] Hawkins, N.M.: The bearing strength of concrete loaded through flexible plates, Magazine of Concrete Research, Vol 20, No 63, June 1968
  
- [8] Spieth, H.-P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen, Dissertation TH Stuttgart 1959
  
- [9] DIN 1045
  
- [10] Chen, W.F. et al.: Constitutive relations and failure theories, CE-STR-81-21, Juni 1981

- [11] Meyer, C. and Bathe, K.J.: "Nonlinear Analysis of R/C Structures in Practice", J. ASCE, Structural Eng. Div., 108, 1605-1622, 1982
- [12] Bathe, K.J. and Ramaswamy, S.: "On Three-Dimensional Nonlinear Analysis of Concrete Structures", J. Nuclear Eng. and Design, 52, 385-409, 1979
- [13] Dickerhof, K.J.: "Beanspruchungen und Verformungen im Bereich von Brückenlagern unter Gebrauchslast - der elastische Halbscheibenstreifen als approximatives Modell", (noch unveröffentlichte Arbeit)
- [14] Schöpf, H.-J., Stecher, J., Karg, E.: Ermittlung von Pressungsverteilungen an Kontakt- und Dichtflächen; messen und prüfen/automatik, Juni 1980, S.388 ff.
- [15] N.N.: Fujifilm Prescale - Pressure Detecting Sheet; Allgemeine Herstellungs- und Handhabungsinformationen der Herstellerfirma Fuji-Photo-Film & Co. Ltd., 26-30, Hishiazabu 2-Chome, Minato-Ku, Tokyo 106, Japan
- [16] N.N.: Fujifilm Prescale for Low (Medium/High) Pressure; Übersetzung aus der japanischen Packungsbeilage zu der Druckmeßfolie, Herstellerfirma siehe unter [15]
- [17] Hehn, K.-H.: Langzeitmessung; VDI-Bildungswerk, Lehrgang "Spannungsanalyse mit Dehnungsmeßstreifen", BW 4335
- [18] Hehn, K.-H.: Messung an Baustoffen; VDI-Bildungswerk, Lehrgang "Spannungsanalyse mit Dehnungsmeßstreifen", BW 4334
- [19] N.N.: Allgemein bauaufsichtliche Zulassung des Instituts für Bautechnik in Berlin für das Verformungs-Gleitlager der Firma GUMBA, Grasbrunn vom 2.5.1980, Zulassungs-Nr. Z 16.4-5/80

- [20] Ficker, E., u.a.: Anwendung der Druckmeßfolie in der Bio-Mechanik: Messung der Druckverteilung in Gelenken des Menschen; Proc. of the 7-th International Conference on Experimental Stress Analysis, Haifa, Israel, 23-27 August, 1982
- [21] Hoffmann, C.: Druckspannungsermittlung unter betongelagerten Kranschinen; Bauplanung - Bautechnik, 20. Jahrg., Heft 2, Febr. 1966, S. 71ff
- [22] Franz, G.: Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund; Der Bauingenieur, 33. Jahrg. (1958), Heft 5, S. 190ff
- [23] Prange, B.: Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum; Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericana in Karlsruhe, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Leussing, Heft 18, Karlsruhe 1965
- [24] Müller, F.P., Dickerhof, K.: Untersuchung der zulässigen Lagerplattenbiegung und -verformung, Teil I für rotationssymmetrische Systeme; forschende stelle: Institut für Beton und stahlbeton der Universität Karlsruhe, Geldgeber: BMV, Datum des Berichts: Juni 1976
- [25] Müller, F.P., Dickerhof, K.: Zulässige Lagerplattenbiegung und -verformung, Teil II: Doppelt achsensymmetrische Systeme; forschende Stelle: Institut für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe, Geldgeber: IfBt Berlin
- [26] Dickerhof, K.: Lager und Lagerungen im Bauwesen, Teil I: Konstruktion und Bemessung von Lagern, Entwicklungstendenzen; Kurzfassung zum Vortrag: Neue Forschungsergebnisse und ihr Einfluß auf Konstruktion und Bemessung; Fachveranstaltung Nr. F-6-002-043-2 im Haus der Technik e.V., Essen, Dezember 1982
- [27] Müller, F., Sasse, H.-R., Thormählen, U.: Stützenstöße im Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern; Forschungsbericht F 104 des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen vom November 1981

- [28] Thormählen, U.: Stützenstöße im Stahlbeton-Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern; Kurzfassung zum Vortrag auf der Fachveranstaltung Nr. F-6-002-043-2 "Lager und Lagerungen im Bauwesen; Teil I: Konstruktion und Bemessung von Lagern - Entwicklungstendenzen" im Haus der Technik e.V., Essen, Dezember 1982
- [29] Müller, F., Sasse, H.-R., Thormählen, U.: Stützenstöße im Stahlbeton-Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 339, 1982, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München
- [30] N.N.: Grundbautaschenbuch, Band I, 1. Auflage 1955, 3. Auflage 1980, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München
- [31] Fröhlich, O.K.: Die starre Kreisplatte auf elastisch-isotroper Unterlage, Geologie und Bauwesen 1943, S. 125 ff.
- [32] Girkmann, K.: Flächentragwerke, 4. Auflage 1956, Springer-Verlag, Wien
- [33] Wurm, P., Daschner, F.: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton; Forschungsbericht des Instituts für Massivbau der TU München, September 1976 (Teil I: Scheiben)
- [34] Wurm, P., Daschner, F.: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton, Forschungsbericht des Instituts für Massivbau der TU München, September 1976 (Teil II: Prismen)
- [35] Wurm, P., Daschner, F.: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 286, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München, 1977
- [36] Heilmann, H. G.: Versuche zur Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen  
Wurm, P., Daschner, F.: Teilflächenbelastung von Normalbeton - Versuche an bewehrten Scheiben, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 344, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München

- [37] Spieth, H.P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher  
Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von  
Spannbetonverankerungen, Dissertation der Technischen Hochschule  
Stuttgart, 1959.
- [38] Spieth, H.P.: Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher  
Pressung, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1961, S. 257-263
- [39] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, I. Band, 1. und 2. Hälfte, 6.  
Auflage, 1923 und 1929, Verlag von Konrad Wittwer
- [40] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, II. Band, 1. und 2. Hälfte, 5.  
Auflage, 1926 und 1933, Verlag von Konrad Wittwer
- [41] Mörsch, E.: Über die Berechnung der Gelenkquader, Beton und Eisen  
23, Berlin 1924, Heft 12, S. 156-161
- [42] Bechert, H.: Massivbrücken, z. B. Betonkalender 1979, Teil II,  
S. 777 ff.
- [43] Standfuß, F.: Die Erhaltung von Straßenbrücken - Eine  
vordringliche Aufgabe der Straßenbauverwaltung, Beton- und  
Stahlbetonbau 11/1981, S. 257 ff.
- [44] Fehse, W.: Erfahrungen mit Brückenlagern - Forderungen für  
künftige Brückenbauwerke - Einbaurichtlinien; Kurzfassung zum  
Vortrag auf der Fachveranstaltung Nr. F-6-002-043-2 "Lager und  
Lagerungen im Bauwesen"; Teil I: Konstruktion und Bemessung von  
Lagern - Entwicklungstendenzen" im Haus der Technik e.V., Essen,  
Dezember 1982
- [45] Hakenjos, V.: PTFE-Gleitlager und Rollenlager für Brücken- und  
Hochbau - Überwachung, Schäden, Prüfung eingebauter Lager;  
Kurzfassung zum Vortrag auf der Fachveranstaltung Nr.  
F-6-002-043-2 "Lager und Lagerungen im Bauwesen"; Teil I:  
Konstruktion und Bemessung von Lagern - Entwicklungstendenzen" im  
Haus der Technik e.V., Essen, Dezember 1982

- [46] Pfefferkorn, W.: Lagerungen und Lager im Hochbau, Tagungsbericht Nr. 7 der Landesvereinigung der Prüfüngenieurere für Baustatik Baden-Württemberg e.V., Sindelfingen 1983
- [47] Schäfer, G., Brandt, B.: Verbindung von Stahlbetonfertigteilstützen, Forschungsreihe der Bauindustrie, Band 18, Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, 1974
- [48] Eggert, H., Grote, J., Kauschke, W.: Lager im Bauwesen - Band I: Entwurf - Berechnung - Vorschriften, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf, 1984
- [49a] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil I bis Teil VI,  
bis Springer-Verlag
- [49f]
- [50a], Franz G.: Konstruktionslehre des Stahlbetonbaus, Band I und II,  
[50b] 2. Auflage, Springer-Verlag, 1966
- [51] Taylor, S.J.: Discussion on two Related Papers Published in the Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 62 und 63, Magazine of Concrete Research, Vo. 21, No. 69, Dezember 1969
- [52] DeWolf, J.T.: Axially Loaded Column Base Plates, Journal of the Structural Division, May 1978
- [53] Hawkins, N.M.: The bearing strength of concrete loaded through rigid plates, Magazine of Concrete Research, Vol. 20 No. 62, März 1968, pp. 31-40
- [54] Hawkins, N.M.: The bearing strength of concrete for strip loadings, Magazine of Concrete Research, Vol. 22 No. 71, Juni 1970, pp. 87-98
- [55] Kany, M.: Berechnung von Flächengründungen, Band I, 2. Auflage 1974, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf



- [56] Iyengar, K.T.S.R.: Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technischen Anwendungen, Dissertation TH Hannover, 1960
- [57] Guyon, Y.: Contraintes dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases;
- [58] Bleich, H.: Berechnung von Eisenbetonstreifenfundamenten als elastisch gestützte Träger, Die Bautechnik, 15. Jahrgang, Heft 37, August 1937, Seite 477-478
- [59] Sievers, H.: Die Berechnung von Auflagerbänken und Auflagerquadern von Brückenpfeilern, Der Bauingenieur, 27. Jahrgang (1952), Heft 6, Seite 209-213
- [60] Hiltcher, R., Florin, G.: Die Spaltzugkraft in einseitig ... gespannten, am gegenüberliegenden Rande belasteten rechteckigen Scheibe, Die Bautechnik, 39. Jahrgang (1962), Heft 10, Seite 325-328
- B61] Iyengar, K.T.S.R.: Two-Dimensional Theories of Anchorage Zone Stresses in Post-Tensioned Prestressed Beams; Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 59, No. 10, 1962, pp. 1143-1465
- [62] Iyengar, K.T.S.R.: A three-dimensional stress distribution problem in the anchorage zone of a post-tensioned concrete beam; Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 55, June 1966, pp. 75-84
- [63] Iyengar, K.T.S.R.: Über den Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen; Österreichisches Ingenieurarchiv 16 (1962), H.3, S. 196-200
- [64] Hiltcher, R., Florin, G.: Darstellung der Spaltzugspannungen unter einer konzentrierten Last (Druckplatte) nach Guyon-Iyengar und nach Hiltcher und Florin, Die Bautechnik 6/1968, S. 196-200

- [65] Hiltcher, R., Florin, G.: Spaltzugspannungen in kreiszylindrischen Säulen, die durch eine kreisförmige Flächenlast zentrisch-axial belastet sind, Die Bautechnik 3/1972, S. 90-94
- [66] Iyengar, K.T.S.R., Prabhakara, M.K.: A Three Dimensional Elasticity Solution for Rectangular Prism under End Loads, ZAMM 49 (1969), H. 6, S. 321-332
- [67] Iyengar, K.T.S.R., Prabhakara, M.K.: Anchor Zone Stresses in Prestressed Concrete Beams, Journal of the Structural Division (ASCE) Vol. 97, 3/1971, pp. 807-824
- [68] Iyengar, K.T.S.R., Yogananda, C.V.: A three-dimensional stress distribution problem in the anchorage zone of a post-tensioned concrete beam, Magazine of Concrete Research, Vol 18, No. 55, 1966, pp. 75-84
- [69] Yettram, A.L., Robbins, K.: Anchorage zone stresses in axially post-tensioned members of uniform rectangular section, Magazine of Concrete Research 21 (1969), pp. 103-112
- [70] Remmel, G.: Unterschiedliche Lastübertragungssysteme (Brücken- und Hochbaulager im Zusammenwirken mit bewehrten Betonzylindern in Theorie und Praxis, unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau der Universität Karlsruhe (TH)
- [71] Allers, P.: Berechnung von rotationssymmetrischen, Auf Stahlbetonzylindern gebetteten Kreisplatten für stofflich nichtlineare Verhältnisse nach dem Sekantenverfahren und Vergleich mit entsprechenden Versuchsergebnissen, unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau der Universität Karlsruhe (TH)
- [72] Hertz: Gesammelte Werke Band I, S. 288-294, Leipzig 1985
- [73] Boussinesq: Applications des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris 1985

- [74] Schwedler: Discussion on Iron Permanent Way, Min. of Proc. Inst. C. E., Vol. 67, S. 95-118
- [75] Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaus, Berlin 1968
- [76] Föppl: Vorlesungen über Technische Mechanik Band 4, ab 20-22, Leipzig 1922
- [77] Happel: Über das Gleichgewicht von elastischen Platten unter Einzellast, Math. Z. Bd. 6, S. 203-218, 1920
- [78] Lewe: Platten rechteckiger Grundrißgestaltung auf elastisch nachgiebiger Unterlage, Die umgekehrte Pilzdecke als Fundament, Bauingenieur 1923, S. 453-454
- [79] Westergaard: Om Beregning of Plader paa elastik Underlag med saerligt Henblik paa Sporgsmaalet om Spaendige i Vetonveje, Ingenioren Kopenhagen 1923, S. 513-524
- [80] Schleicher: Kreisplatten auf elastischer Unterlage, Berlin 1926
- [81] Mittelmann: Zur Anwendbarkeit der Westergaard-Formel, Bautechnik 1966, S. 380-384
- [82] Schleicher: Zur Theorie des Baugrundes, Bauingenieur 1926, S. 931-935 und S. 949-952
- [83] Pasternak: Die baustatische Theorie biegefesten Balken und Platten auf elastischer Bettung, Beton und Eisen 1926, S. 163-171
- [84] Kögler: Druckverteilung im Baugrunde, Bautechnik 1927, S. 828-830
- [85] Scheidig: Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung, Bautechnik 1931, S. 275-277
- [86] Schleicher: Die Verteilungen der Bodenpressungen untr starren Gründungskörpern, Bauingenieur 1933, S. 242-245

- [87] Habel: Die auf dem elastisch-isotropen Halbraum aufruhende zentralsymmetrisch belastete elastische Kreisplatte, Bauingenieur 1937, S. 188-193
  
- [88] Graßhoff: Die Sohldruckverteilung unter zentralsymmetrisch belasteten, elastischen Kreisplattenfundamenten, Bautechnik 1953, S. 352-358
  
- [89] Borowicka: Druckverteilung unter elastischen Platten, Ingenieur-Archiv 1939, S. 113-125
  
- [90] Schultze: Die Ermittlung der Größe der Bettungsziffer, Bauingenieur 1957, S. 312-315
  
- [91] Graßhoff: Zur Frage des "Bettungszifferverfahrens" bei der Berechnung von Grundbauwerken, Bautechnik 1958, S. 115-117
  
- [92] Graßhoff: Die Berechnung von Gründungsbalken und -platten, Bauingenieur 1960, S. 183-189
  
- [93] Fuchssteiner: Über die Bemessung von Flächengründungen, Bautechnik 1963, S. 331-339
  
- [94] Markus: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke, Budapest 1967
  
- [95] Schultze: Zur Definition der Steifigkeit des Bauwerks und des Baugrundes sowie der Systemsteifigkeit bei der Berechnung von Gründungsbalken und -platten, Bauingenieur 1964, S. 222-227
  
- [96] Petersen: Das Verfahren der Übertragungsmatrizen für den kontinuierlich elastisch gebetteten Träger, Bautechnik 1965, S. 87-89
  
- [97] Szechy: Der Brundbau, Band I, S. 430 ff, Wien 1963

- [98] Deninger: Neue Möglichkeiten der Berechnung von Gründungsplatten durch Benutzung elekt. Rechengeräte, Bautechnik 1965, S. 342-354
- [99] Tathoff: Lagerplatte auf elastischer Bettung, Bautechnik 1970, S. 61-62
- [100] Rauhaus: Tabellen zur Berechnung der Kreisplatte auf elastischer Unterlage mit zentralsym. Belastung, Bauingenieur 1977, S. 387-392
- [101] Mittelmann: Berechnung der endlich-großen Kreisplatte auf elastischer Unterlage, Bauingenieur 1970, S. 17-21
- [102] Likar: Platte mit Einzellast auf elastischer Unterlage, Bautechnik 1974, S. 160-169
- [103] Netzel: Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung und Bemessung einachsig ausgesteifter, schlanker Gründungsplatten, Bautechnik 1975, S. 209-213 und 337--343
- [104] Berbalk: Näherungsverfahren zur Berechnung der Kreisplatte veränderlicher Dicke auf elastisch-isotropem Halbraum, Bautechnik 1975, S. 263-269
- [105] Naghdi: Solutions of Certain Circular Plate Problems, IEMD 1978, S. 1241-1251
- [106] Markus: Kreis- und Kreisringplatten unter antimetrischer Belastung, 1973
- [107] Hrabý: Umfangsgelagerte Rechteckplatten auf elastischer Bettung, Bautechnik 1979, S. 313-319
- [108] Kobarg: Statik und Dynamik Software, Karlsruhe 1980
- [109] Mühlmann: Die dünne Kreisplatte auf nachgiebiger Unterlage unter Berücksichtigung des Abhebens, Wuppertal 1982

- [110] Bercea: Die dünne Kreisplatte ( $h=\text{konst.}$ ) auf elastischer Bettung, unter einer zentralen, kreisförmigen Gleichlast, Spezialfall: die unendlich ausgedehnte Platte, Bautechnik 1983, S. 204-212
- [111] Friemann: Beitrag zur numerischen Berechnung rotationssymmetrisch belasteter dicker Kreisplatten bei elastischer Lagerung, Stahlbau 1974, S. 9-16
- [112] Bosniakowski: Die dicke Kreisplatte, Essen 1964
- [113] König, Sherif: Erfassung der wirklichen Verhältnisse bei der Berechnung von Gründungsplatten, Bauingenieur 1975, S. 93-100
- [114] Dimitrov: Festigkeitslehre, Karlsruhe 1971, S. 206-218
- [115] DIN 4018 und Beiblatt 1, 1981
- [116] Galilei: Discorsi e dimostrazioni matematiche, 1638
- [117] Prager, Hodge: Theorie ideal elastischer Körper, 1954
- [118] Prager: Probleme der Elastizitätstheorie, 1955
- [119] Sawczuk, Jaeger: Grenztragfähigkeits-Theorien der Platten, 1963
- [120] Reckling: Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme, 1967
- [121] Myszkowski: Endliche Durchbiegungen beliebig eingespannter dünner Kreis- und Kreisringplatten im plastischen Materialbereich, Ingenieur-Archiv 1971, S. 1-13
- [122] Myszkowski: Verfahren zur Berechnung der elastischen Grenzlast dünner Platten, Berlin 1963
- [123] Myszkowski: Nichtlineare Probleme der Plattentheorie, Berlin 1969

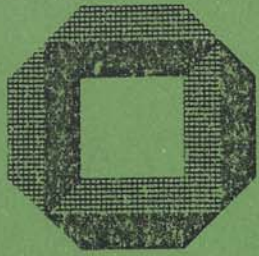
- [124] Furlong: Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93 1967, S. 113-124
- [125] Roik, Bergmann, Bode, Wagenknecht: Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr. 75-4/1975
- [126] Hirschfeld, K.: Baustatik, Theorie und Beispiele, 3. Auflage 1969, Springer-Verlag
- [127] Kotsovos, D., Newman, J.B.: Effect of boundary conditions upon the behaviour of concrete under concentration of load, Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No. 166, September 1981, pp. 161-171
- [128] Kotsovos, D.: An analytical investigation of the behaviour of concrete under concentrations of loads, Materiaux et Constructions, Vol. 14, No. 83, pp. 341-348
- [129] Eibl, J., Dickerhof, K., Rösch, R.: Lagerplatten - Bruchversuche, 5. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben Az IV/1-5-259/80, finanziert durch das Institut für Bautechnik, Berlin
- [130] Au, T., Baird, D.L.: Bearing Capacity of Concrete Blocks, Journal of the American Concrete Institute, March 1960, pp. 869-879
- [131] Niyogi, S.K.: Concrete Bearing Strength - Support, Mix, Size Effect, Journal of the Structural Division, August 1974, pp. 1685-1702
- [132] Niyogi, S.K.: Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks, Journal of the Structural Division (ASCE), 5/1975, pp.1125-1137
- [133] Niyogi, S.K.: Bearing Strength of Concrete - Geometric Variations, Journal of the Structural Division, Juli 1973, pp. 1471-1490
- [134] Williams, A.: The bearing capacity of concrete loaded over a limited area, Cement and Concrete Association, Technical Report 526, 1979

- [135] Hawkins, N.M.: The Bearing Strength of Concrete Loaded through Flexible Plates, Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 62 + 63, Juni und Juli 1968
- [136] Franz, G.: Konstruktionslehre des Stahlbetons, Band I, Teil A und B, 4. Auflage, 1980 und 1983, Springer-Verlag
- [137] Hilsdorf, H.-K.: Baustofftechnologie, Teil 1, Vorlesungsumdruck der Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Baustofftechnologie



Zusammenstellung der Anlagen

Inhalt	Anlagen Nr.	von	bis
- Vorversuche, Ergebnisse der Vorversuche.....		1	16
- Berechnungen mit Hilfe des FE-Programmsystems ADINA			
- Grundlagen, Ergebnisse.....		17	46
- Hauptversuche			
- Materialkennwerte.....		47	49
- Versuchsaufbau mit Meßelementen und Meßstellenanwendung....		50	60
- Zusammenstellung der Versuche.....		61	
- Versuchsdurchführung.....		62	
- Ergebnisse der DMF-Messungen.....		63	76
- Vergleich unterschiedlicher Einflußgrößen.....		77	80
- Rißlasten.....		80a)	
- Kolbenvorschübe.....		80b)	
- Grenzlaster.....		81	82
- Sicherheitsabstände.....		83	
- Versuchsergebnisse.....			
- Auswertung.....		84	95
- Bezogene Bruchpressungen bewehrter und unbewehrter, teilbelasteter Probekörper.....		96	
- Lastverformungsdiagramme von steifen und biegeweichen Lastübertragungssystemen.....		97	99
- Rißbilder.....		100	101a)
- Bleibende Verformungen der Lagerplatten.....		102	108
- Vergleich zwischen Rechnung und Versuch.....		109	109d)
- Bemessung.....			
- bewehrungsabhängige Steigerung der bezogenen Bruchpressungen.....		110	
- Erhöhung der zulässigen Teilflächenpressung im internationalen Vergleich.....		111	
- Grundlagen für die Ermittlung von Betonspannungen aus den gemessenen Dehnungen.....		112	122
- Fotografische Dokumentation.....		123	135
- Vergleich parametergleicher Versuche.....		136	207
- Verformungen der Gleitplatten.....		208	215
- Ausgleichsflächen der Betondehnungen.....		216	227
- Kompressionsverhalten verschiedener Probekörper.....		228	231
- Lastabhängiger E-Modul für $\mu = 0$ .....		232	241
- Spaltzugspannungen in der Symmetrieachse und am Plattenrand für $\mu = 0$ .....		242	253



Universität Karlsruhe

Anlagen 2 7.47

Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben

# LAGERPLATTEN - BRUCHVERSUCHE

von

K. Dickerhof, K.-H. Hehn

R. Rösch

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Abteilung Massivbau

Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Karlsruhe, 1985

## Teil 2: Anlagen

Der Bericht umfaßt 161 Seiten Text und 253 Anlagen

Das Forschungsvorhaben wurde im Auftrag des  
Instituts für Bautechnik, Berlin, durchgeführt.

Az. IV/1 - 5 - 259/80

Erläuterung zu den Anlagen Nr. 2 und 3

1 = Kolbenweg [mm]

2 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$   
auf der Mantelfläche  
bei  $z = 225$  mm

3 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$   
in Zylindermitte (innen)  
bei  $z = 210$  mm

4 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$   
auf der Mantelfläche  
bei  $z = 90$  mm

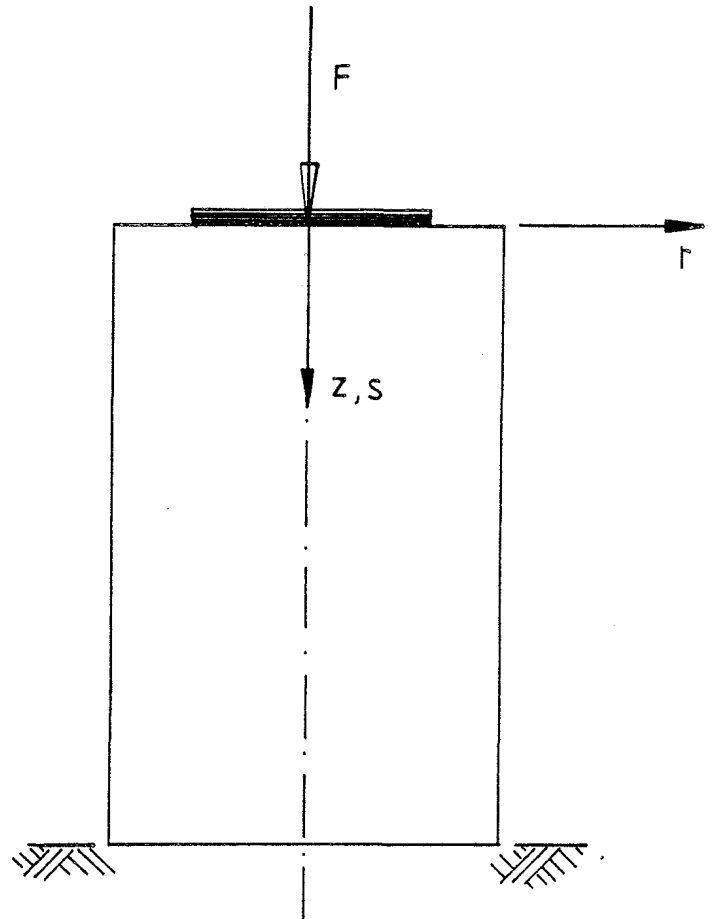
5 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$   
in Zylindermitte (innen)  
bei  $z = 97,5$  mm

6 = Tangentialdehnung der Mantelfläche = mittlere Radialdehnung  
in  $[10^{-6}]$  bei  $z = 90$  mm

7 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$  bei  $z = 60$  mm in Zylindermitte (innen)

8 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$  bei  $z = 172,5$  mm in Zylindermitte  
(innen)

9 = Vertikaldehnung in  $[10^{-6}]$  bei  $z = 285$  mm in Zylindermitte  
(innen)



Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Vorversuche  
(vgl. Erläuterungen der Anlage 1)

Versuch Nr.		1	2	3	4	5
Spaltzugbewehrung $\mu_{spz}$ [%]		0,44	0,44	0,44	0,57	0,57
Längsbewehrung $\mu_L$ [%]		0,16	0,16	0,96	0,96	0,16
Lastplattensteifigkeit (relativ)		steif	weich	steif	weich	steif
$F_u/\sigma_{1u}$ {[kN] / [N/mm <sup>2</sup> ]}		340/19,24	320/18,11	420/23,77	420/23,77	355/20,09
1	[mm]	0,28	0,34	0,25	0,27	0,25
2	[10 <sup>-6</sup> ]	564	547	524	408	452
3	[10 <sup>-6</sup> ]	546	582	500	470	494
4	[10 <sup>-6</sup> ] bei F	480	530	508	403	516
5	[10 <sup>-6</sup> ] =	504	633	456	528	474
6	[10 <sup>-6</sup> ] 150 kN	61	88	59	62	66
7	[10 <sup>-6</sup> ]	510	736	420	613	450
8	[10 <sup>-6</sup> ]	522	626	497	456	496
9	[10 <sup>-6</sup> ]	579	637	465	450	516
1	[mm]	0,72	$\geq 0,80$	0,52	0,61	0,60
2	[10 <sup>-6</sup> ]	2639	$\geq 1900$	1595	1231	1917
3	[10 <sup>-6</sup> ]	2244	2006	1518	1338	1678
4	[10 <sup>-6</sup> ] bei F	1909	1717	1470	1373	1749
5	[10 <sup>-6</sup> ] =	1886	2120	1422	1711	1728
6	[10 <sup>-6</sup> ] 300 kN	387	464	226	291	313
7	[10 <sup>-6</sup> ]	2005	2624	1337	2229	1658
8	[10 <sup>-6</sup> ]	2006	1815	1512	1208	1738
9	[10 <sup>-6</sup> ]	3217	2417	1327	1198	2145

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Vorversuche  
(vgl. Erläuterungen der Anlage 1)

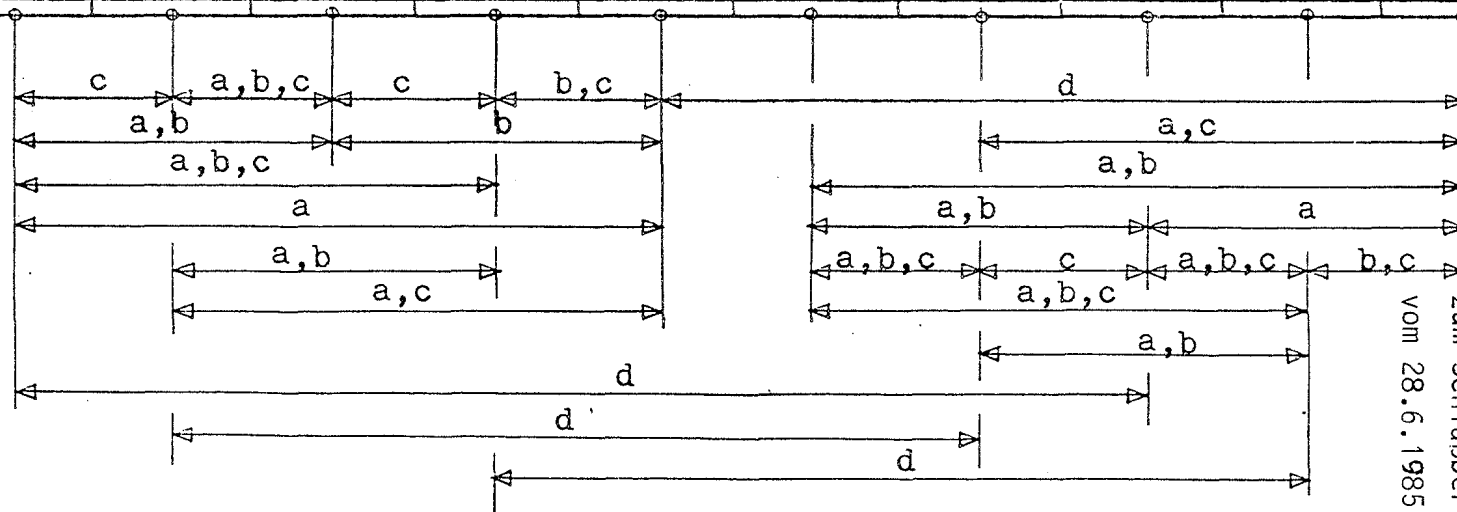
Versuch Nr.		6	7	8	9	10
Spaltzugbewehrung $\mu_{spz}$ [%]		0,00	0,44	0,44	0,57	0,57
Längsbewehrung $\mu_L$ [%]		0,00	0,16	0,16	0,96	0,16
Lastplattensteifigkeit (relativ)		steif	weich	steif	weich	steif
$F_u/\sigma_{1u}$ {[kN] / [N/mm <sup>2</sup> ]}		208/47,09	200/45,27	255/57,72	220/49,80	255/57,72
1	[mm]	0,19	0,37	0,21	0,25	0,20
2	[10 <sup>-6</sup> ]	208	159	186	178	190
3	[10 <sup>-6</sup> ]	243	240	244	221	240
4	[10 <sup>-6</sup> ] bei F	159	158	146	128	130
5	[10 <sup>-6</sup> ] =	331	354	317	349	321
6	[10 <sup>-6</sup> ] 90 kN	35	38	54	43	44
7	[10 <sup>-6</sup> ]	414	467	398	457	404
8	[10 <sup>-6</sup> ]	246	240	241	231	239
9	[10 <sup>-6</sup> ]	248	247	247	233	257
1	[mm]	0,44	1,58	0,41	1,83	0,43
2	[10 <sup>-6</sup> ]	674	792	574	654	638
3	[10 <sup>-6</sup> ]	563	513	666	456	640
4	[10 <sup>-6</sup> ] bei F	460	826	439	418	444
5	[10 <sup>-6</sup> ] =	1814	2179	1091	1930	1275
6	[10 <sup>-6</sup> ] 195 kN	482	>1580	159	1359	200
7	[10 <sup>-6</sup> ]	2957	3818	1600	3323	2000
8	[10 <sup>-6</sup> ]	618	527	624	497	595
9	[10 <sup>-6</sup> ]	693	696	678	607	729

Vergleiche zwischen den Versuchen

Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$B_{w28}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	21,3	21,3	21,3	21,3	21,3	25,3	25,3	25,3	25,3	25,3
Wendelganghöhe $a_w$ [mm]	45	45	35	35	35	$\infty$	45	45	35	35
$\mu_z$ [%] bezogen auf Kernber.	0,44	0,44	0,57	0,57	0,57	0,00	0,44	0,44	0,57	0,57
Längsbew. $A_S/A_B$ [%] $\hat{=} \mu_L$	0,16	0,16	0,96	0,96	0,16	0,00	0,16	0,16	0,96	0,16
$F_{u,Riss} / \sigma_{1u}$ [kN] / [N/mm <sup>2</sup> ]	340/19,2	320/18,1	420/23,8	420/23,8	355/20,1	208/47,1	200/45,3	255/57,7	220/49,8	255/57,7
$F_{Riss}$ [kN]	~330	~300	~390	~390	~330	~180	~180	~225	~165	~210
Lastplattensteifigkeit (relativ)	steif	weich	steif	weich	steif	steif	weich	steif	weich	steif

mögliche Vergleiche

- a  $\hat{=} \mu_z$
- b  $\hat{=} \mu_L$
- c  $\hat{=} \text{Steifigkeit}$
- d  $\hat{=} A/A_1$



Anlage 4  
zum Schlussbericht  
vom 28.6.1985

Erläuterungen zu den Anlagen Nr. 6 bis 13

Anlage 6: Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven der Dehnungsmessungen auf der Manteloberfläche und im Innern des Betonkörpers  $\varnothing$  150 mm, H = 450 mm jeweils bei  $z = 225$  mm. Meßstelle 20 ist dabei im Betonkörper gelegen. Dieser Versuch galt der E-Modul-Bestimmung nach 10maligem Lastwechsel zwischen  $F_u/30 \leq F \leq F_u/3$ .

Anlagen 7

und 8: Gegenüberstellung der Last-Verformungs-Diagramme (Kolbenweg) der Versuche 1 bis 4 bzw. 6 bis 9. Deutlich sind hier die Unterschiede zwischen biegesteifer (Versuche Nr. 1 und 3 bei  $A/A_1 = 1$  bzw. 6 und 8 bei  $A/A_1 = 4$ ) und biegeweicher (Versuche Nr. 2 und 4 bei  $A/A_1 = 1$  bzw. 7 und 9 bei  $A/A_1 = 4$ ) Lasteinleitung zu erkennen.

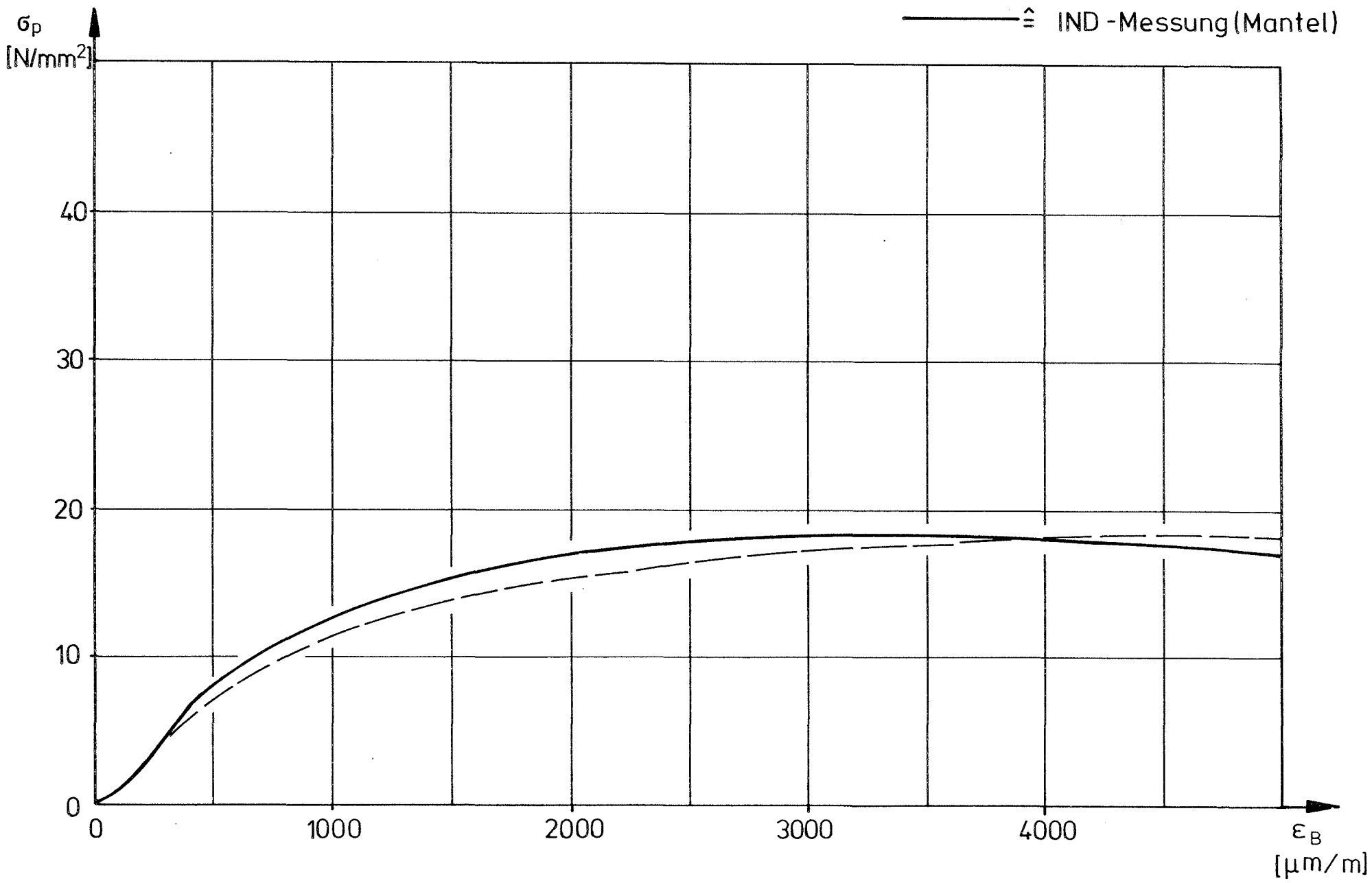
Anlagen 9

und 12: Die Meßstellen 20 bis 23 liegen  $z = 285/210/135/60$  mm von der Betonoberkante der Lasteinleitungsseite entfernt im Probeinnern (auf der Rotationsachse). Auf den Anlagen 9 und 10 sind die Verformungen in Abhängigkeit von den Laststufen und in den Anlagen 11 und 12 in Abhängigkeit von der Lage im Betonkörper (z-Koordinate) über verschiedene Laststufen aufgetragen. Die Unterschiede zwischen biegeweicher und biegesteifer Lasteinleitung entsprechend Anlagen 6 und 7 sind auch hier deutlich ausgeprägt.

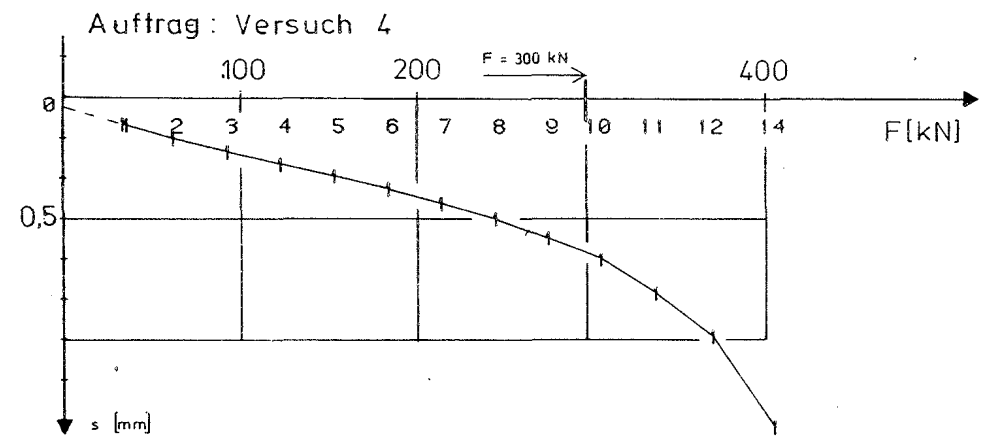
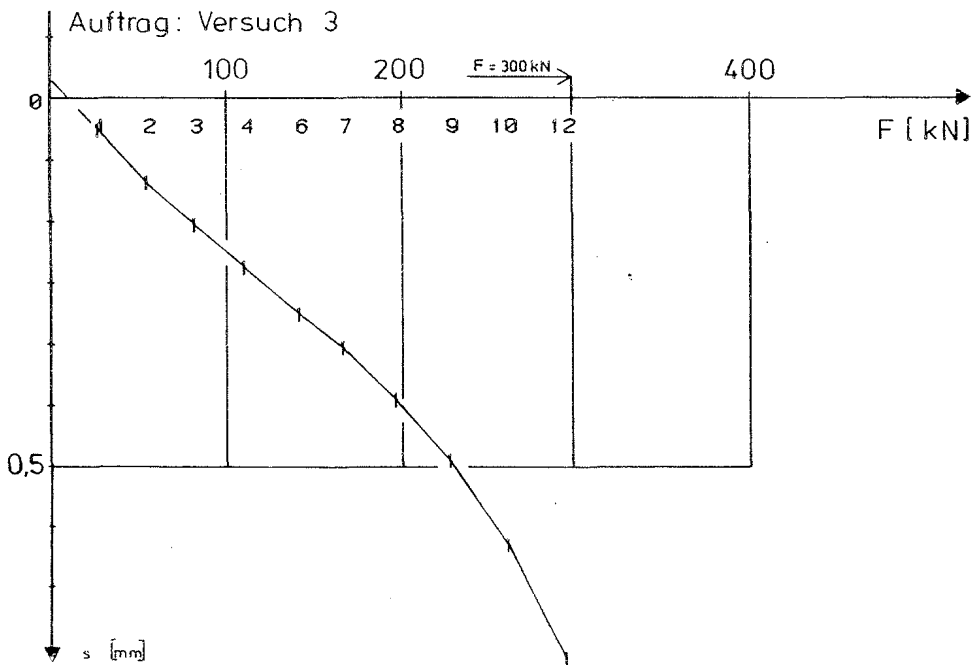
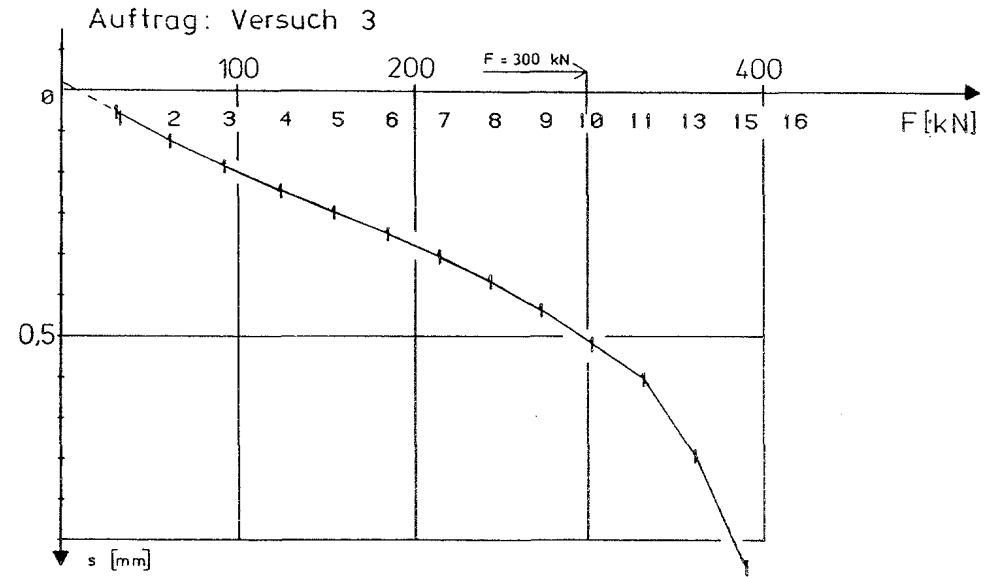
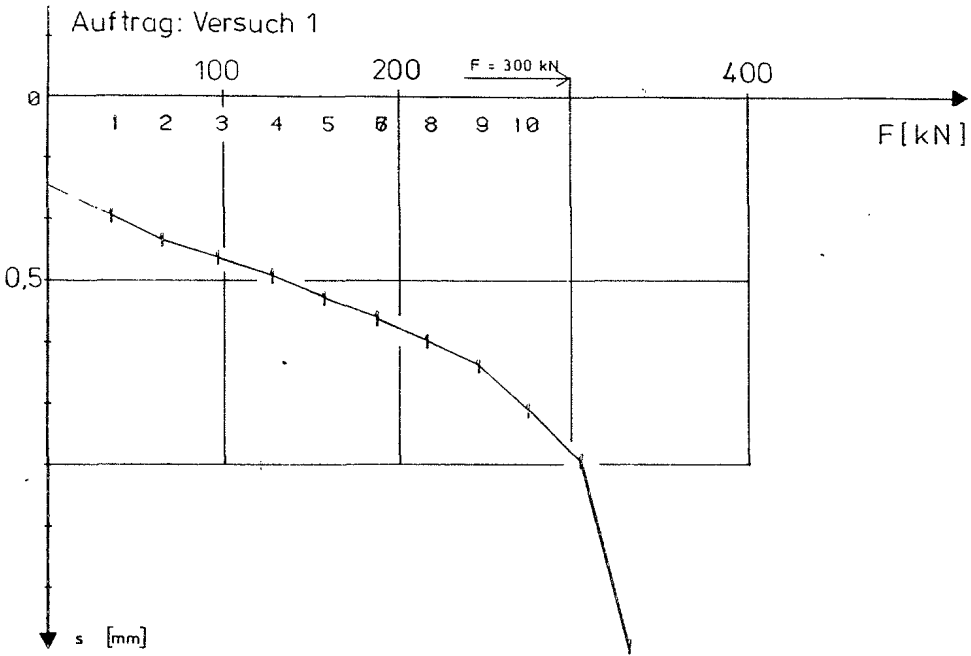
Anlage 13: Diese Anlage zeigt die Unterschiede in den Last-Verformungs-Diagrammen (Kolbenweg; Dehnungen im Innern der Betonkörper) zwischen den Teilflächenverhältnissen  $A/A_1 = 1$  und  $A/A_1 = 4$  bei sonst gleichen Parametern (biegesteife Lasteinleitung;  $\mu_L = 0,16$  %;  $\mu_{spz} = 0,57$  %).

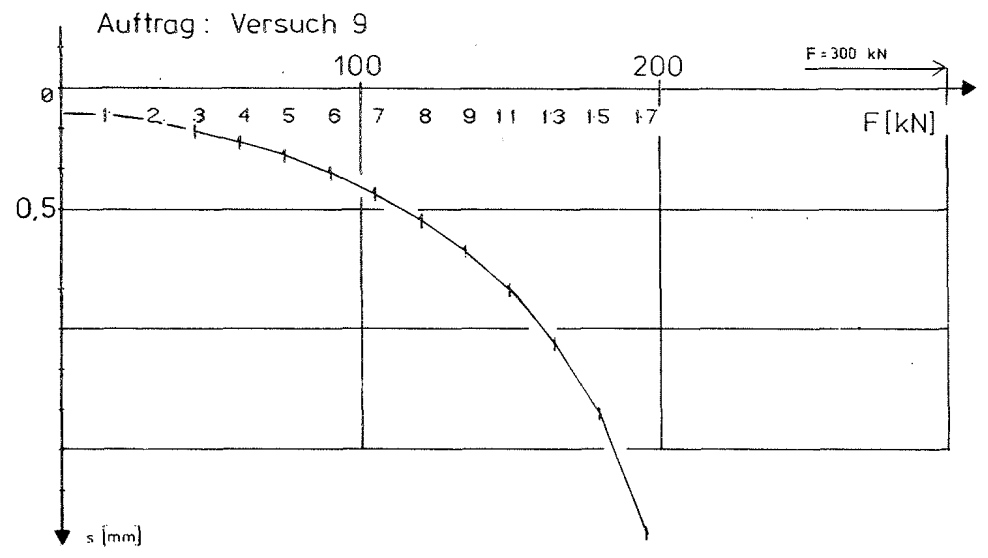
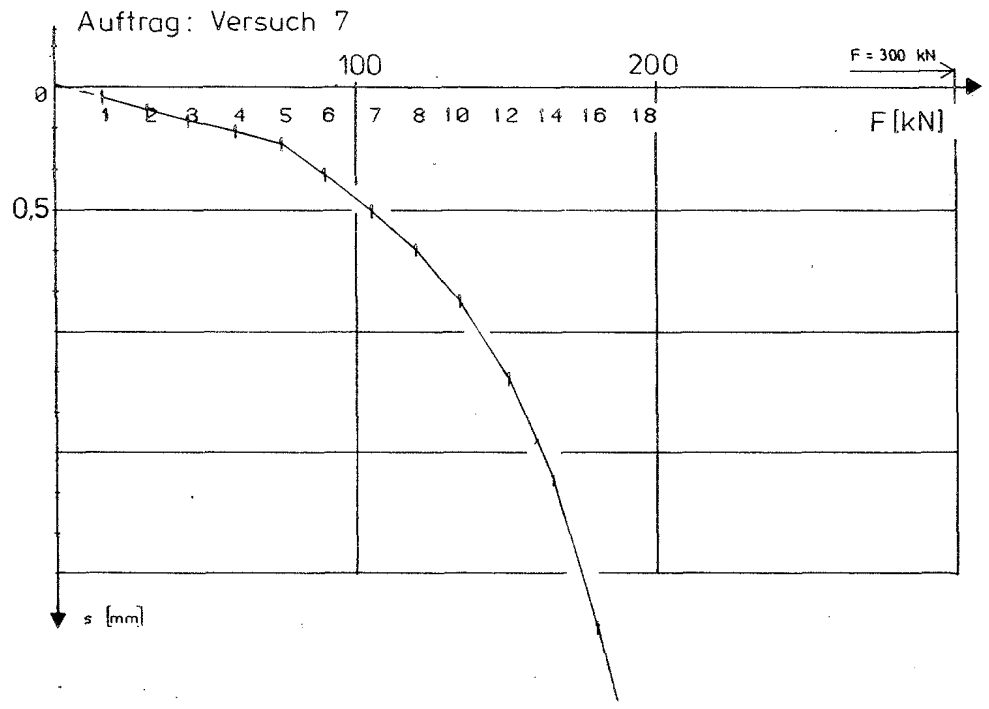
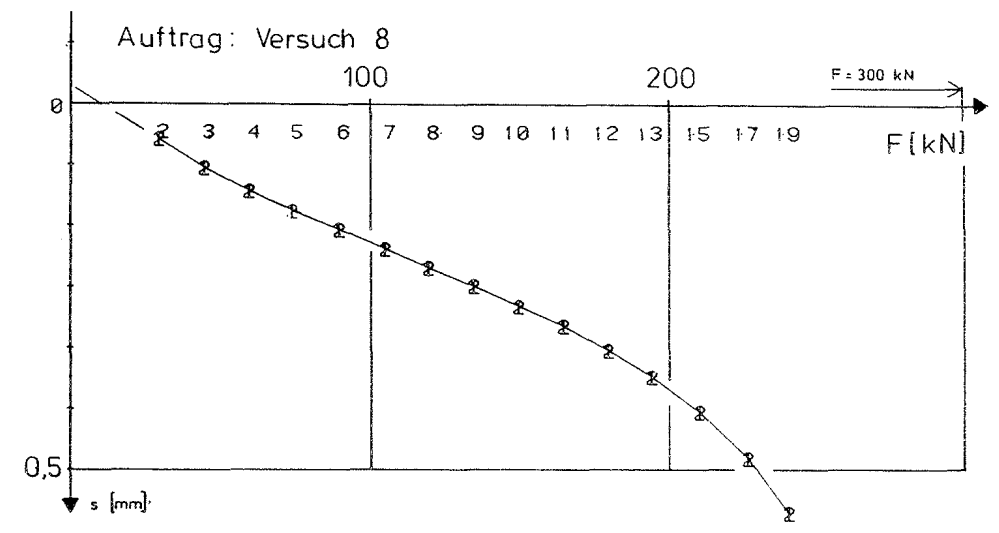
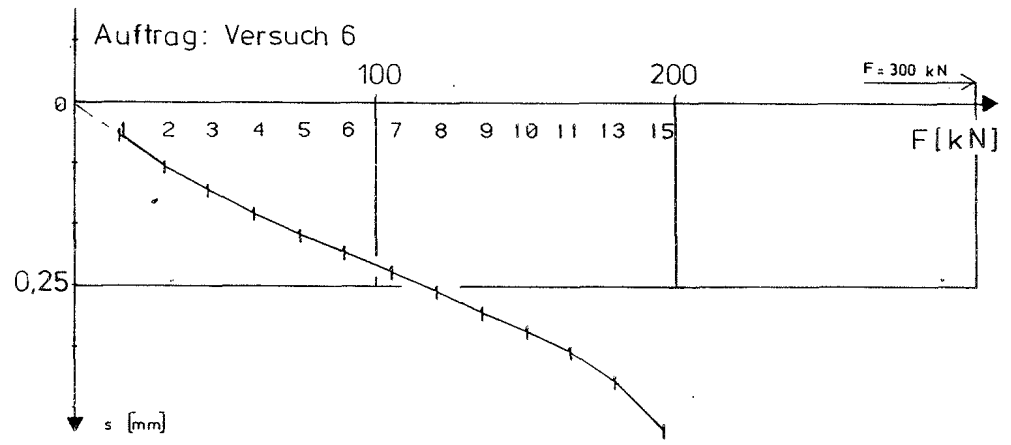
Probe Nr.: 3

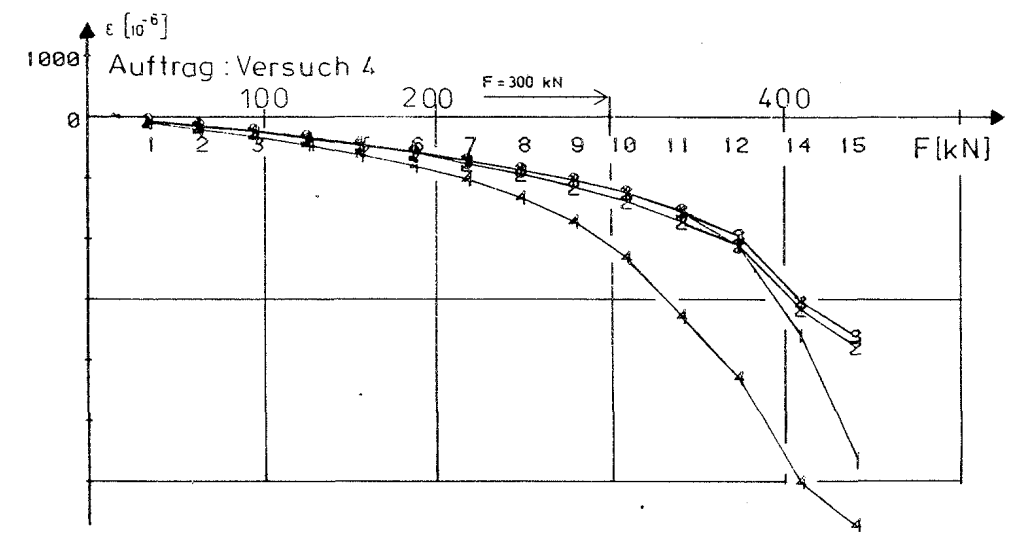
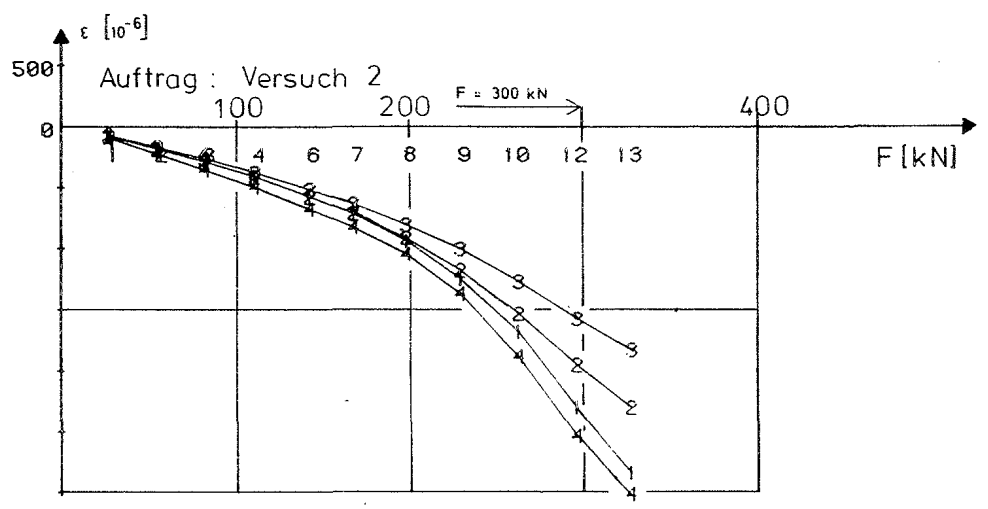
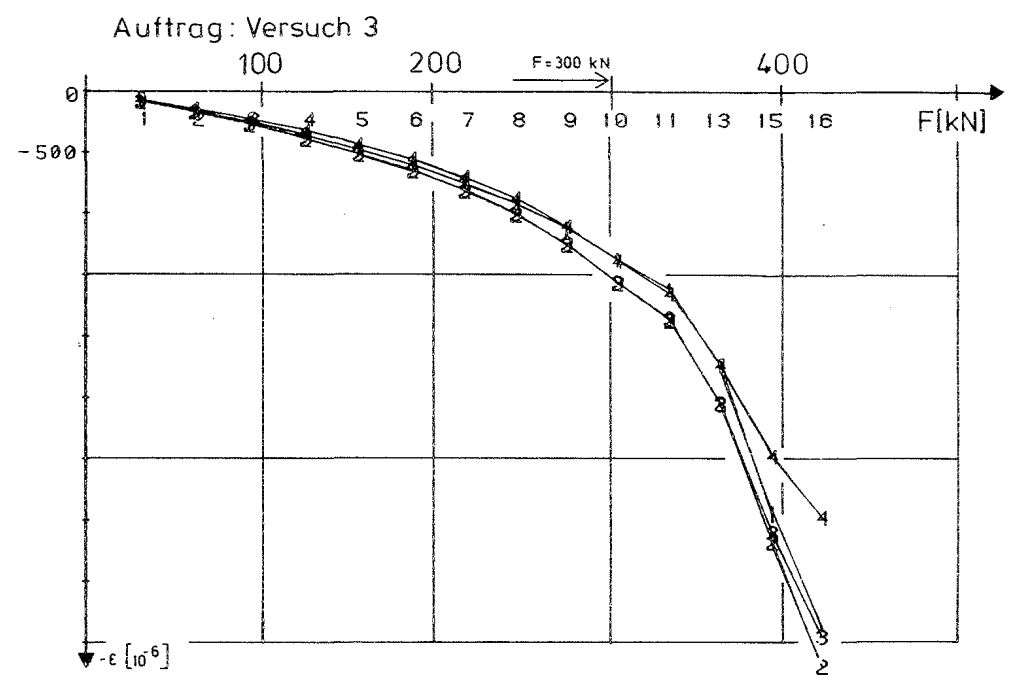
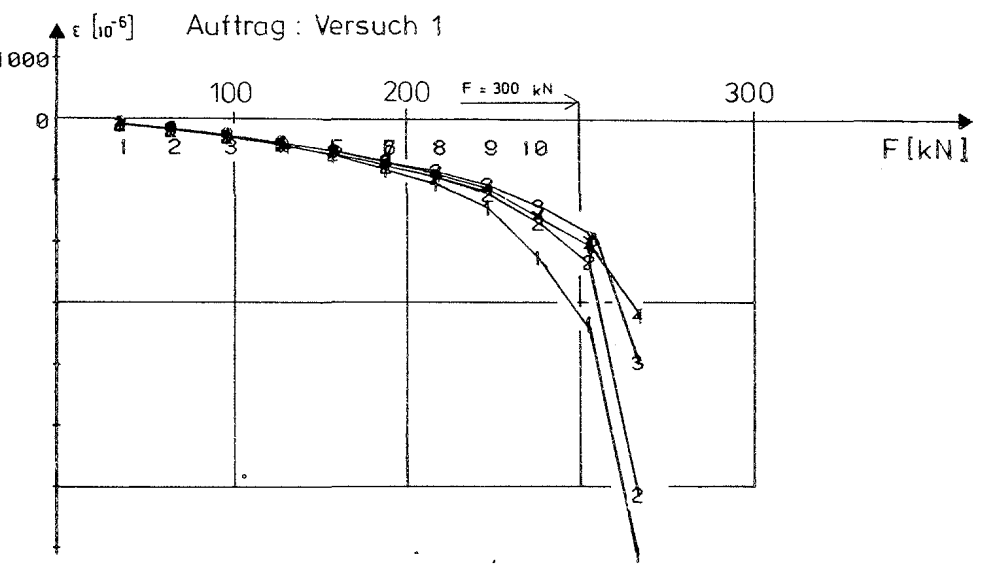
— — — ≙ Messtelle 20 (DMS)  
———— ≙ IND -Messung (Mantel)

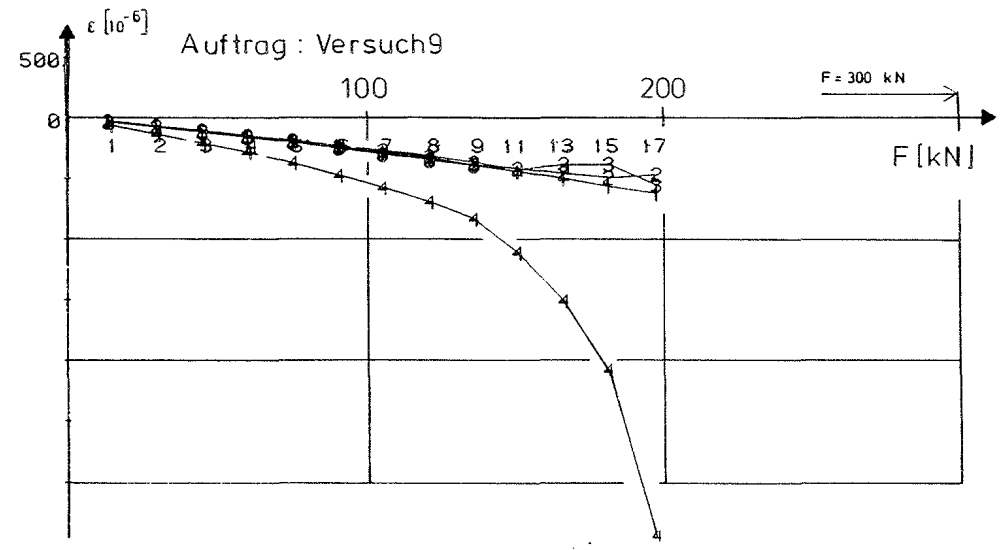
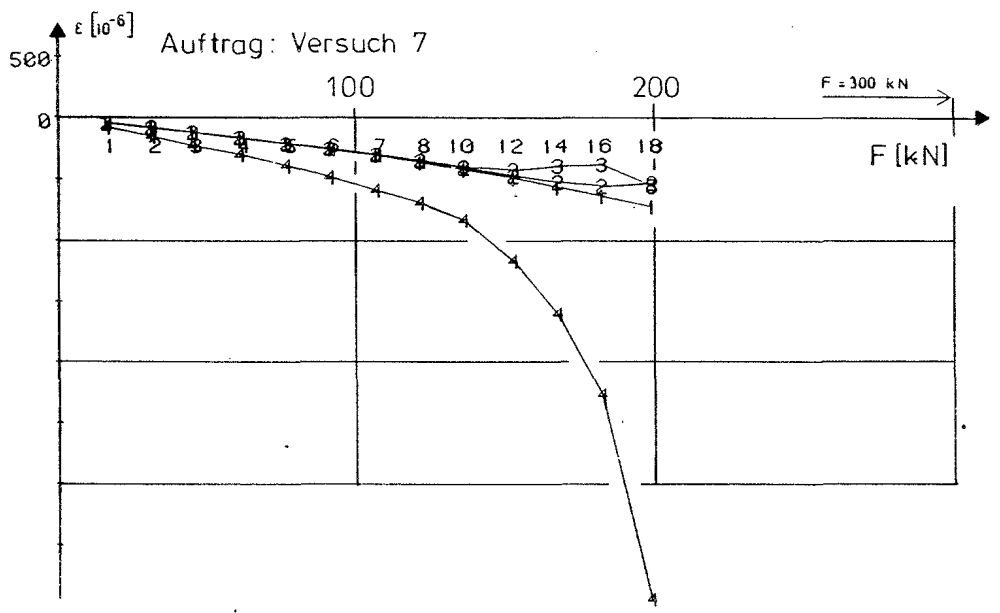
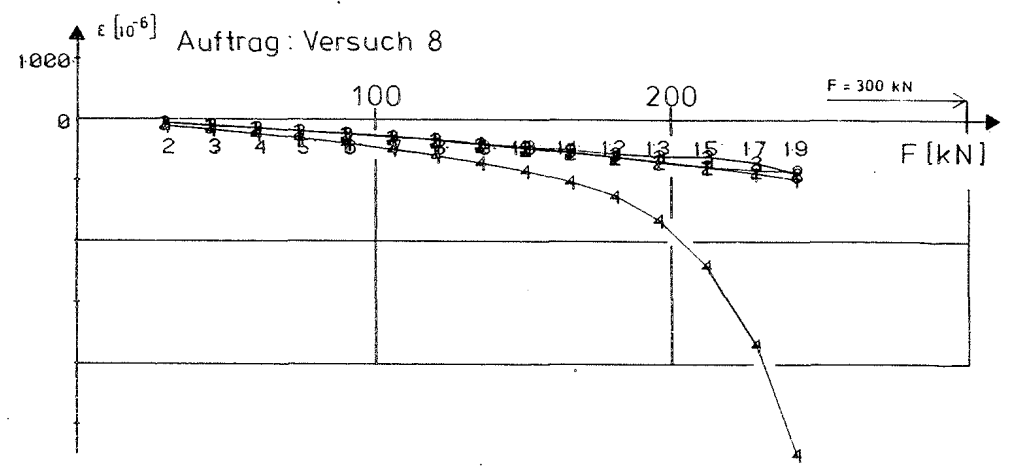
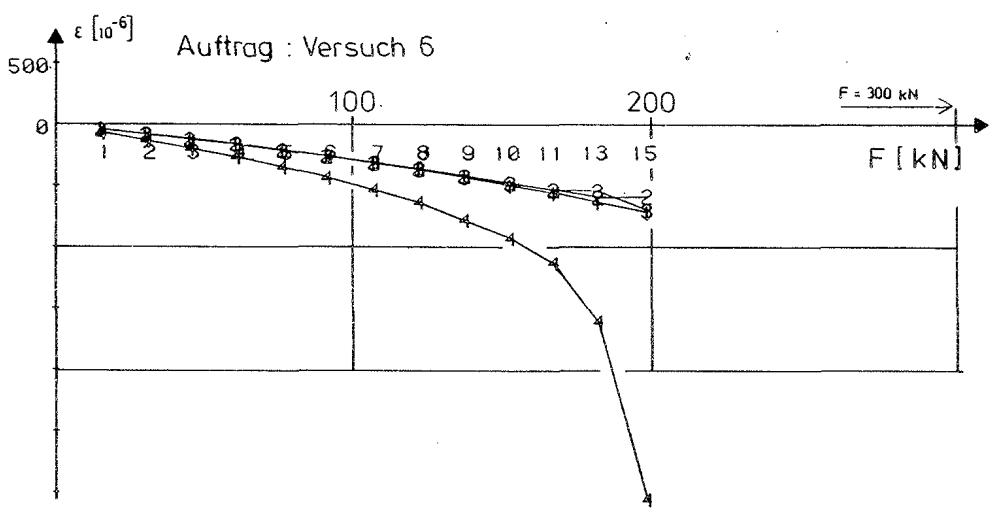


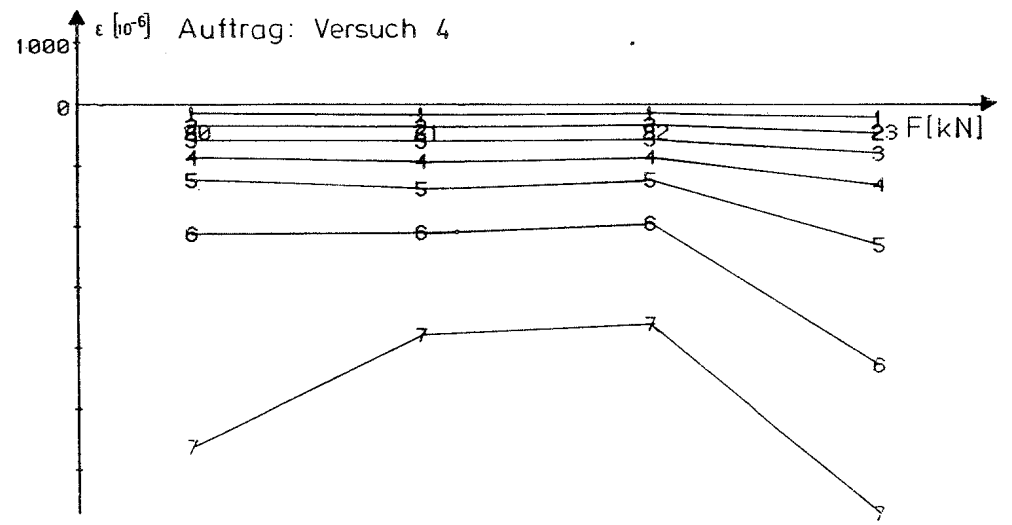
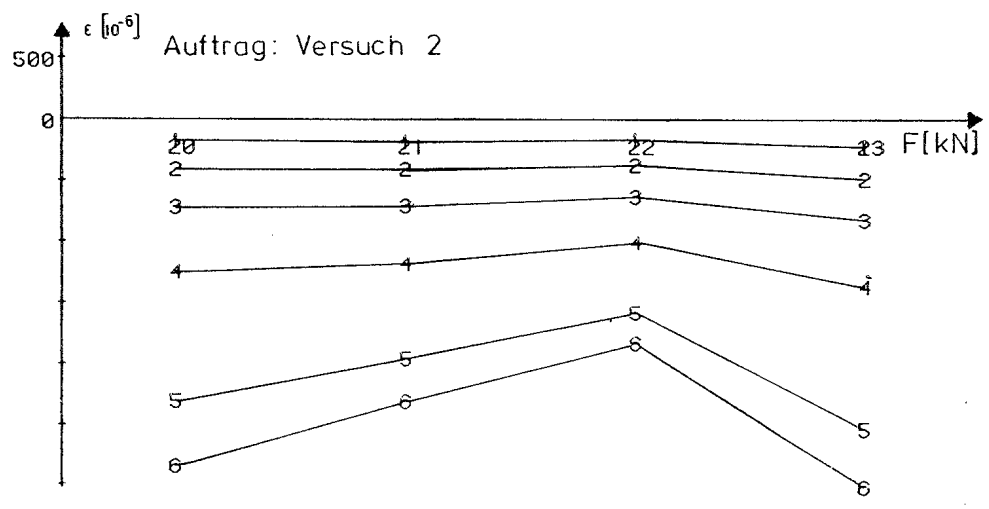
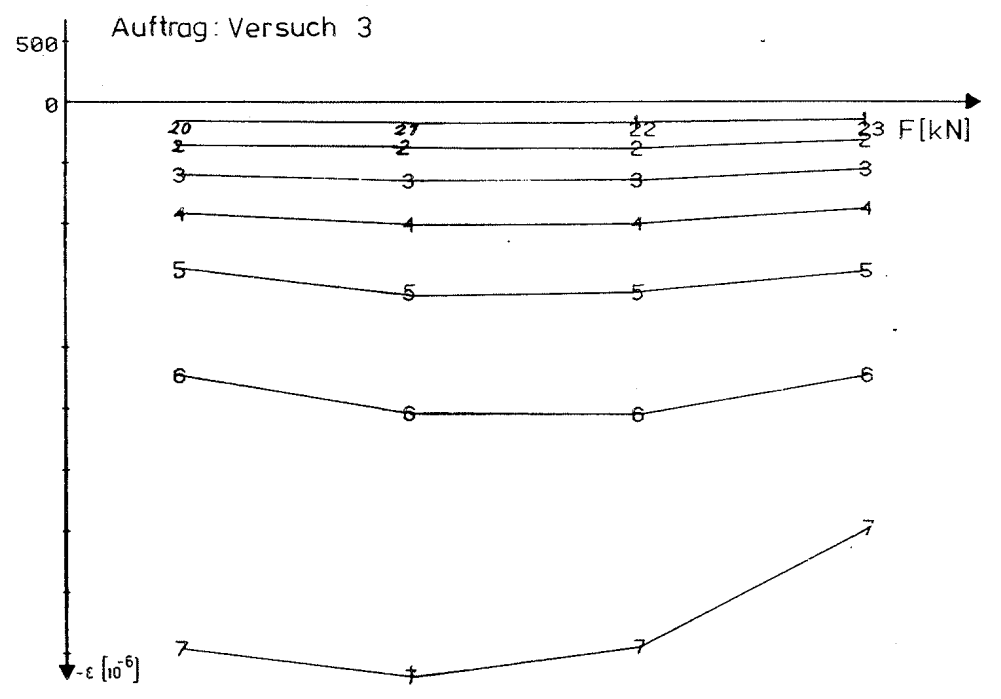
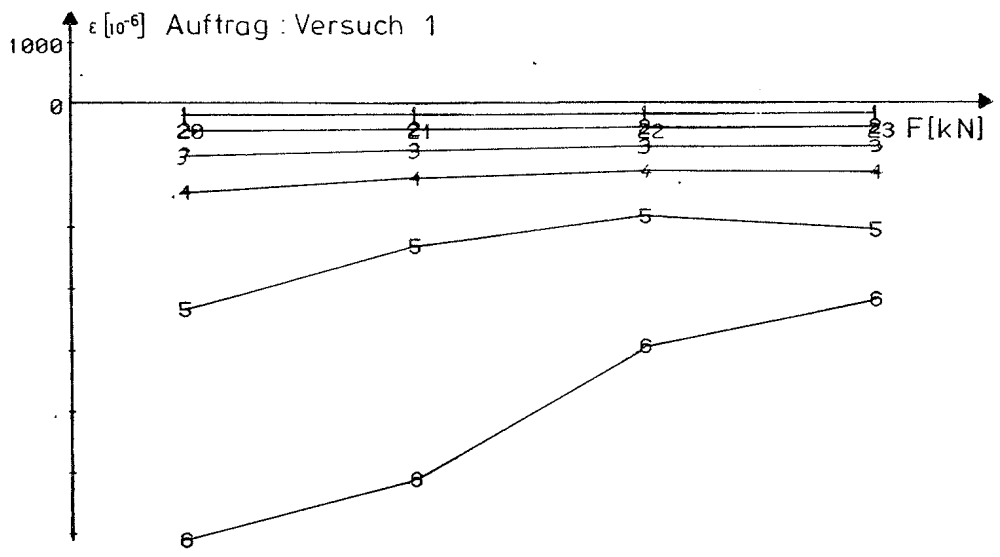


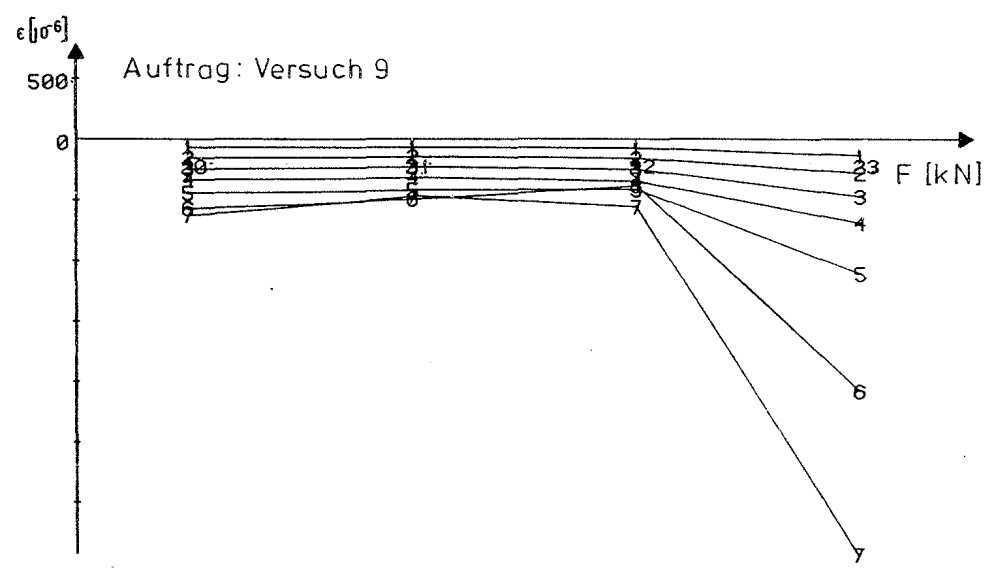
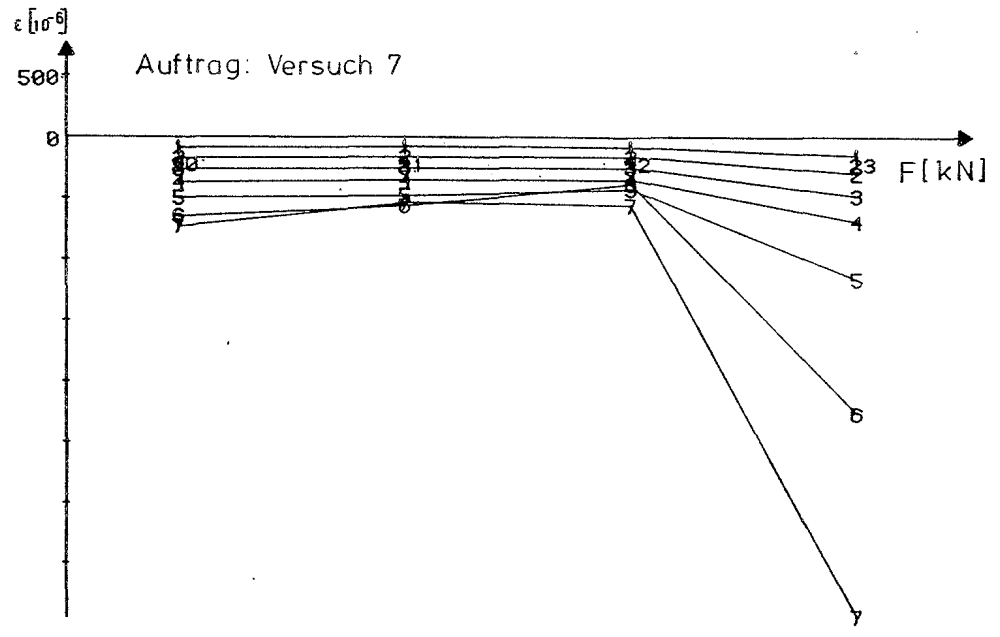
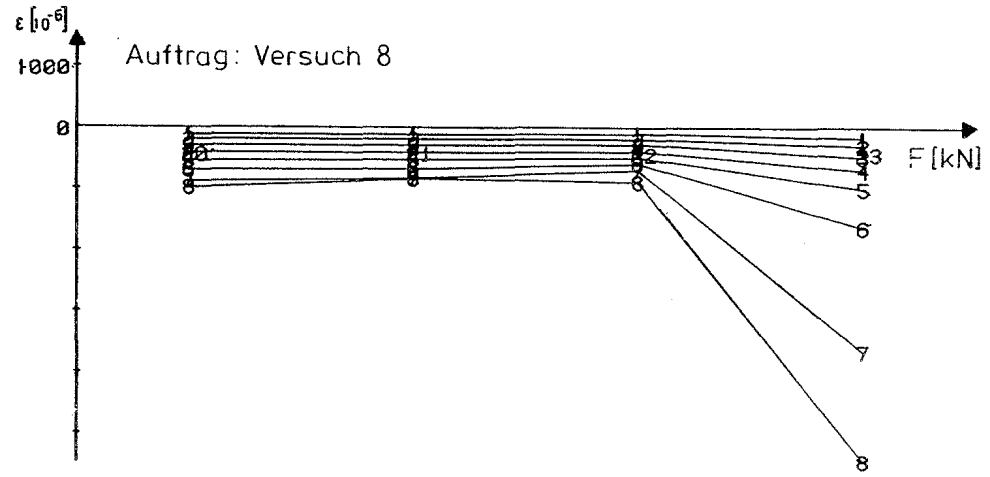
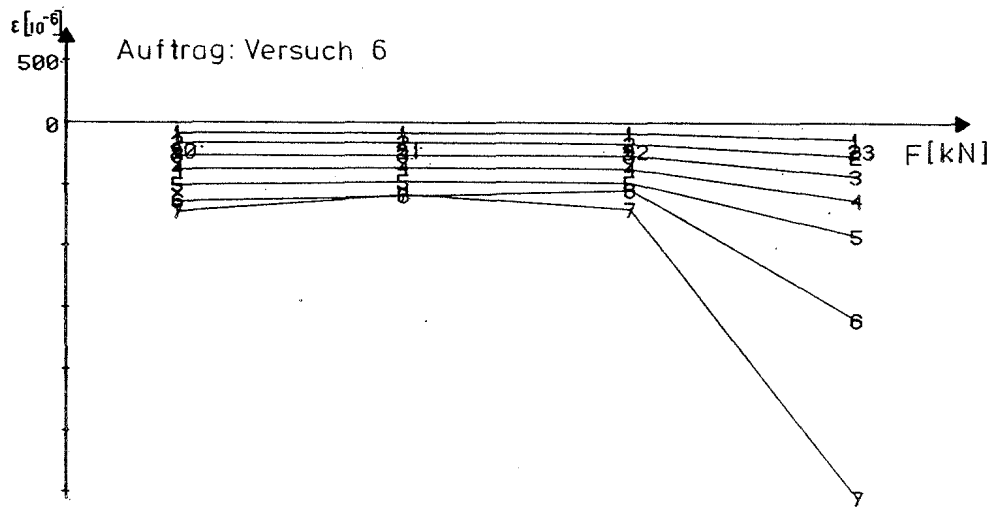


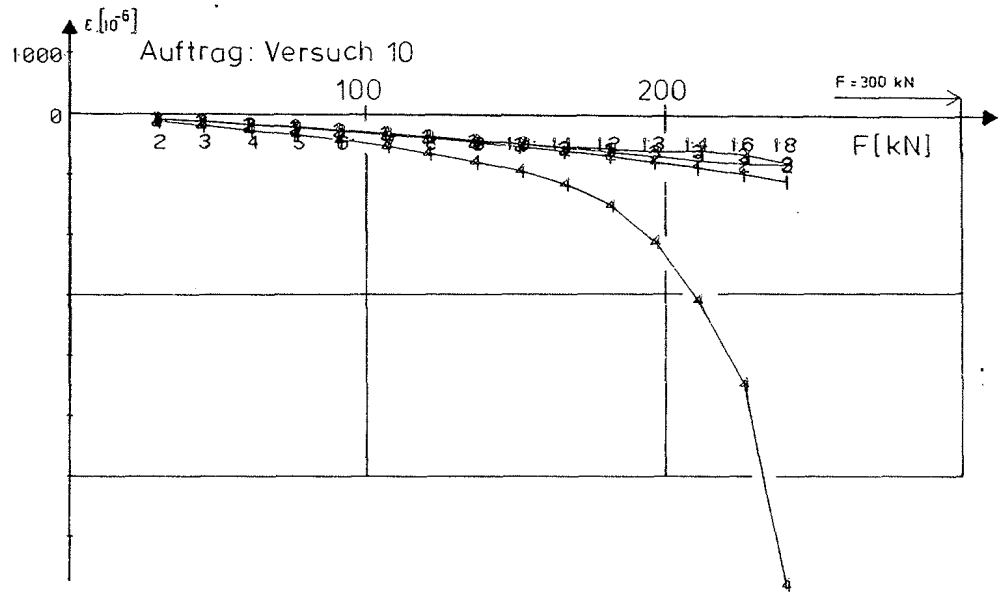
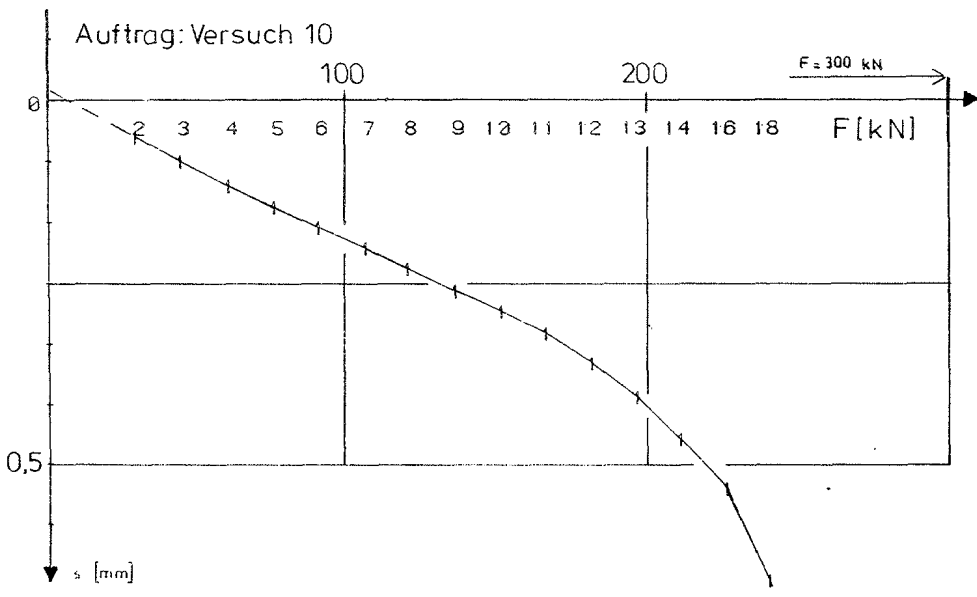
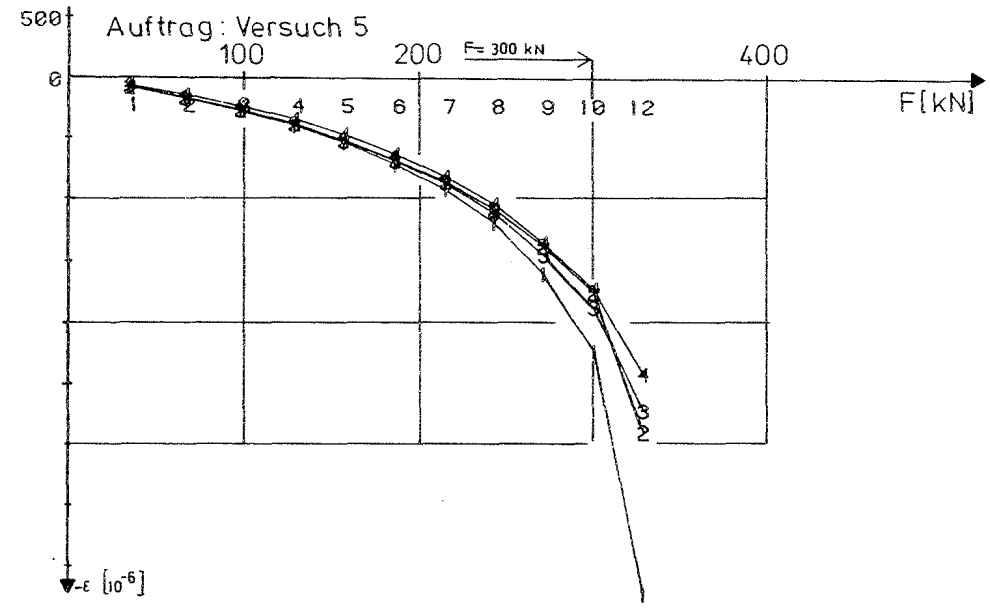
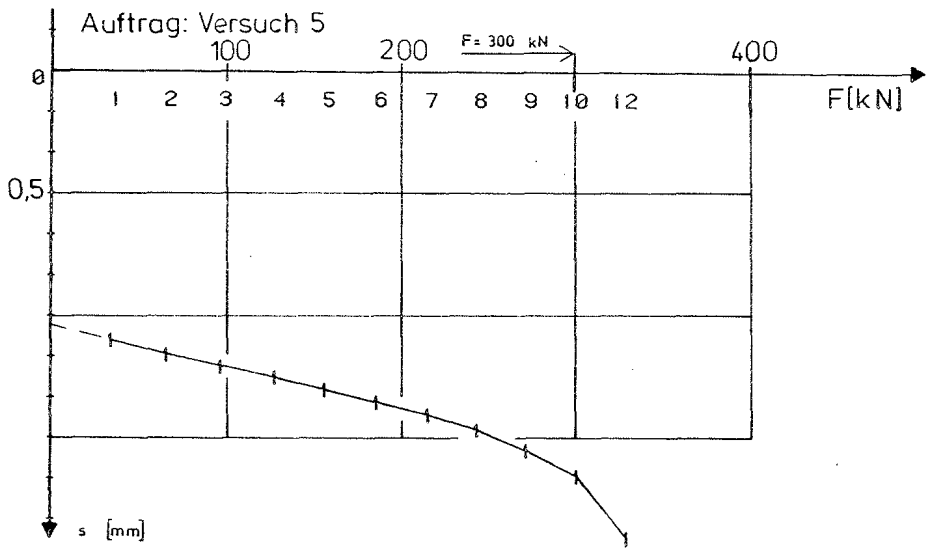


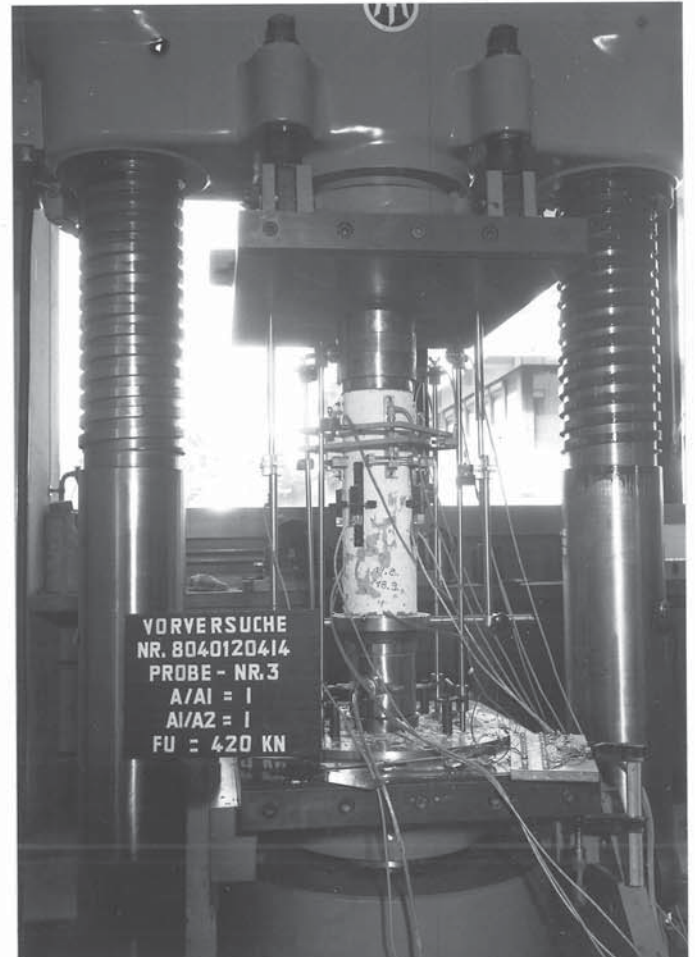
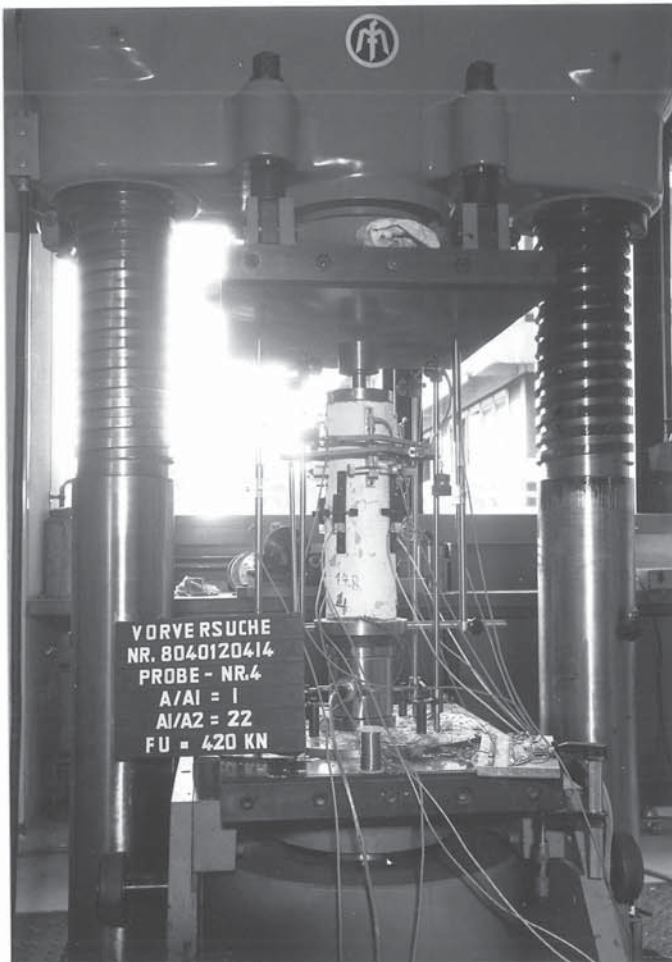






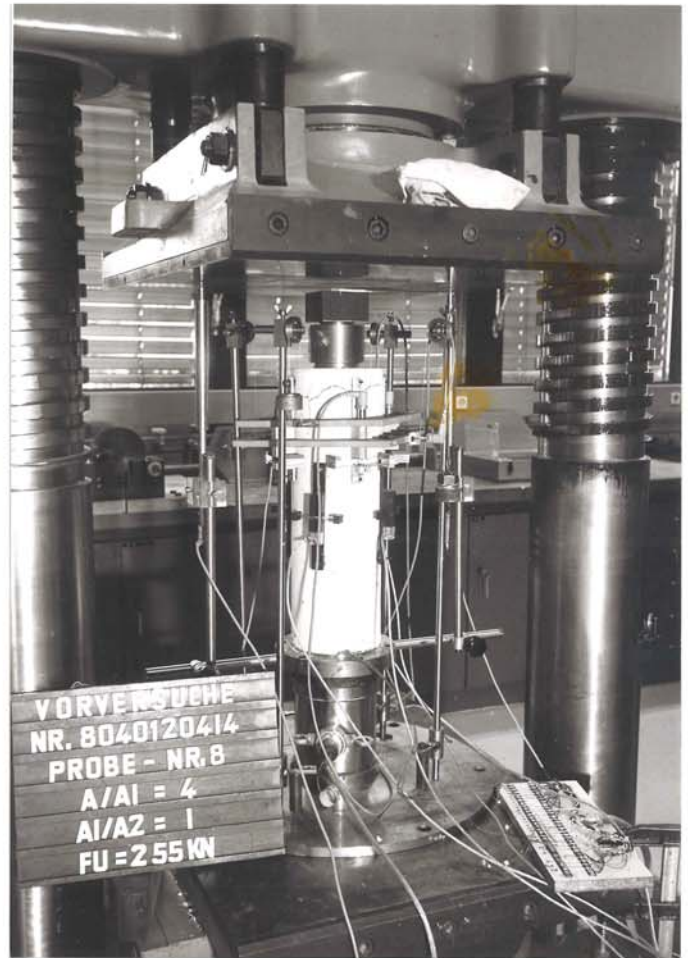
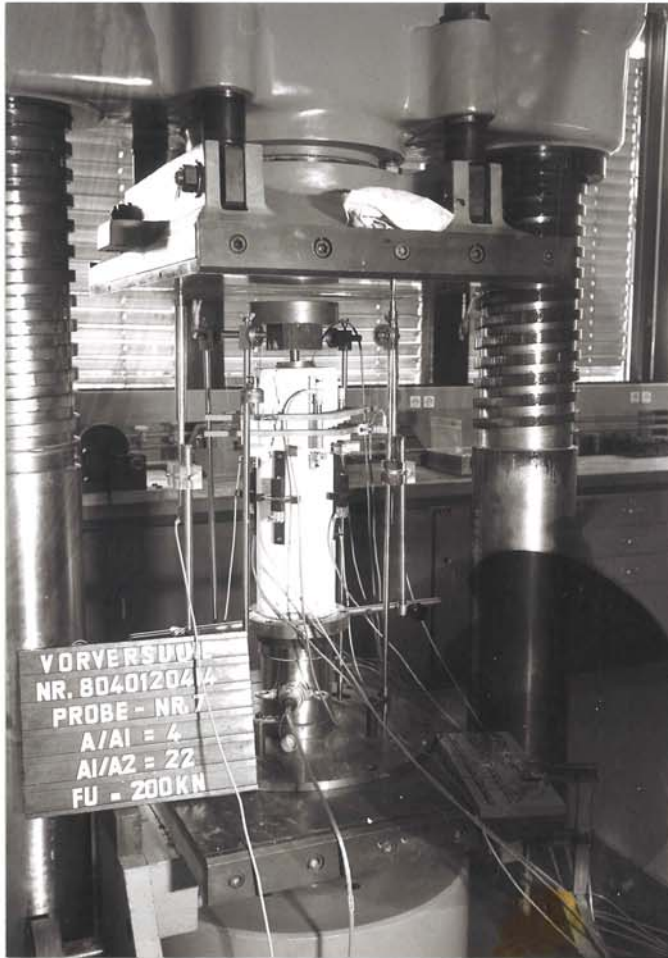






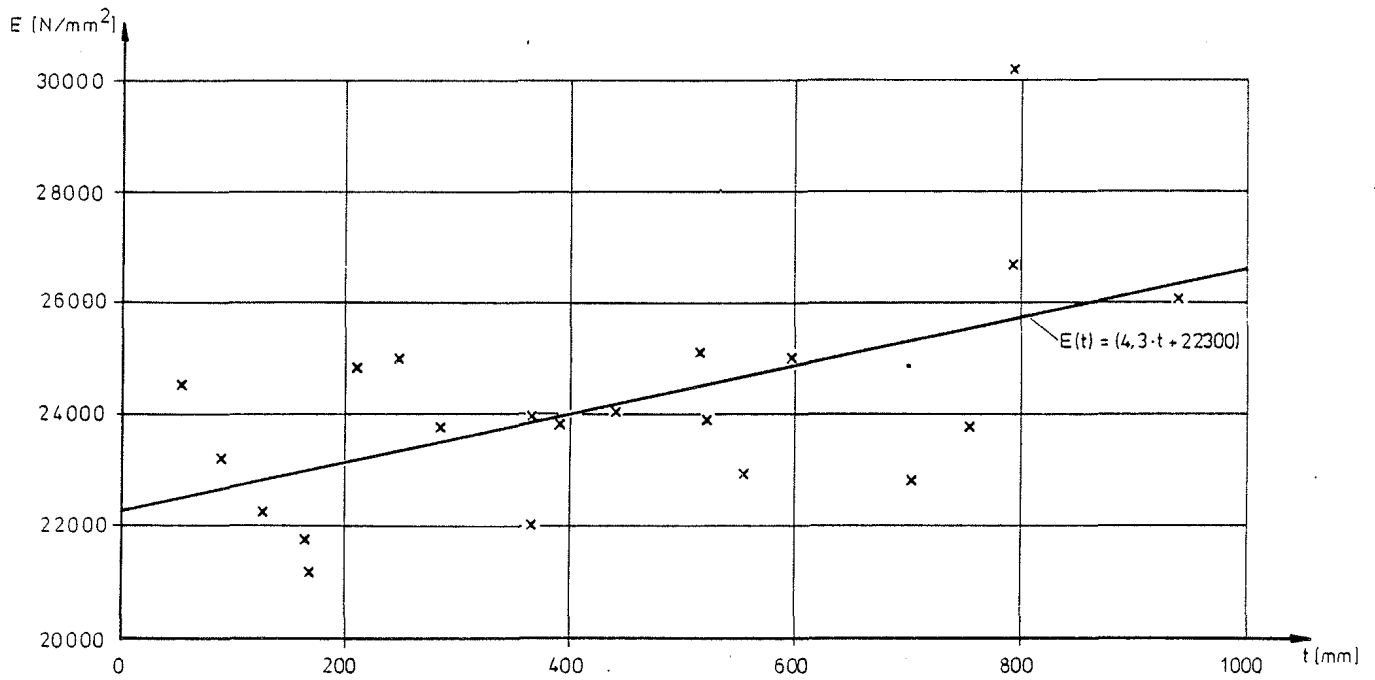
Bilder 1 und 2: Proben Nr. 3 und 4 mit Teilflächenverhältnissen  $A/A_1 = 1$  und  $A_1/A_2 = 1$  (biegesteif) bzw.  $A_1/A_2 = 22$  (biegeweich) nach dem Bruch



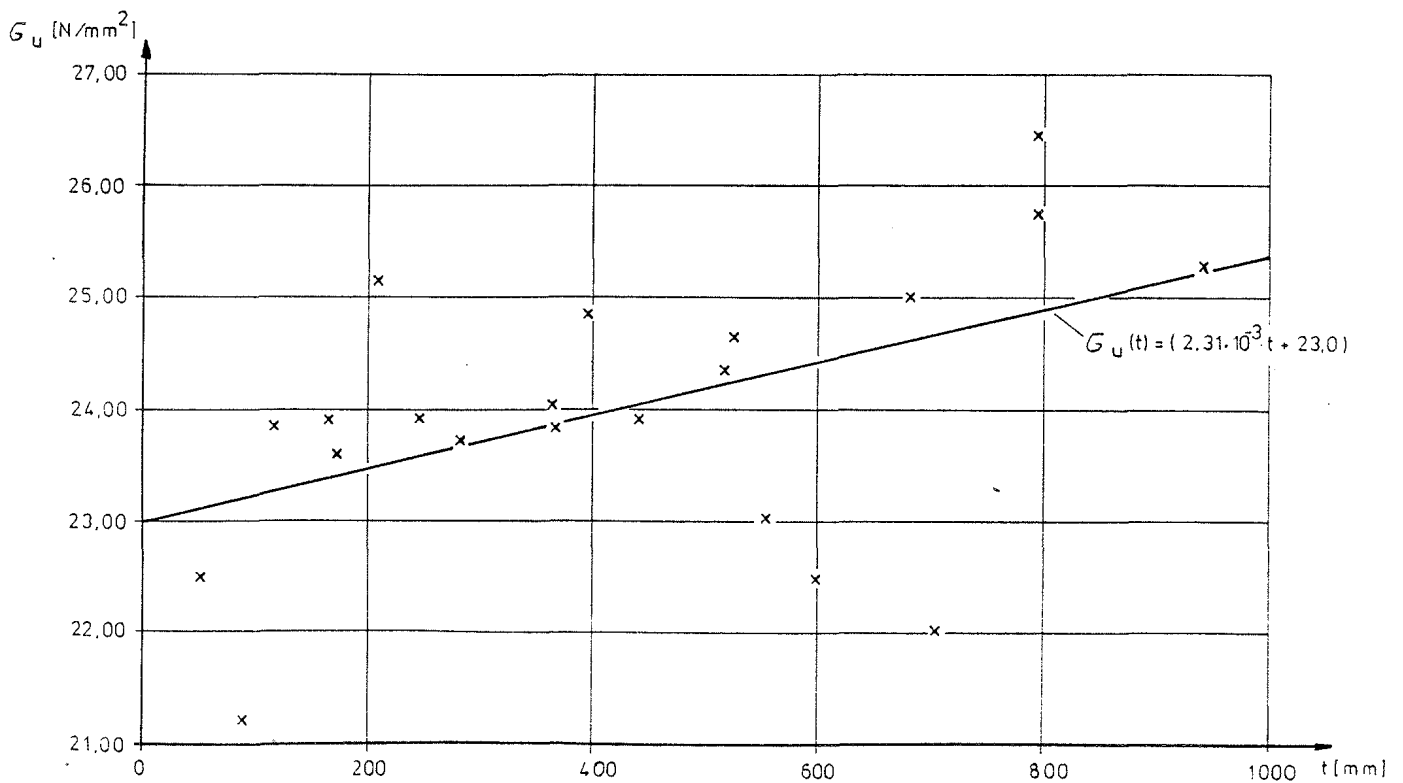


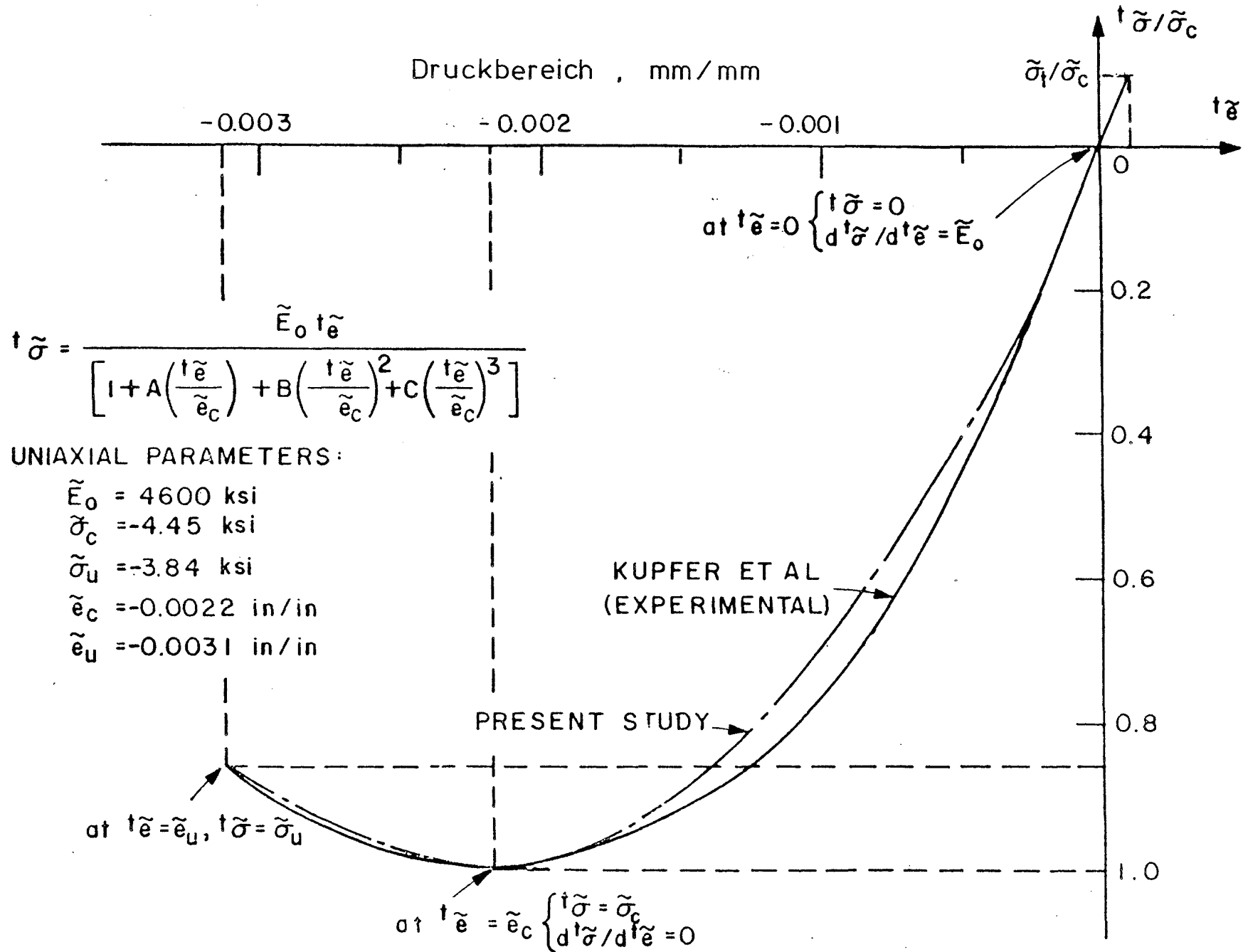
Bilder 3 bis 5: Proben Nr. 7 und 8 mit Teilflächenverhältnissen  $A/A1 = 4$  und  $A1/A2 = 22$  (biegeweich) bzw.  $A1/A2 = 1$  (biegesteif) nach dem Bruch. Deutlich ist auf Bild Nr. 5 die plastische Verformung der Lagerplatte des Versuchs Nr. 7 zu erkennen.

E-Modul in Abhängigkeit von der Betonierhöhe



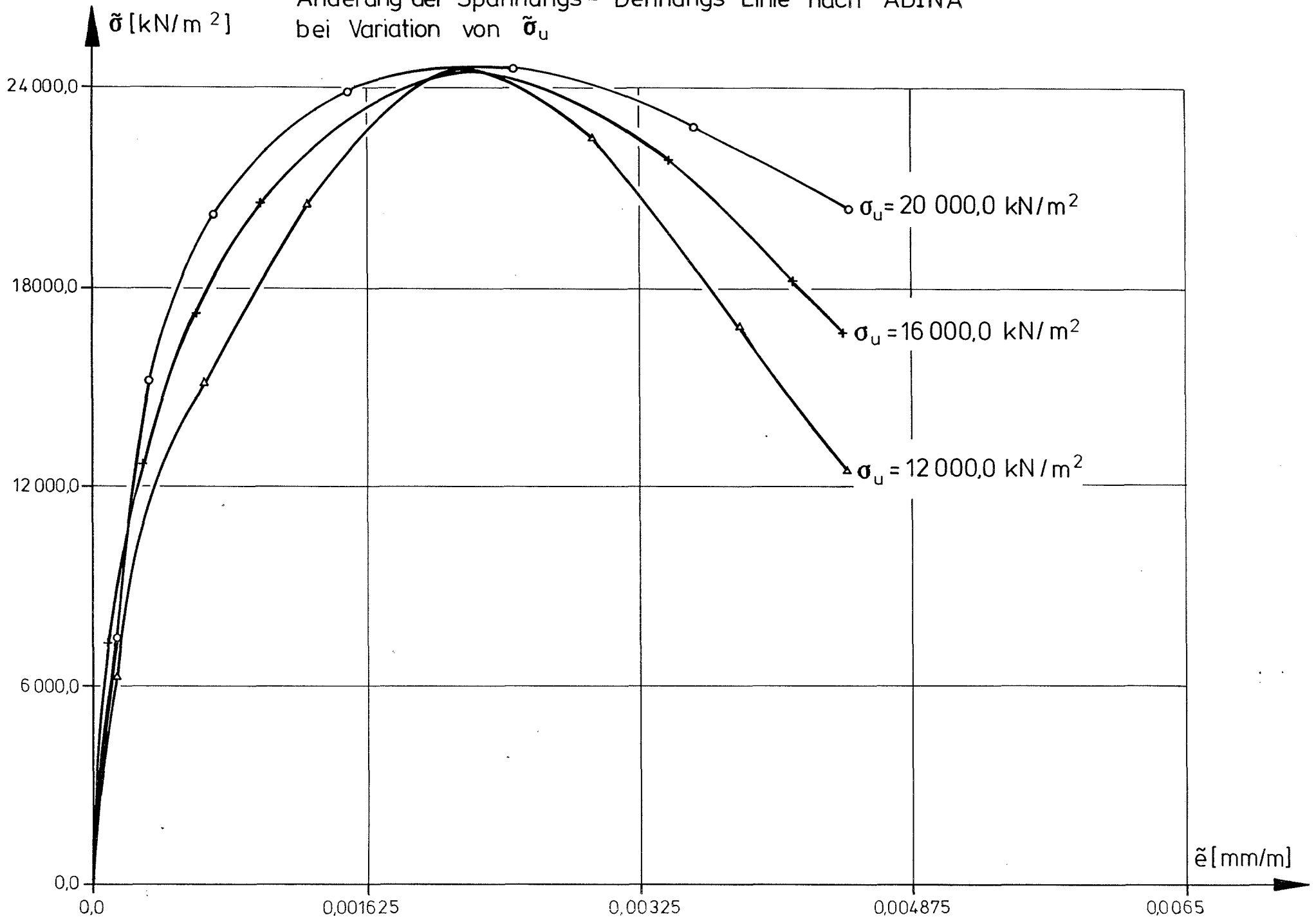
Beton-Festigkeit in Abhängigkeit von der Betonierhöhe

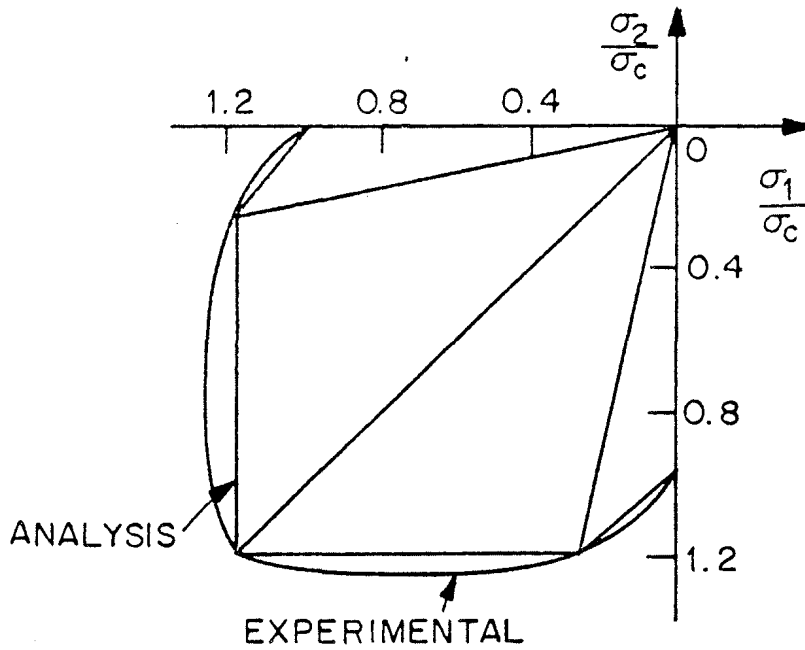




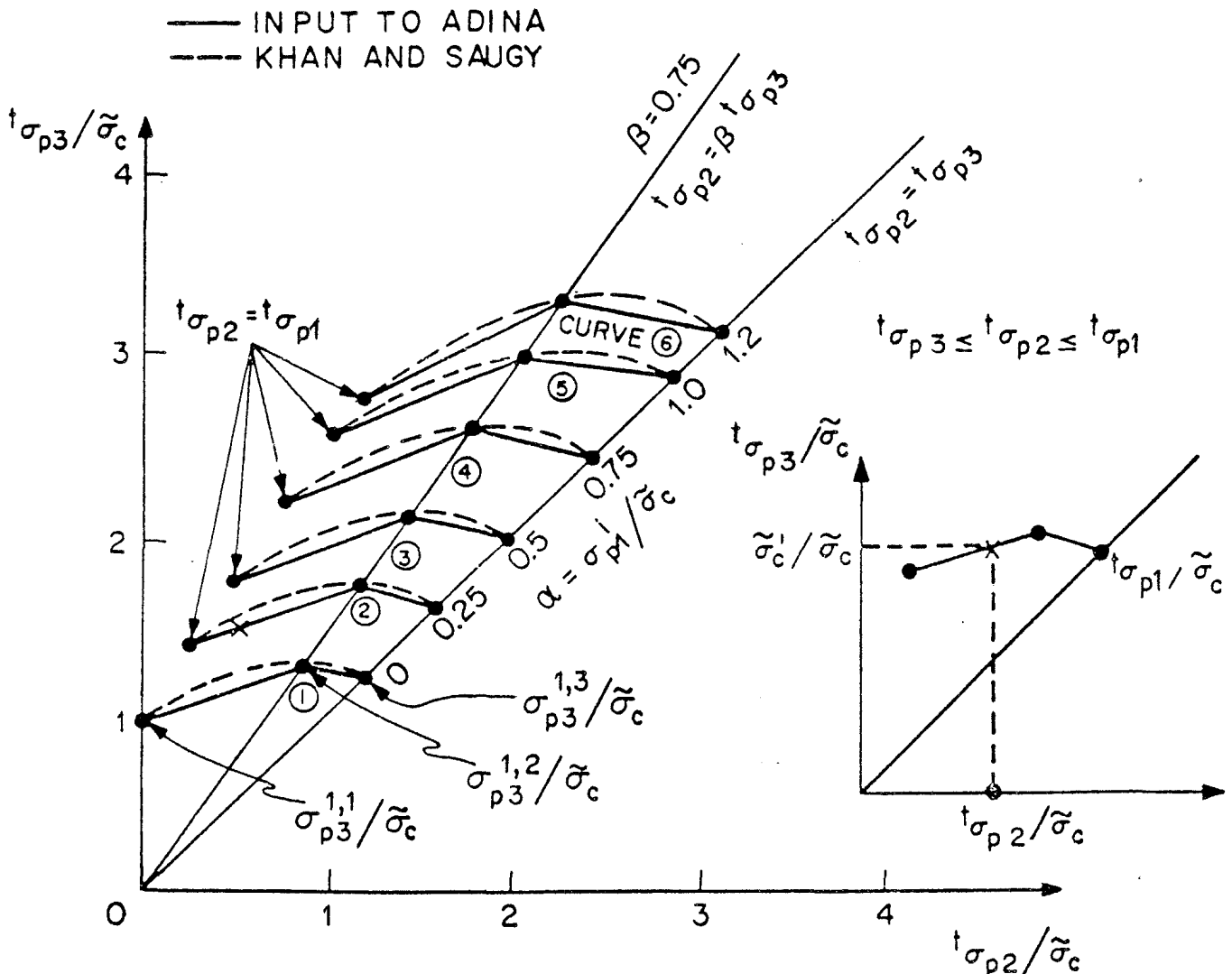
Einaxiale Spannungs - Dehnungsbeziehung des ADINA Betonmodells

Änderung der Spannungs - Dehnungs Linie nach ADINA  
bei Variation von  $\tilde{\sigma}_u$



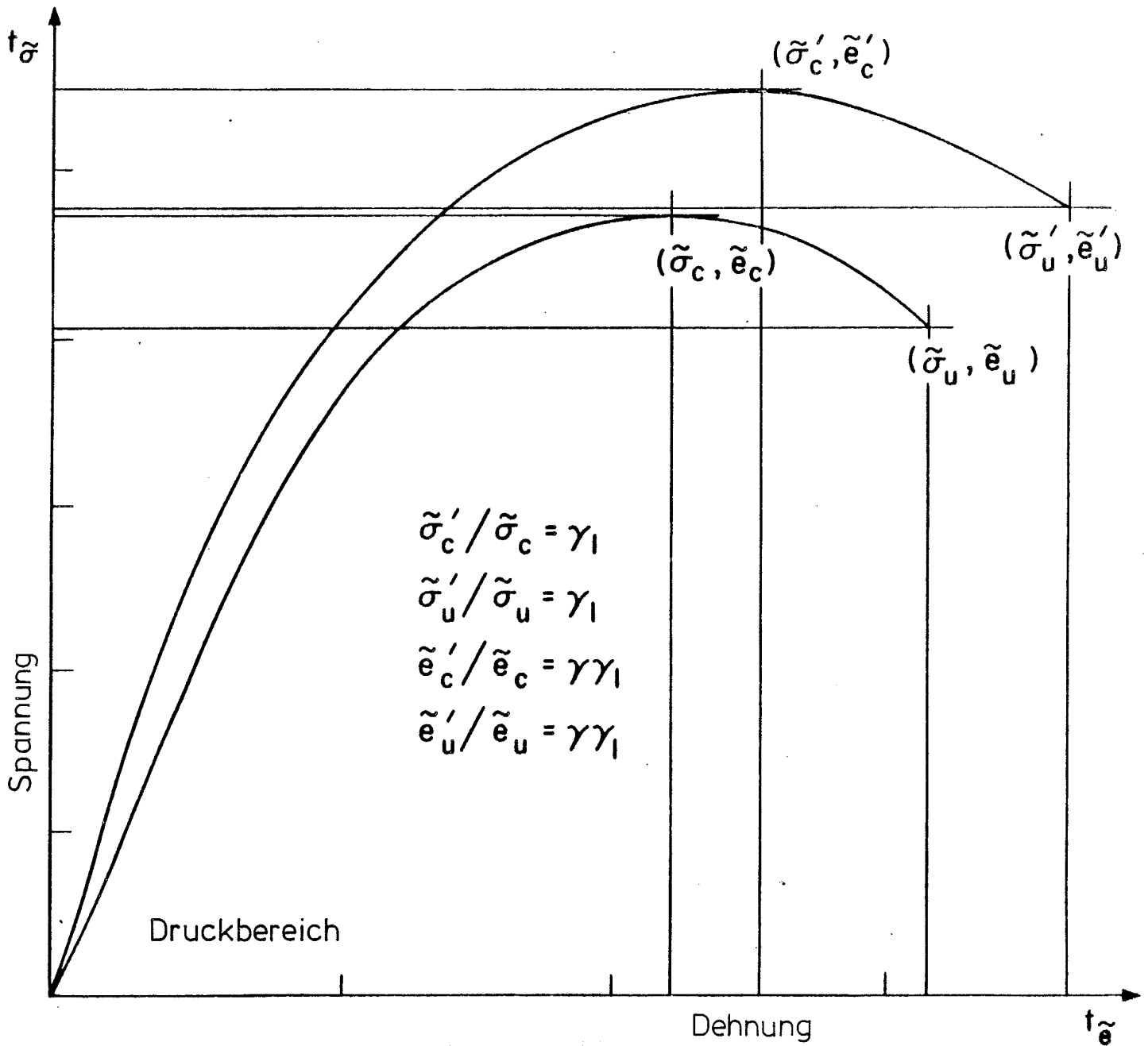


Grenzlinsen der zwei axialen Betondruckfestigkeit nach Liu

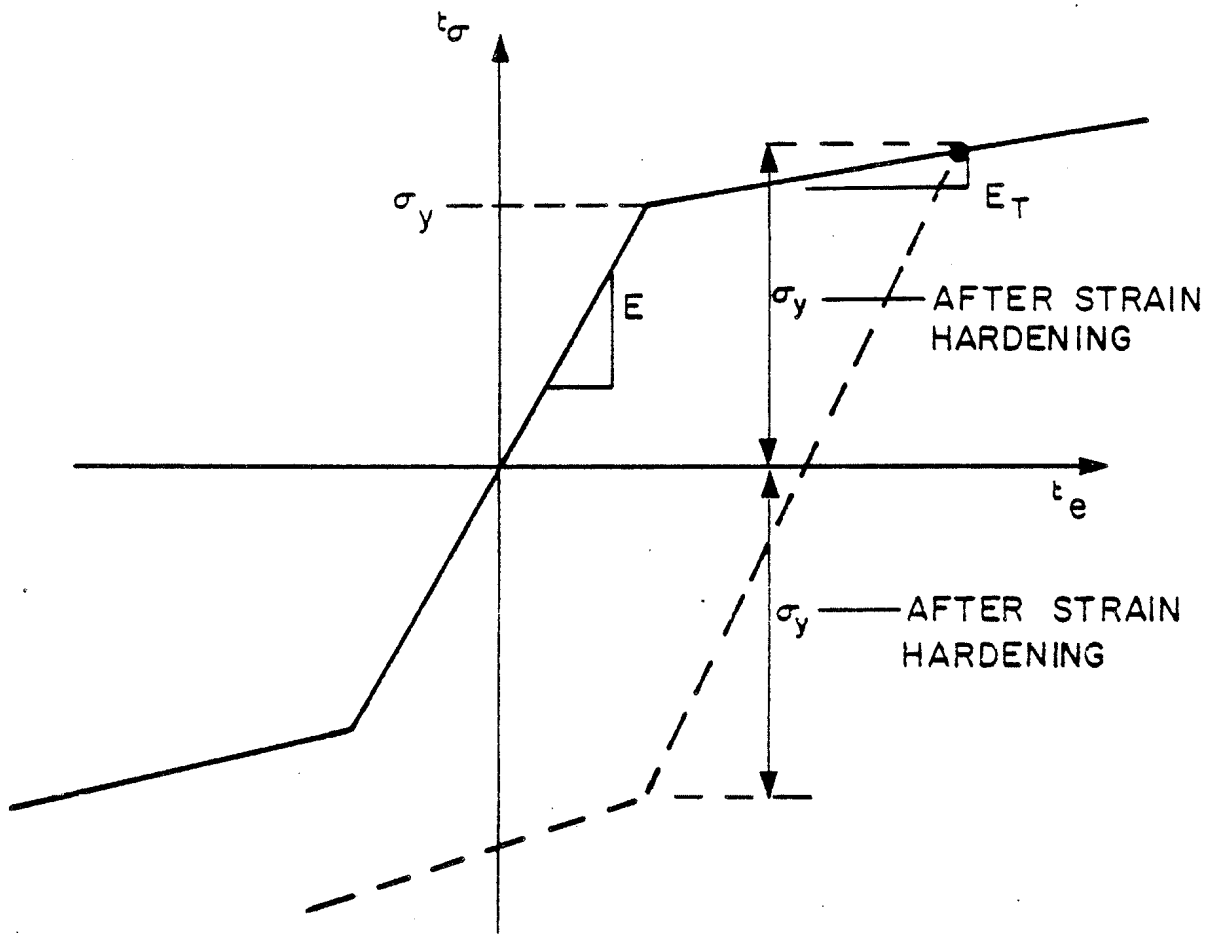


Grenzlinsen der dreiaxialen Betondruckfestigkeit



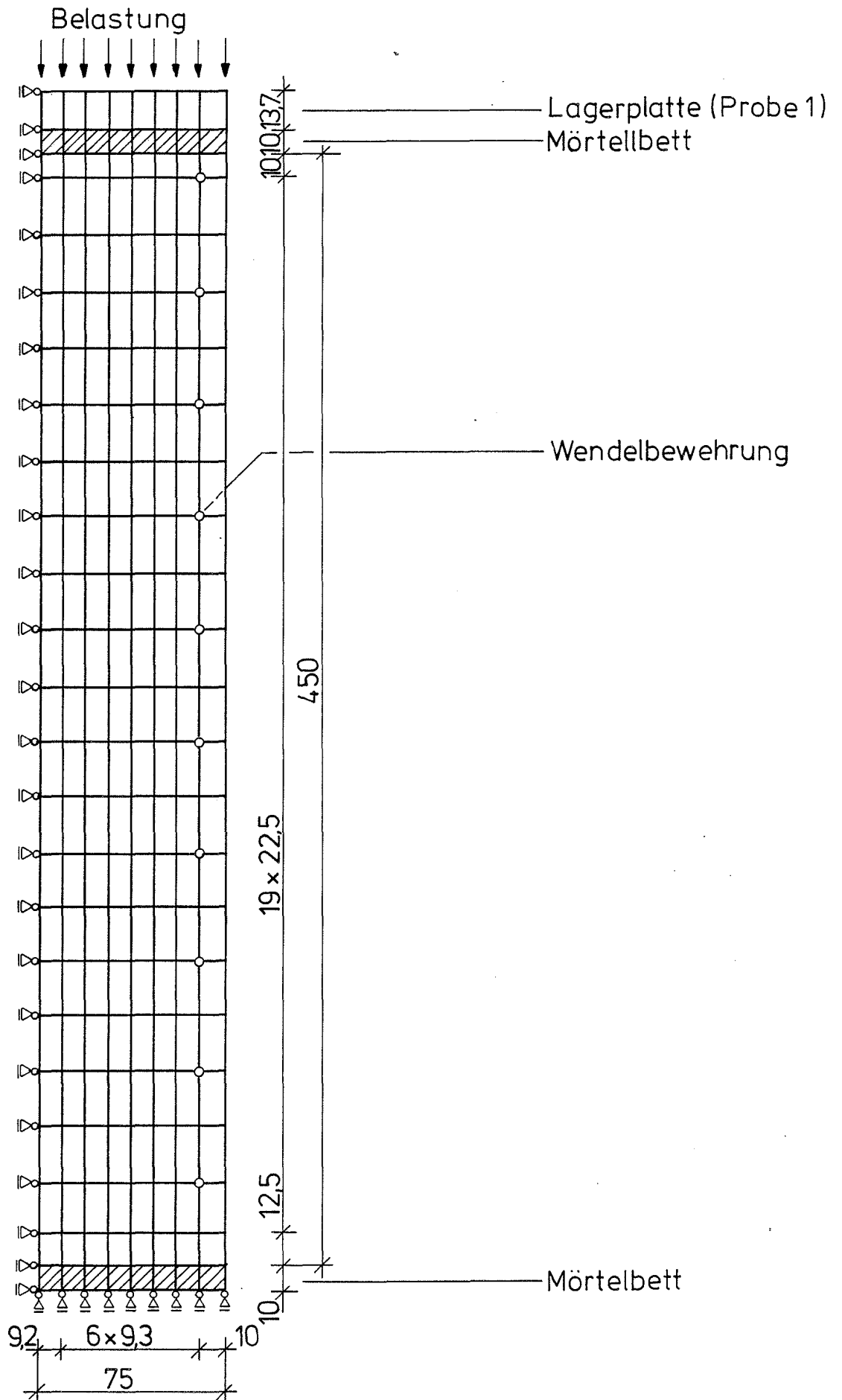


Änderung der Spannungs - Dehnungsbeziehung bei mehraxialem Spannungszustand



Elastisch - plastisches Materialgesetz

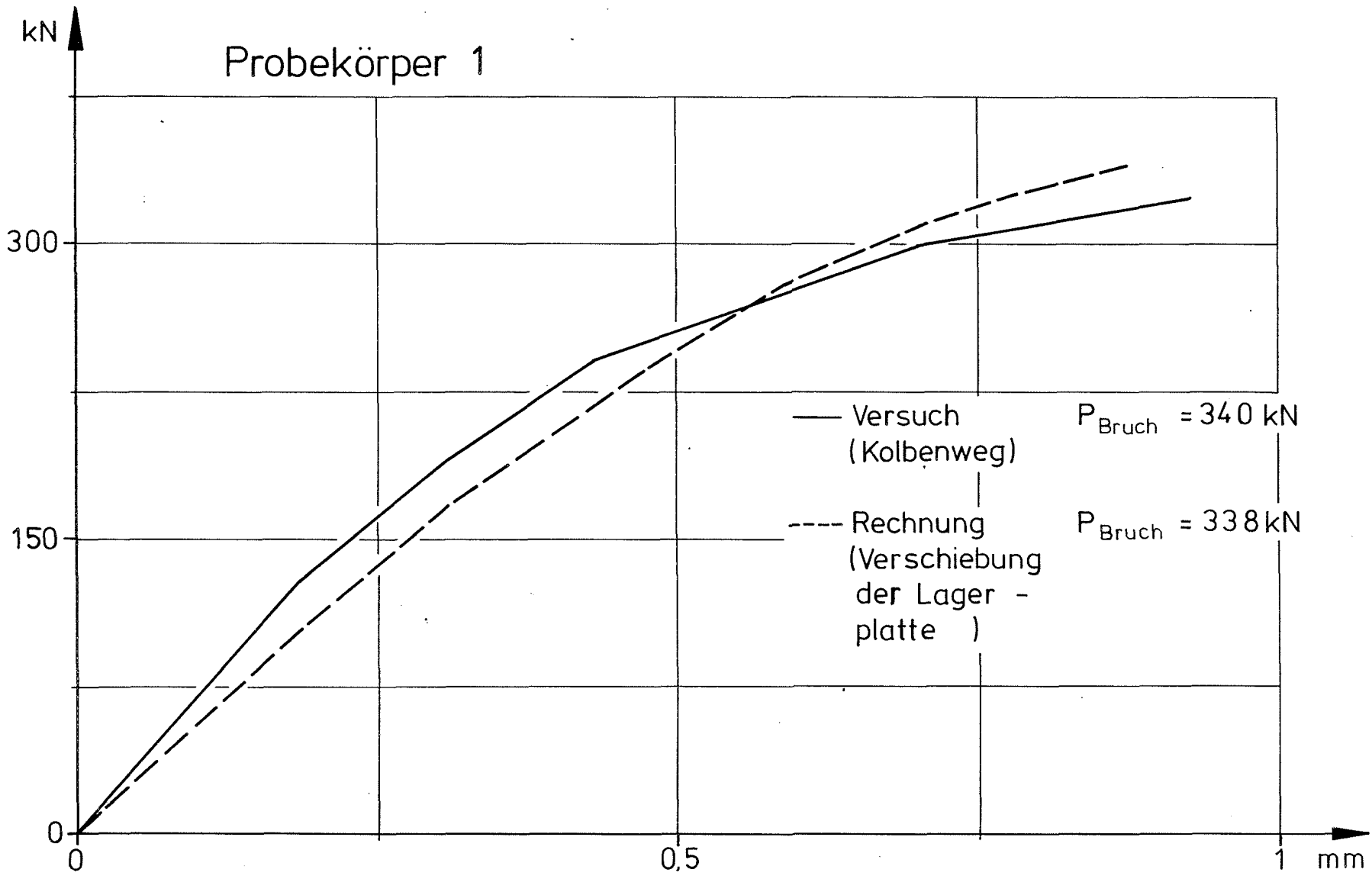




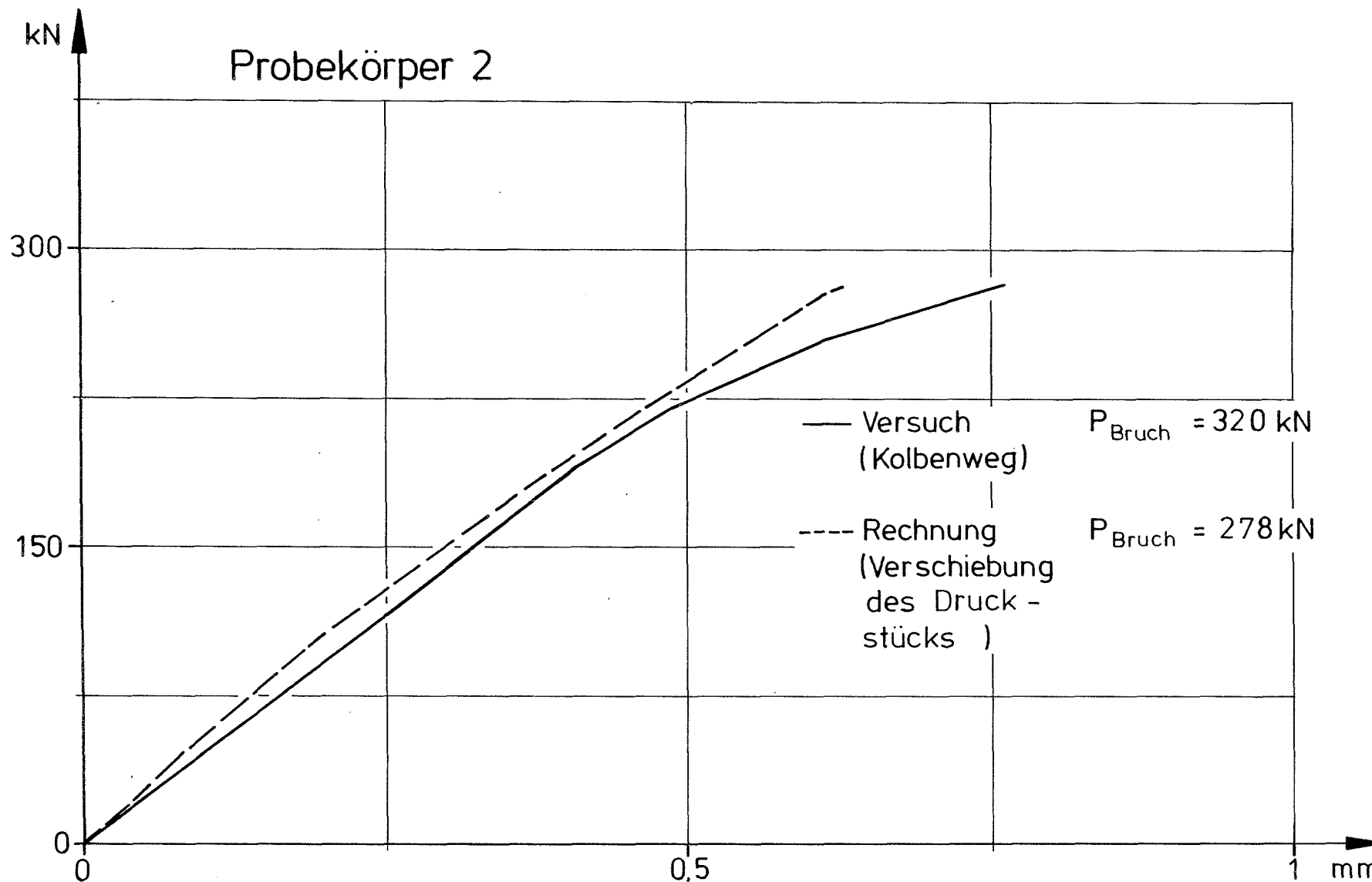
Vergleich: Rechnung-Versuch für Vorversuchskörper 1 bis 8

Bruchlasten

Proben Nr. 1	① Rechnung	② Versuch	② / ①
1	338	340	~ 1,00
2	282	320	1,13
3	400	420	1,05
4	320	420	1,31
6	204	208	1,02
7	209	200	1,05
8	220	255	1,16



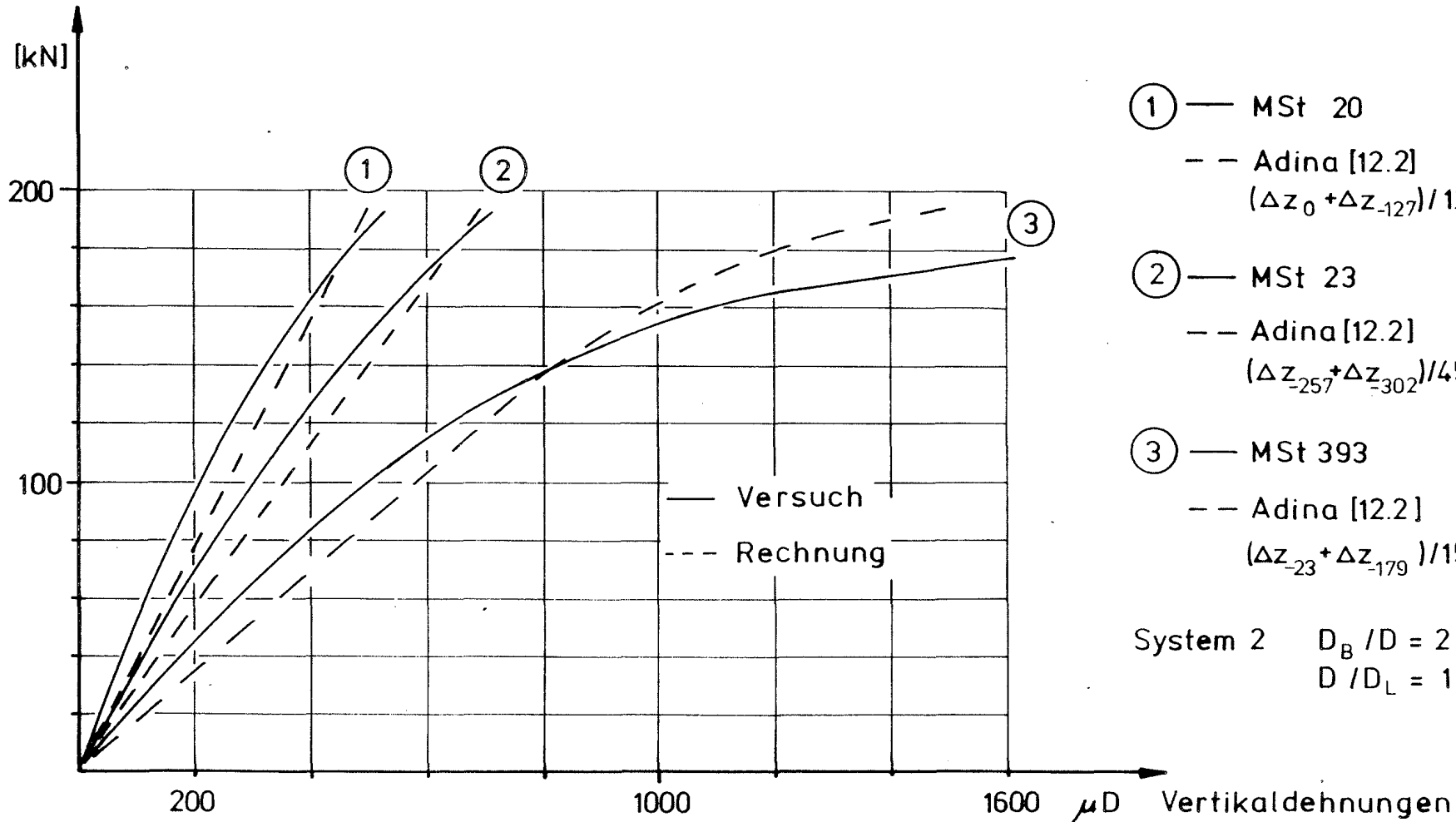
Vergleich Last-Verformungskurve aus Versuch und Rechnung



Vergleich Last-Verformungskurve aus Versuch und Rechnung

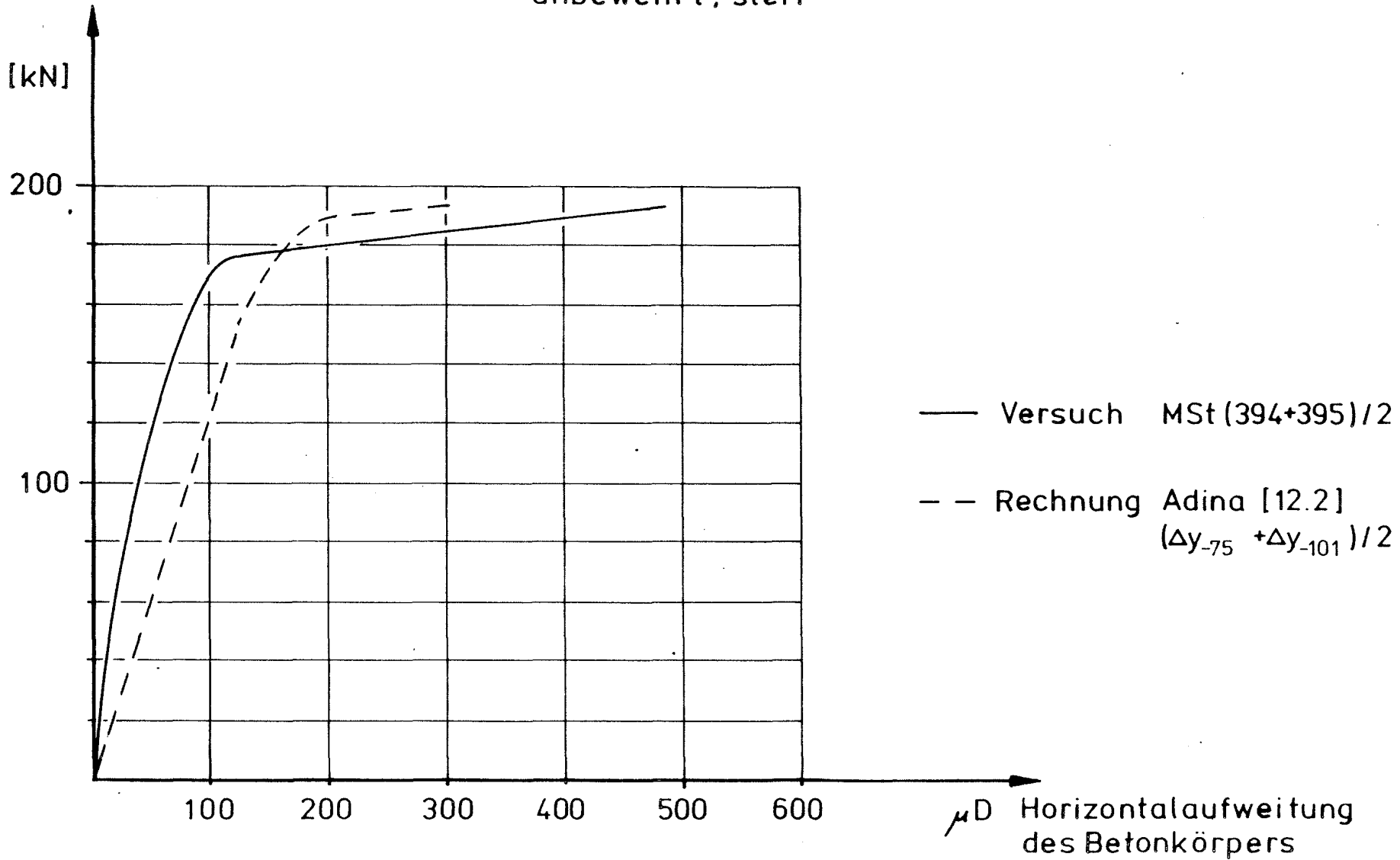
# Probekörper 6

unbewehrt, steif



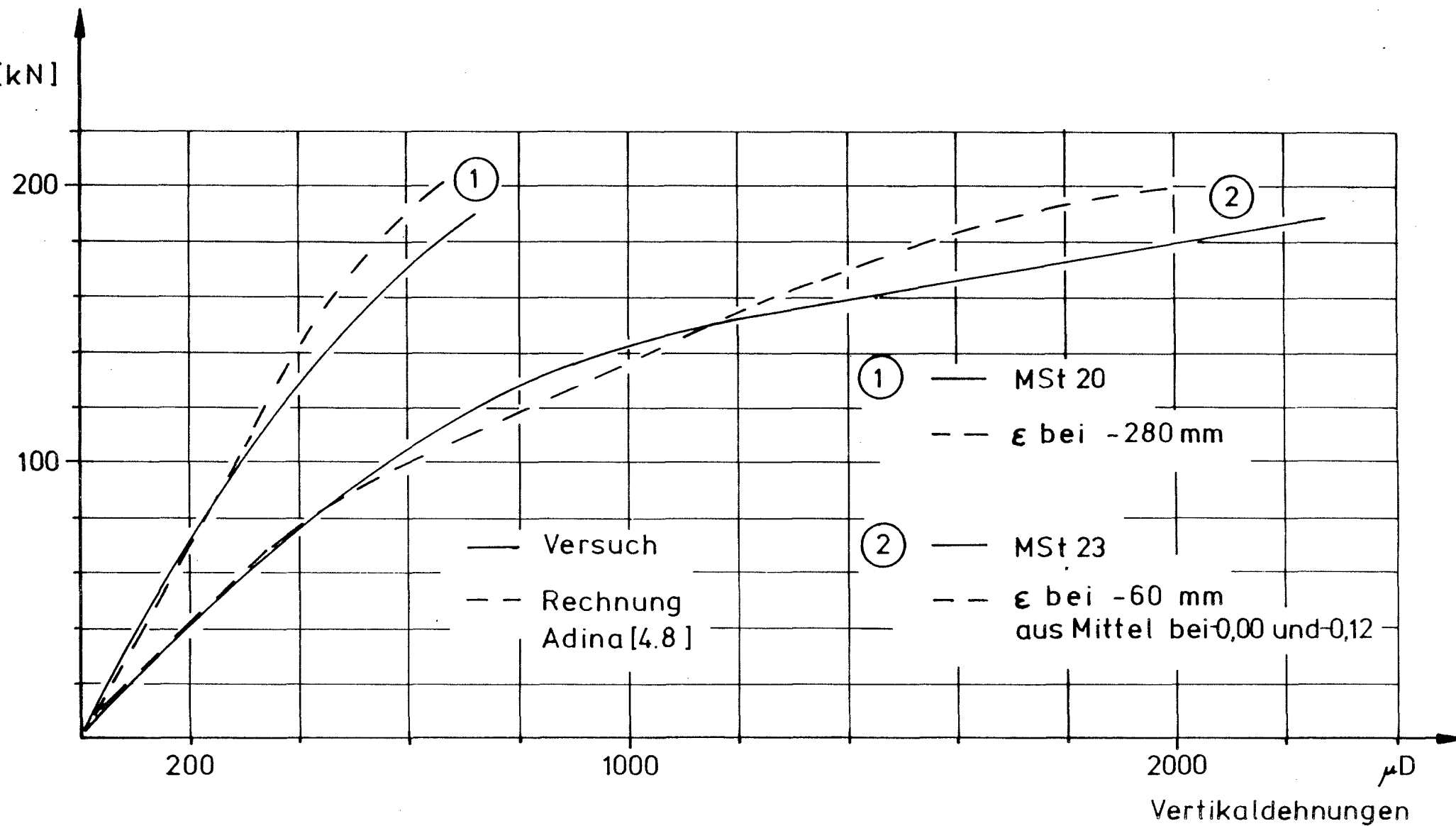
# Probekörper 6

unbewehrt, steif



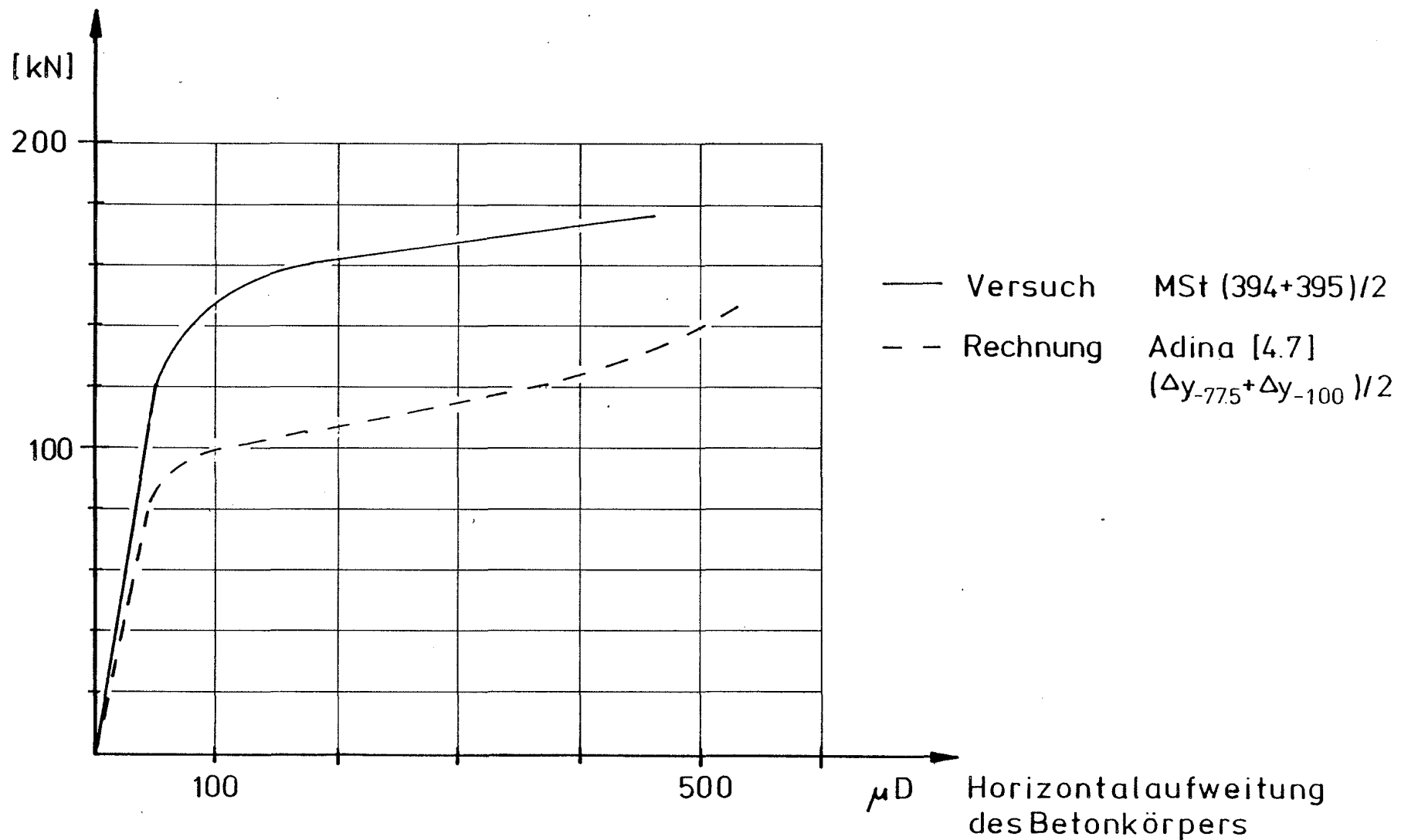
# Probekörper 7

bewehrt, weich



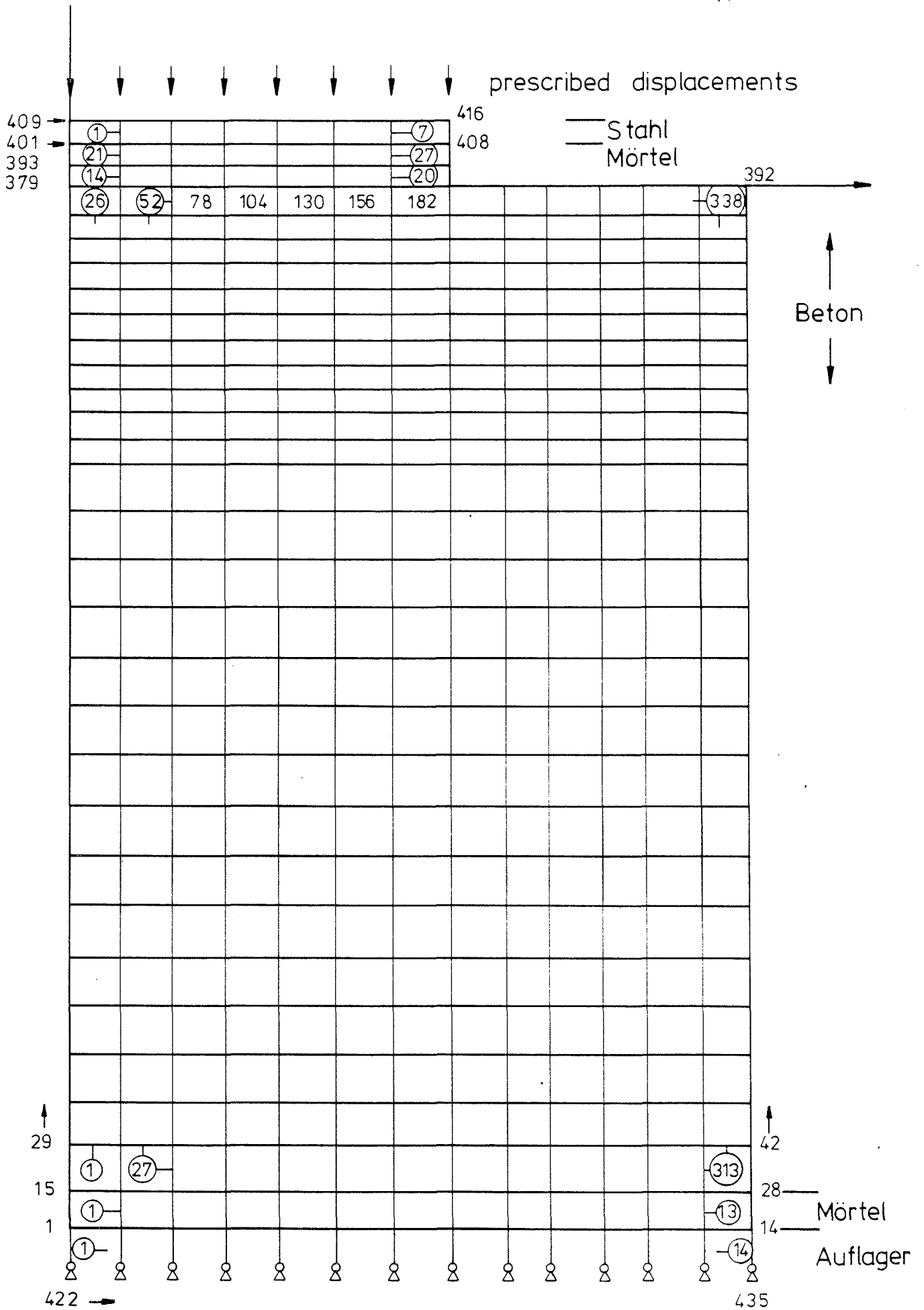
# Probekörper 7

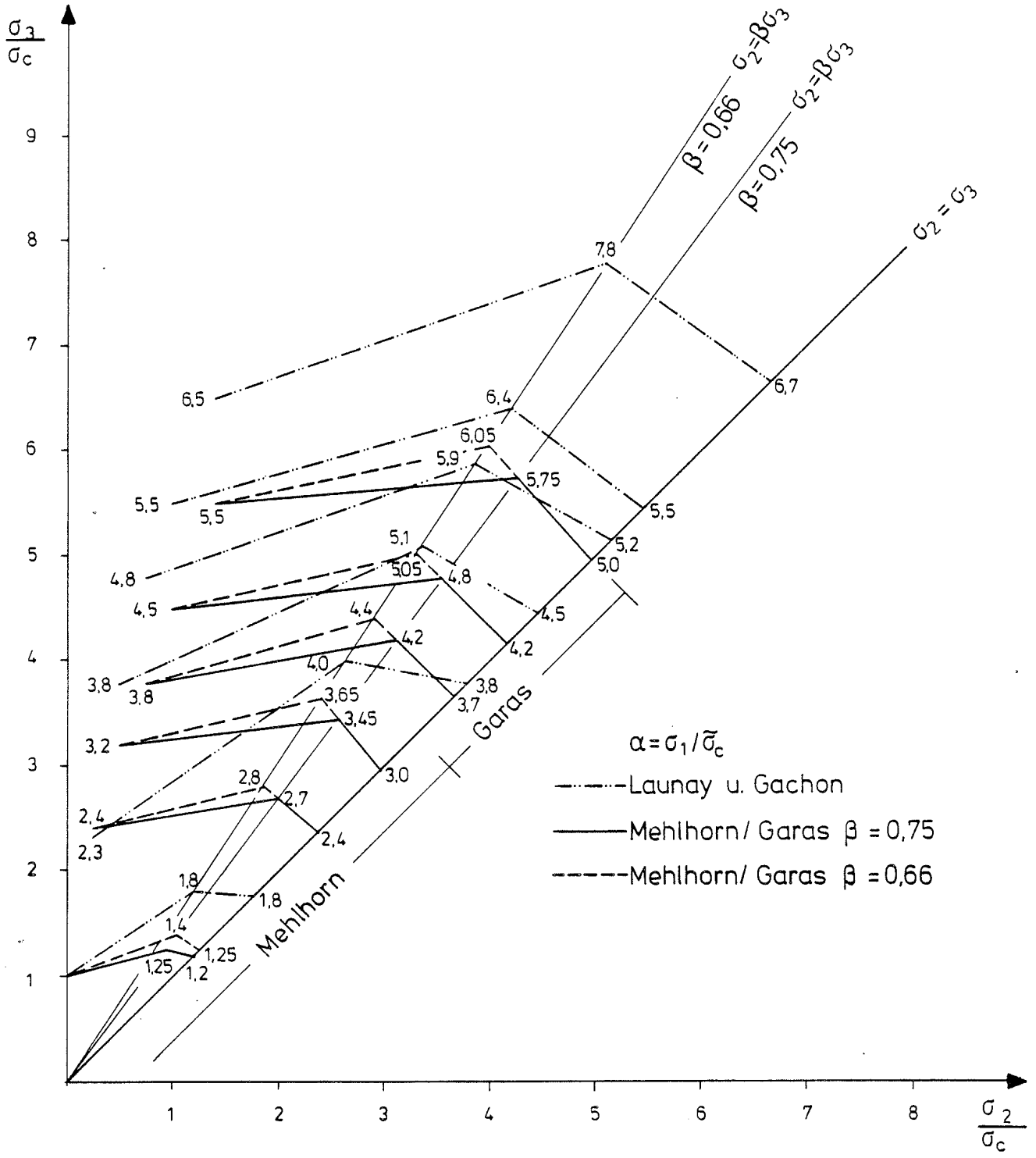
bewehrt , weich



Horizontalaufweitung  
des Betonkörpers







Bruchlasten: Vergleich Versuch - Rechnung

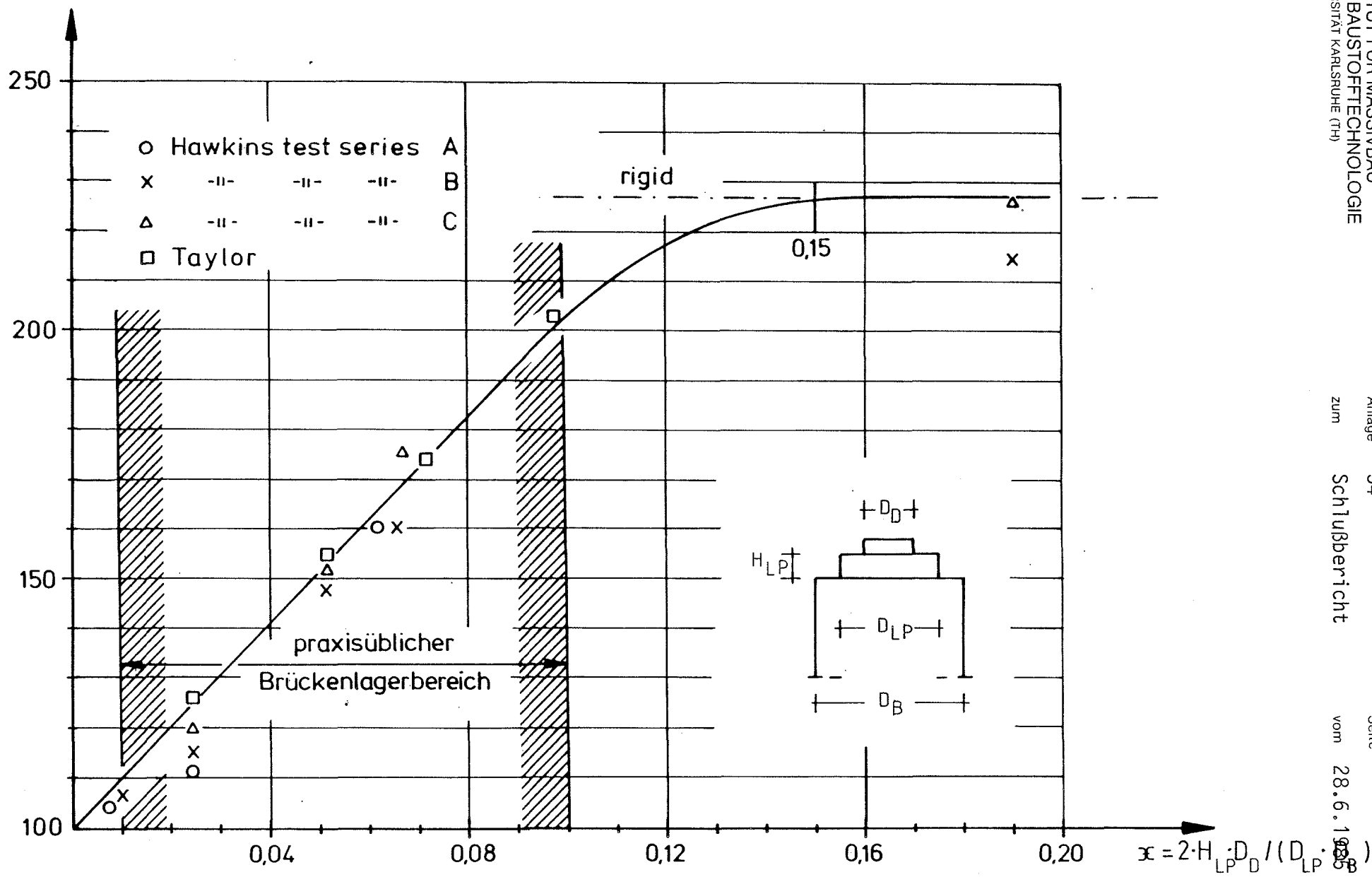
Versuch

	Versuch Nr.	Fu [kN]		
		① steif	② weich	③ ② / ①
∅ 480	B1 / B4	4790	3640	0,76
∅ 680	B2 / B5	6800	6000	0,88
∅ 980	B3 / B6	9840	8920	0,91
∅ 480	B1 / B7	4790	3650	0,76
∅ 680	B2 / B8	6800	5800	0,85
∅ 980	B3 / B9	9840	8700	0,88

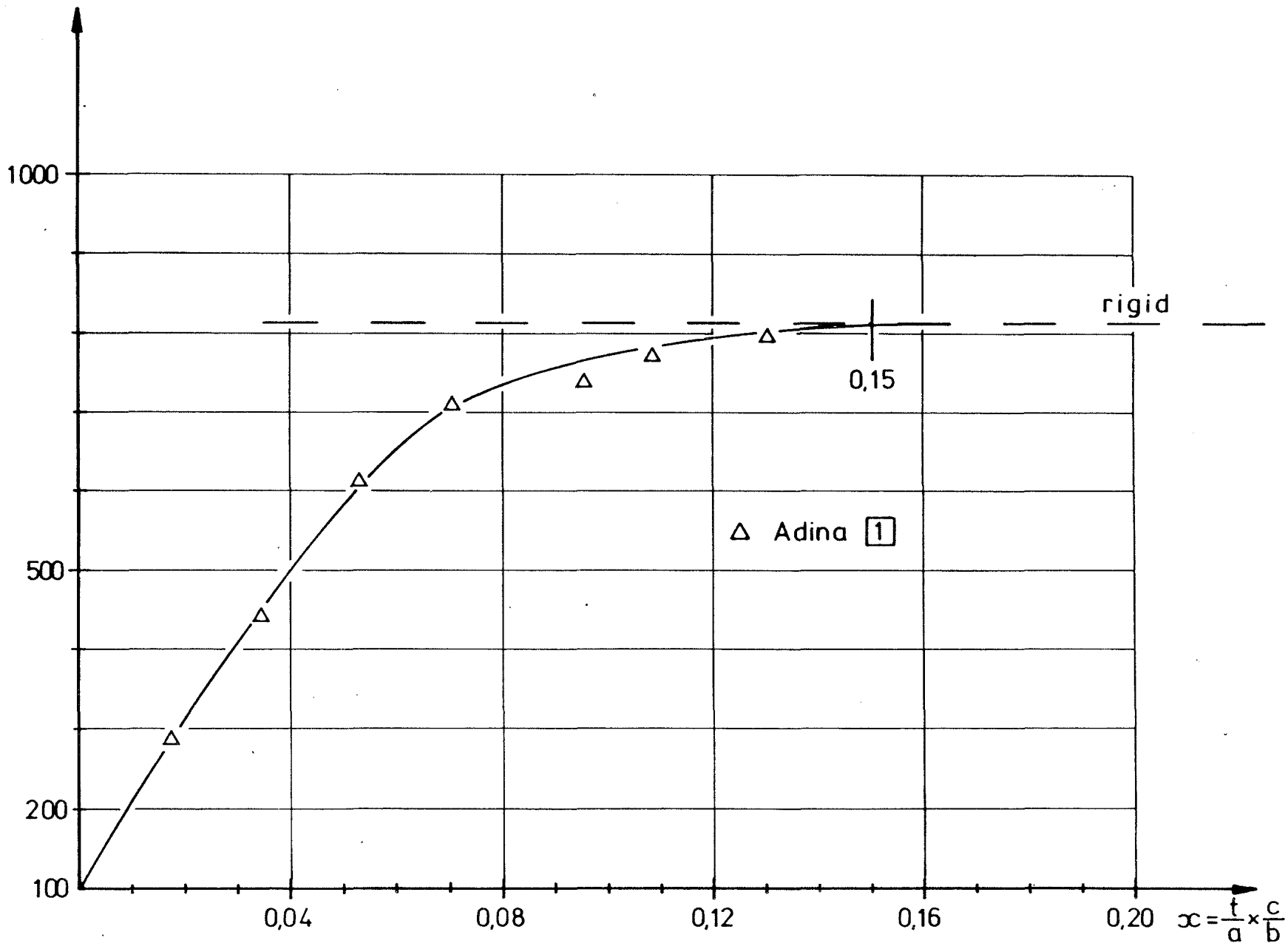
Rechnung

	Versuch Nr.	Fu [kN]		
		① steif	② weich	③ ② / ①
∅ 480	B1 / B7	3480	2500	0,72
∅ 680	B2 / B8	3900	3250	0,83
∅ 980	B3 / B9	4700	4150	0,88

percentage increase in strength (100 % = strength of bearing block loaded via rigid plate, width =  $D_{LP}$ )



percentage increase in strength (100 % = strength of bearing  
block loaded via rigid plate, width = 2 c)



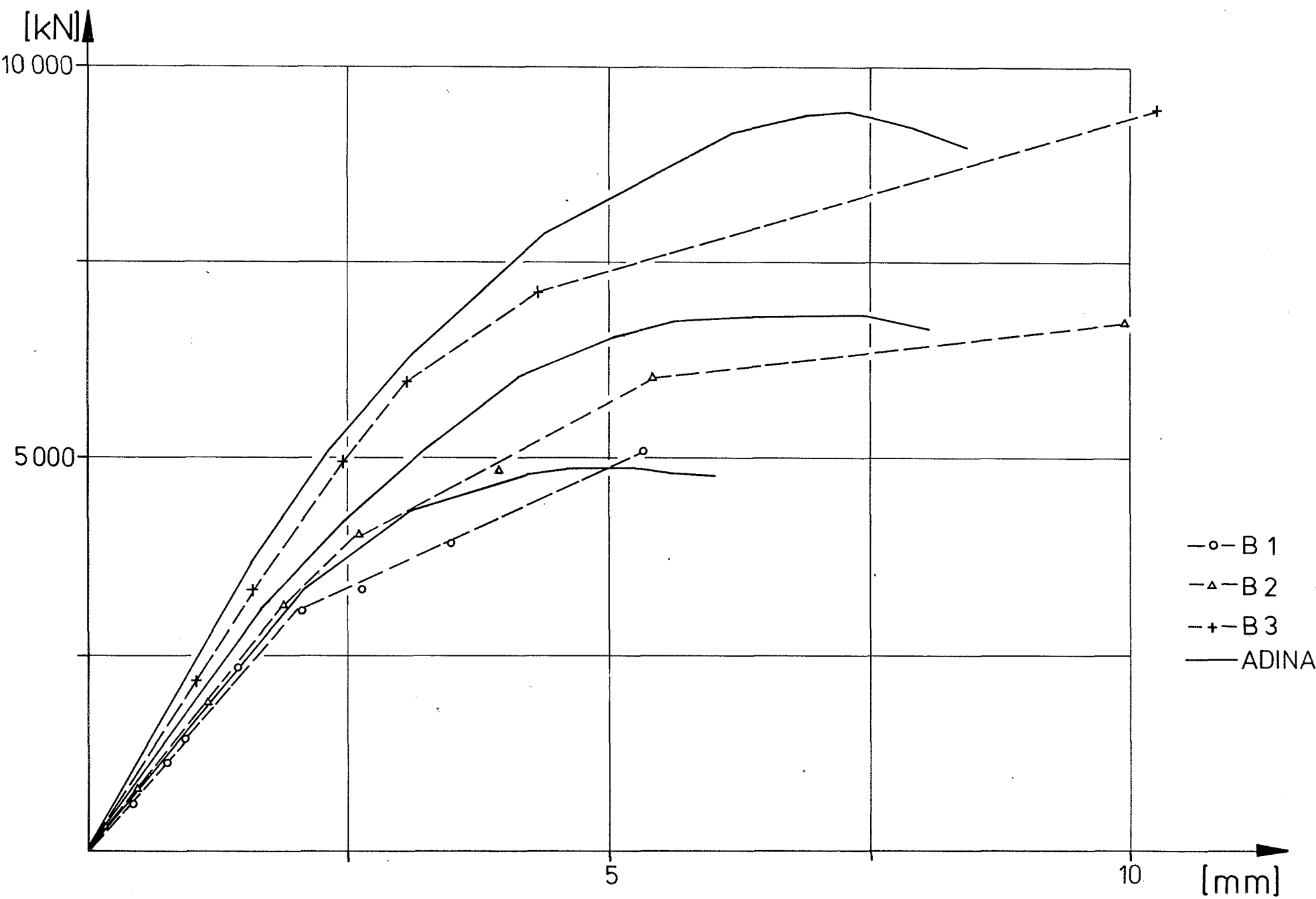
Bruchlasten: Vergleich ADINA - Wurzelformel [8,9]

Betonkörper Ø [mm]	① ADINA	② Wurzelformel	② / ①
480	3356	3480	0,96
680	4695	4930	0,95
980	6712	7111	0,94

Vergleich: Rechnung-Versuch für Hauptversuche B1-B6 bzw. A25-A30

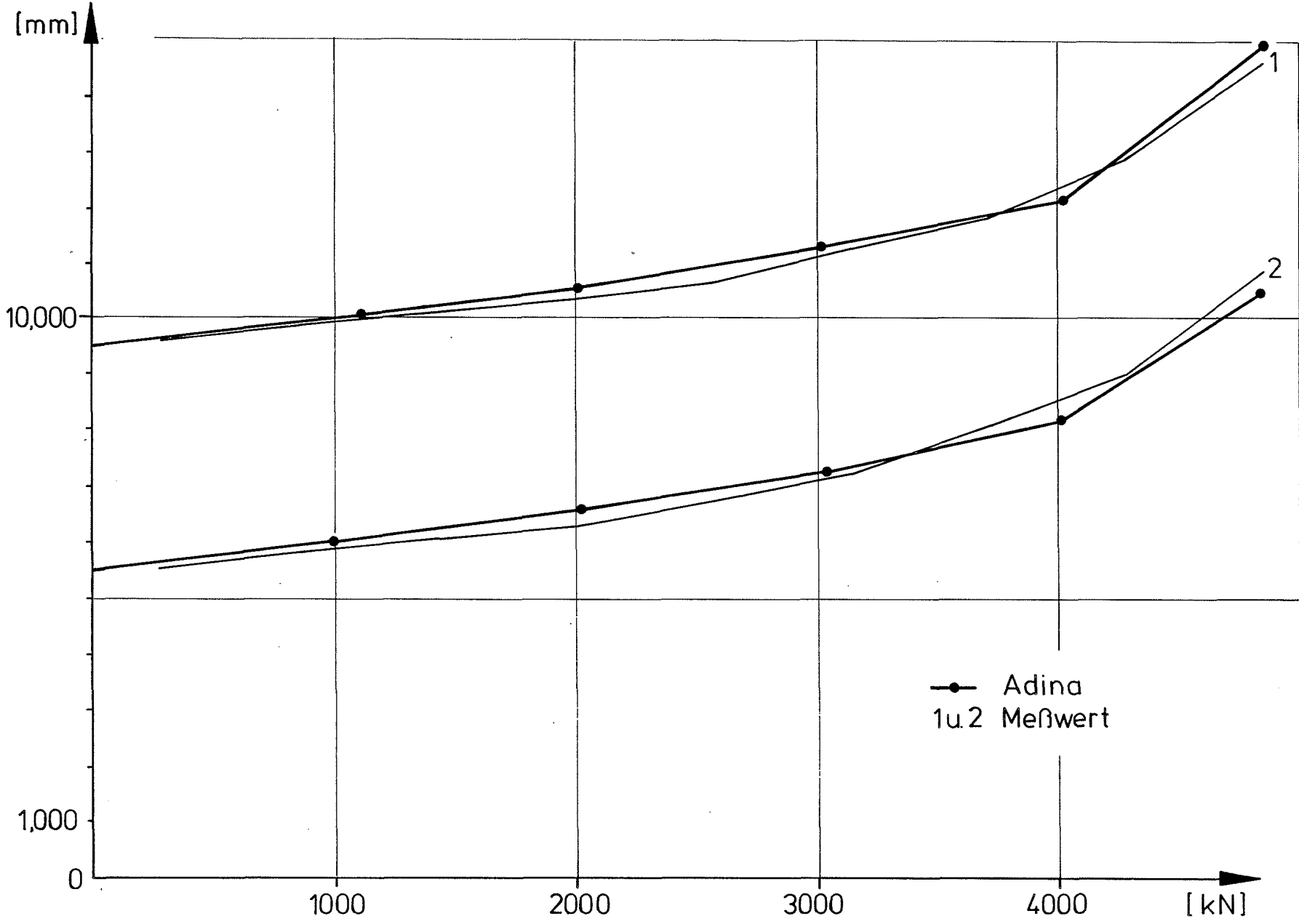
Bruchlasten

Versuch Nr.	① $P_{\text{Versuch}}$	② $p_{\text{Versuch}}^{\text{mittel}}$	③ ADINA	③ / ②
B1	4760	4900	4890	1,00
A25	5040			
B2	6800	6800	6766	1,00
A26	6800			
B3	9900	9650	9302	0,96
A27	9400			
B4	3640	4030	4280	1,06
A28	4420			
B5	6000	6275	6320	1,02
A28	6350			
B6	8900	9125	9300	1,02
A30	9350			



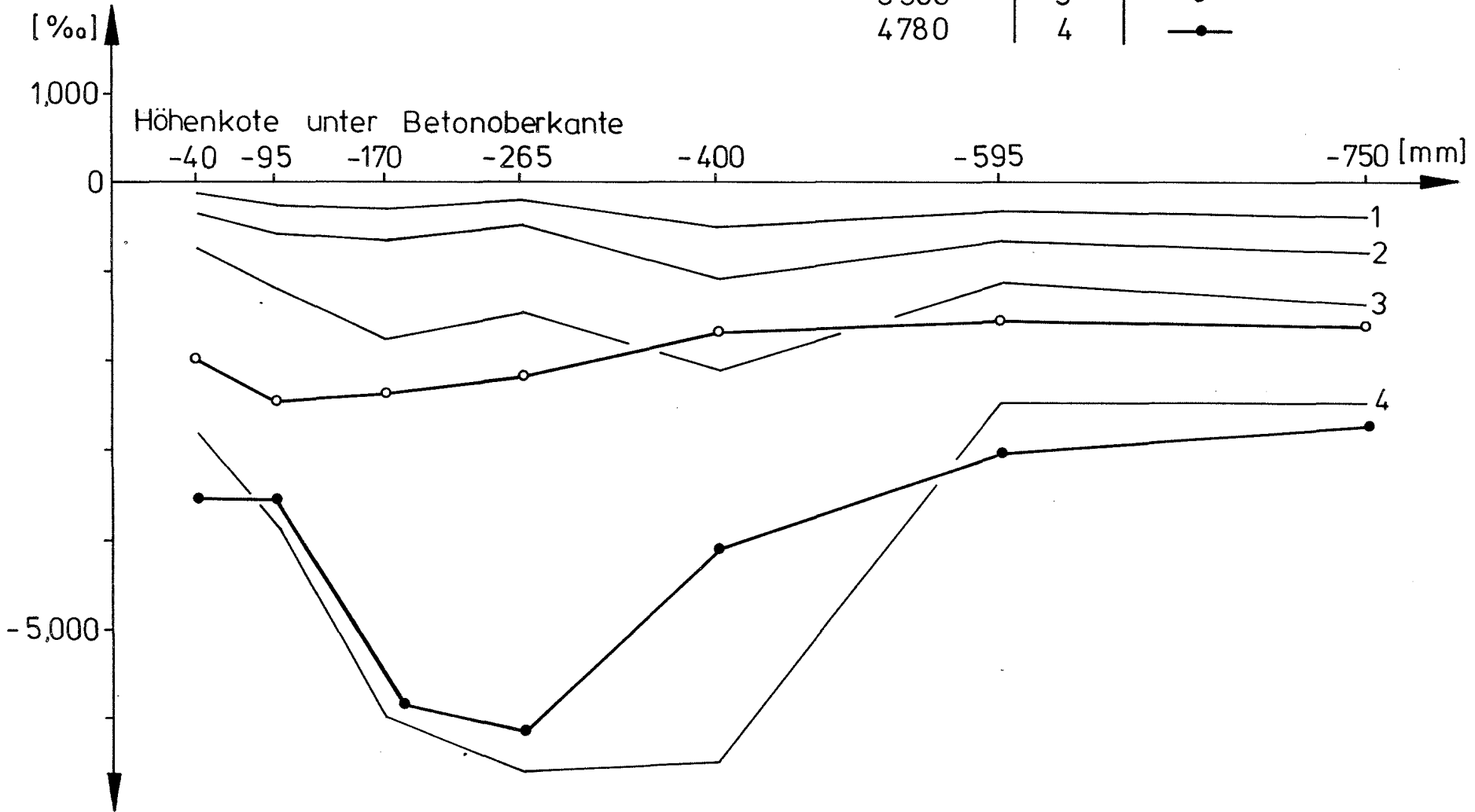
Last - Verformungs - Kurve : Vergleich Versuch - Rechnung





Last - Verformungskurve für Versuch B1 (Kolbenweg)

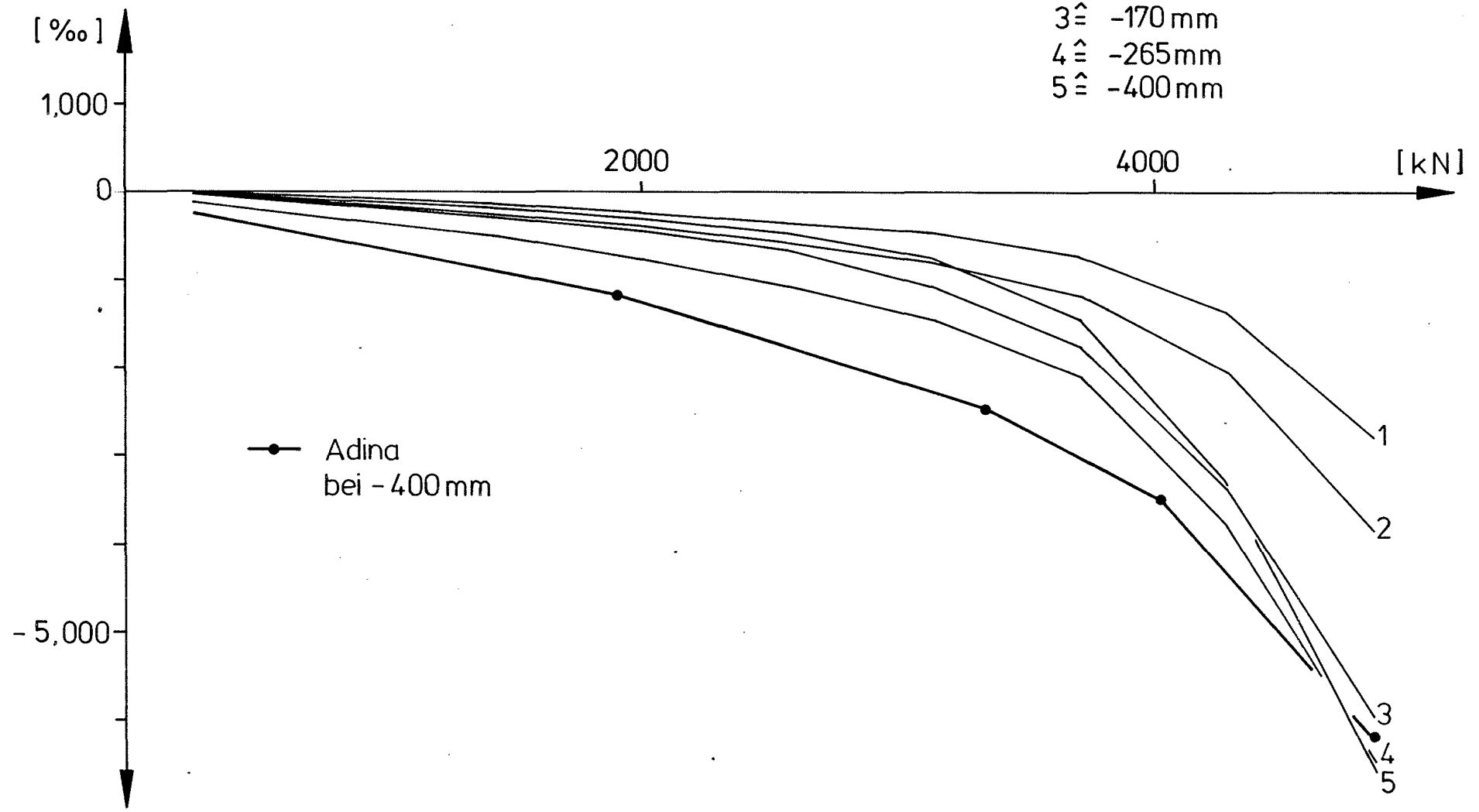
Last[kN]	Kurve	ADINA
1400	1	
2530	2	
3380	3	○
4780	4	●



Vertikale Dehnungsverteilung in der Rotationsachse für Versuchskörper B1 bei verschiedenen Laststufen

# Versuch B1

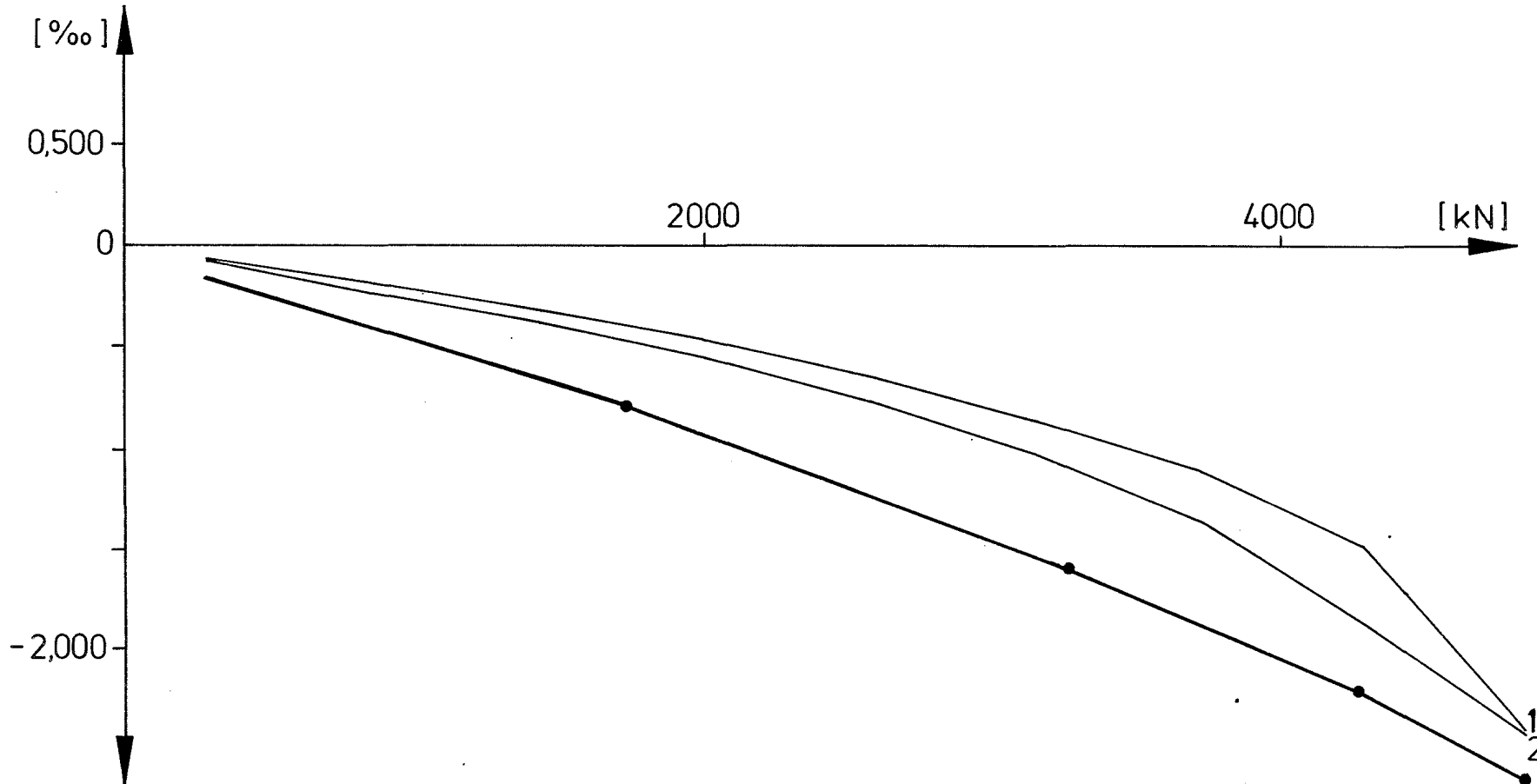
- 1  $\hat{=}$  -40mm
- 2  $\hat{=}$  -95mm
- 3  $\hat{=}$  -170mm
- 4  $\hat{=}$  -265mm
- 5  $\hat{=}$  -400mm



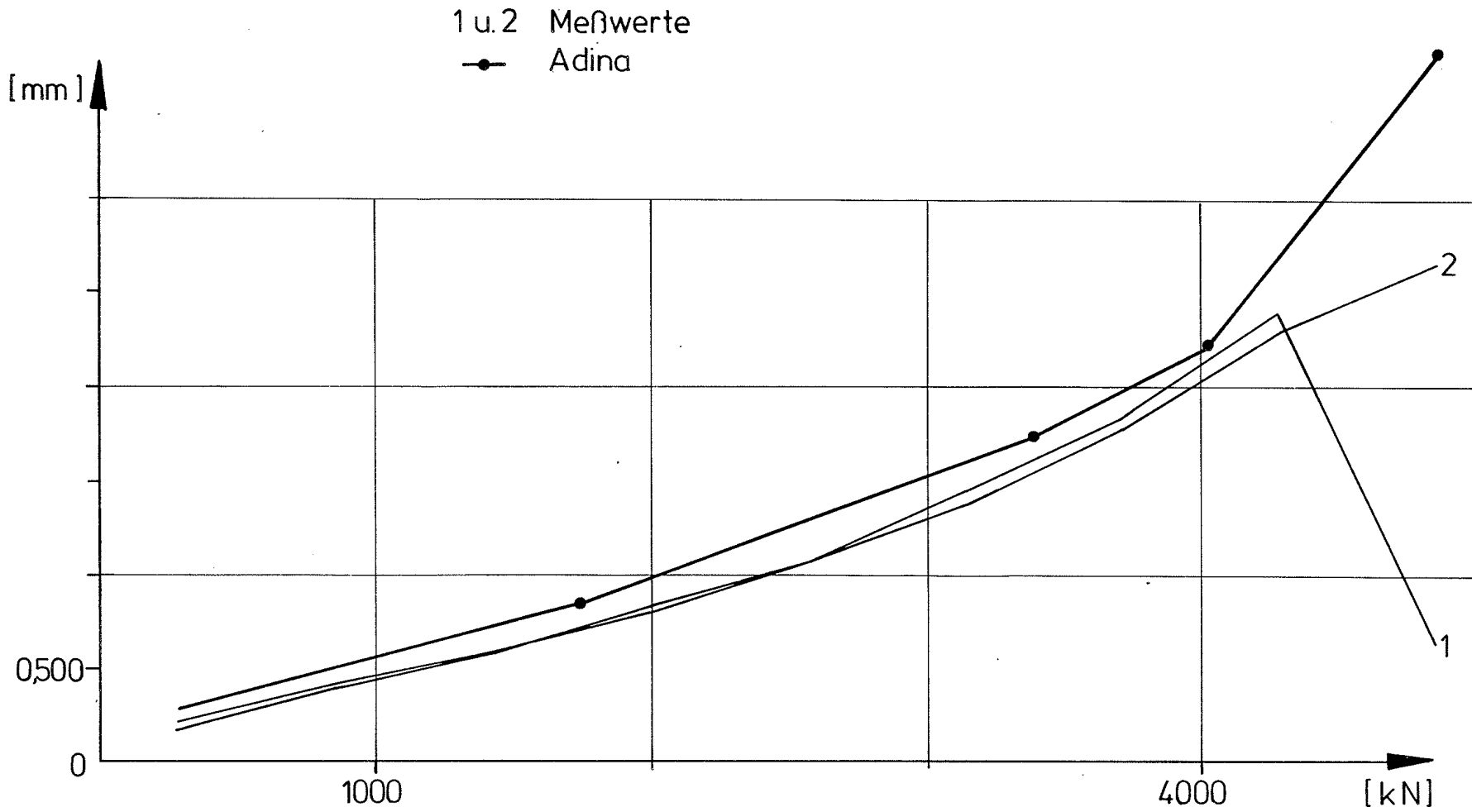
Last - Dehnungsdiagramm für Vertikaldehnungen in der Rotationsachse auf verschiedenen Höhenknoten

# Versuch B1

Kote [mm]	Kurve	ADINA
-595	1	—●—
-750	2	



Last-Dehnungsdiagramm für Vertikaldehnungen in der Rotationsachse auf verschiedenen Höhenkoten

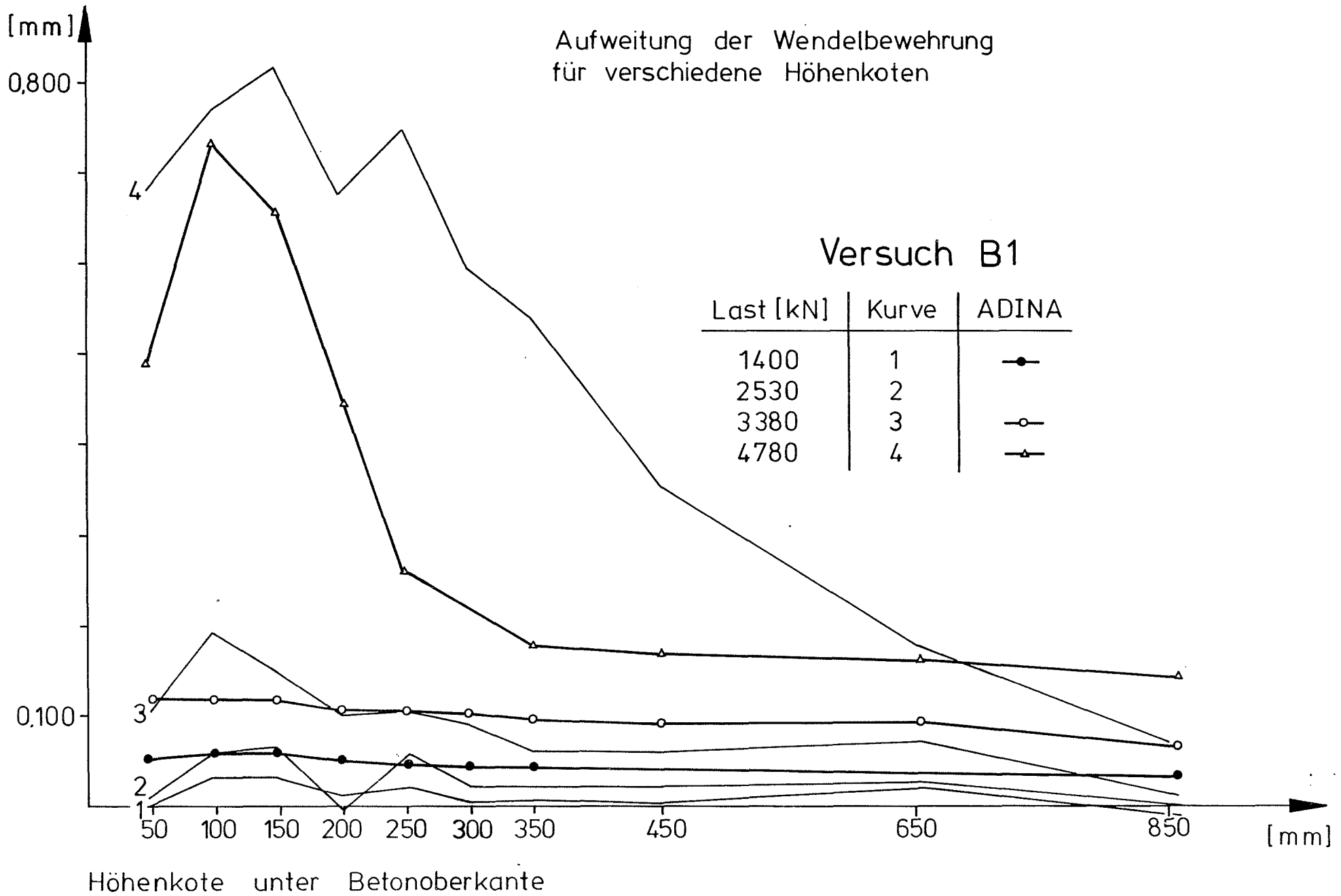


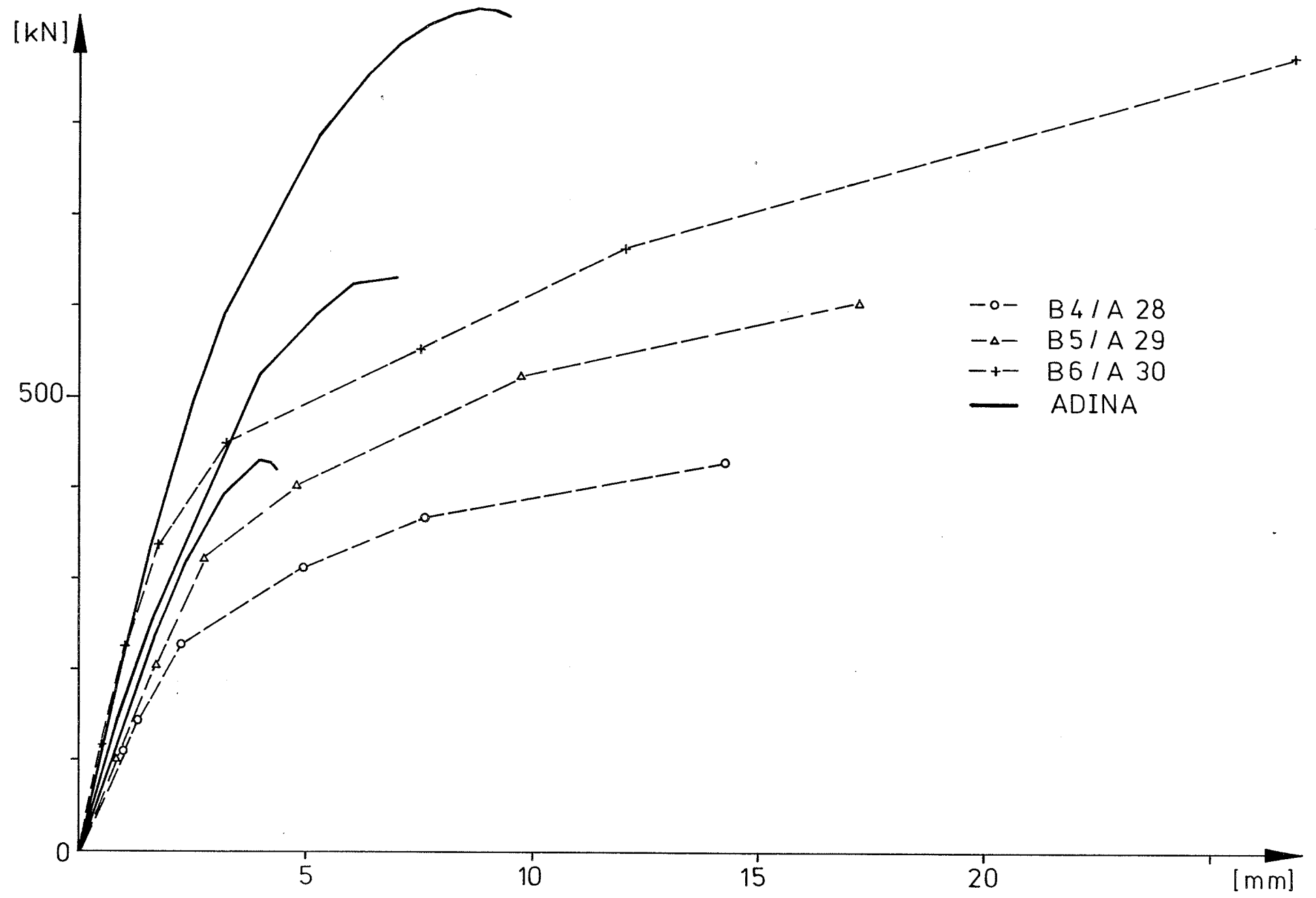
Last - Verformungsdiagramm der Außenkante des Versuchskörpers B1

Aufweitung der Wendelbewehrung  
für verschiedene Höhenkoten

Versuch B1

Last [kN]	Kurve	ADINA
1400	1	●
2530	2	○
3380	3	○
4780	4	△





Last - Verformungs - Kurve : Vergleich Versuch - Rechnung

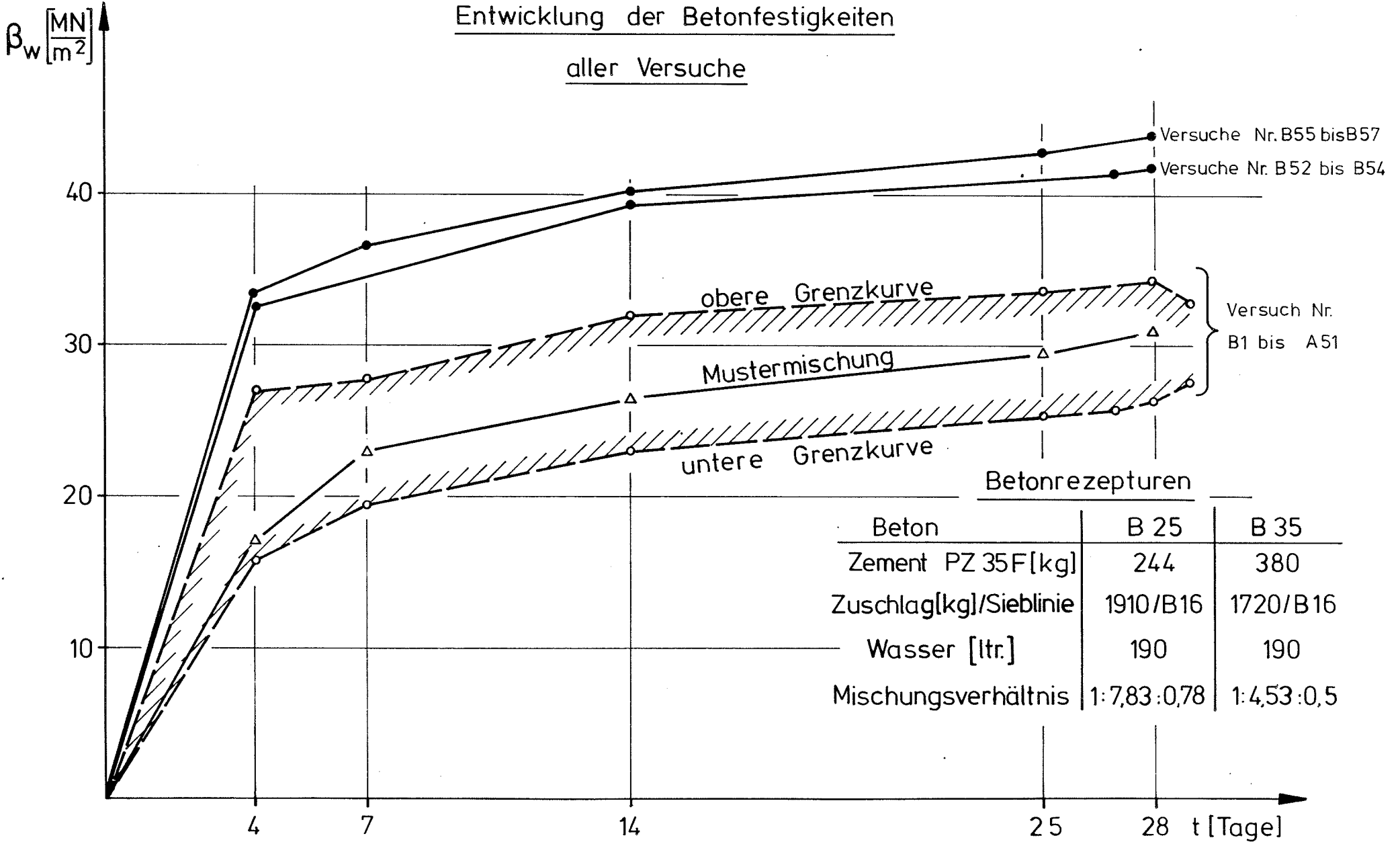
Entwicklung der Betonfestigkeiten

$\beta_{w25}$  = Versuche mit Proben  $\varnothing$  980 mm,  $\beta_{w27}$  = Versuche mit Proben  $\varnothing$  680 mm,  
 $\beta_{w29}$  = Versuche mit Proben  $\varnothing$  480 mm

Versuche	Festigkeiten $\beta_w$ [MN/m <sup>2</sup> ] nach (N) Tagen						
	4	7	14	25	27	28	29
(Probemischung)	17,4	22,9	26,7	29,6	-	30,9	-
B1 - B3	19,2	22,9	27,5	28,8	29,8	27,8	28,5
B4 - B6	15,7	21,7	22,8	25,4	25,7	26,4	29,6
B7 - B9	16,5	24,6	28,7	30,8	31,0	30,2	31,7
B10	-	27,8	32,1	-	-	33,6	-
B11-B13	19,8	23,6	28,5	30,5	30,1	31,2	31,6
B14-B16	25,2	25,2	30,6	32,8	34,0	32,5	32,9
B17	18,0	23,6	28,8	-	-	32,5	-
B18	17,9	23,6	25,7	-	-	30,1	-
B19-B21	15,9	19,4	23,3	26,3	26,3	27,6	27,6
B22-B24	-	-	-	32,0	33,1	32,4	32,7
A25-A27	18,7	23,0	28,2	31,4	-	31,4	-
A28-A30	18,7	24,2	29,8	32,4	-	30,3	-
A31-A33	19,2	23,4	30,0	33,7	-	32,9	-
A34	18,2	22,7	29,3	-	32,3	31,3	-
A35-A37	18,1	23,3	28,8	29,0	-	30,0	-
A38-A40	20,0	26,5	29,8	32,9	-	32,5	-
A41	16,1	21,7	28,0	-	30,8	29,8	-
A42	18,0	22,8	28,1	-	31,7	32,1	-
A43-A45	17,8	22,7	28,9	29,5	-	29,2	-
A46-A48	20,0	23,3	26,0	31,1	-	31,3	-
A49-A51	16,6	21,0	25,2	27,3	27,8	26,9	28,9
A52-A54	33,5	34,5	39,4	-	41,5	41,8	-
A55-A57	32,5	36,6	40,3	42,8	-	44,0	-



Entwicklung der Betonfestigkeiten  
aller Versuche



Materialkennwerte

A) Mörtel

1. Mischungsverhältnis in GT (Zement:Zuschlag:Wasser)		1:1,83:0,46
2. Körnung des Zuschlags [mm]		0-4
3. Zementart / Menge je m <sup>3</sup> Mörtel [kg]		PZ 35 F/600
4. Festigkeiten am Prüftag des Versuchs und nach 28 Tagen (Biegezug-/Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ])		
	B1 (8 Tage)	6,9/46
	B2 (10 Tage)	7,9/47
	B1,B2 (28 Tage)	8,2/50
	B3 (10 Tage)	7,2/44
	B3 (28 Tage)	8,4/50
	B4 (7 Tage)	6,2/38
	B5 (9 Tage)	5,8/39
	B6 (11 Tage)	7,2/42
	B4,B5,B6 (28 Tage)	7,5/41
	B7 (7 Tage)	6,0/41
	B8 (9 Tage)	6,3/42
	B9 (11 Tage)	6,4/46
	B7,B8,B9 (28 Tage)	7,5/46

B) Bewehrung BSt 420/500 RK

1. Ø 8 mm	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	556
	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	524
	ε10 [%]	15,5
2. Ø 10 mm	εG1 [%]	7,5
	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	538
	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	496
3. Ø 12 mm	ε10 [%]	16,5
	εG1 [%]	7,6
	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	569
4. Ø 14 mm	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	532
	ε10 [%]	15,6
	εG1 [%]	8,2
5. Ø 16 mm	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	583
	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	512
	ε10 [%]	17,0
	εG1 [%]	8,5
	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	582
	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	484
	ε10 [%]	17,6
	εG1 [%]	10,5

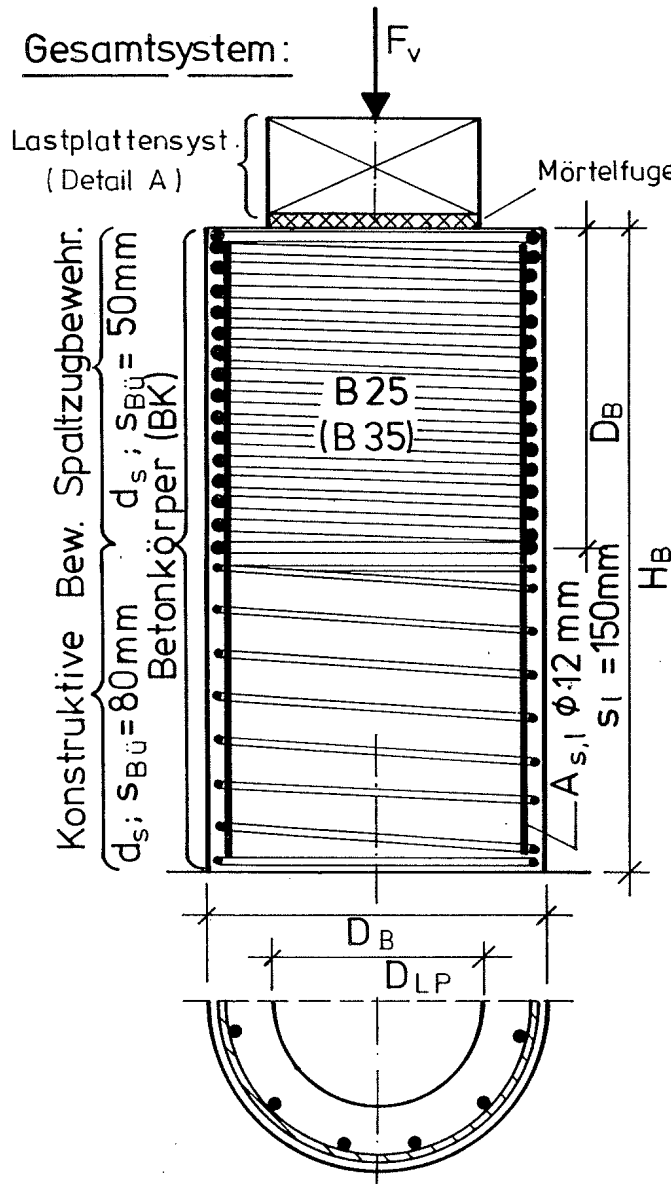
C) Stahl der Lagerplatten

1. St 52	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	556,4±25,7
	β0,2 [N/mm <sup>2</sup> ]	379,1±17,6
2. St 37	βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	441,9±27,5
	βS [N/mm <sup>2</sup> ]	265,5± 9,2

D) AlMgSi05 (Alu-Flach-Material der  
Betondehnungsaufnehmer)

βZ [N/mm <sup>2</sup> ]	220,8±1,2
E [N/mm <sup>2</sup> ]	69298±866

## Versuchsaufbau



$$T_m/D_{LP} = 1/12 \text{ bzw.}$$

$$T_m/D_{LP} = 0$$

1.  $D_B = 480\text{ mm}$

$$H_B = 1020\text{ mm}$$

$$H_B/D_B = 2,13$$

2.  $D_B = 680\text{ mm}$

$$H_B = 1770\text{ mm}$$

$$H_B/D_B = 2,60$$

3.  $D_B = 980\text{ mm}$

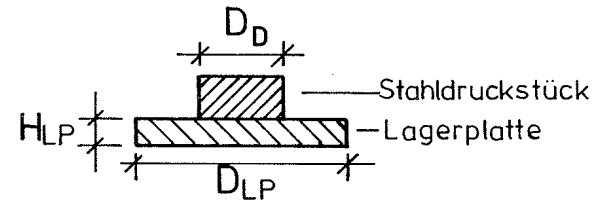
$$H_B = 2480\text{ mm}$$

$$H_B/D_B = 2,53$$

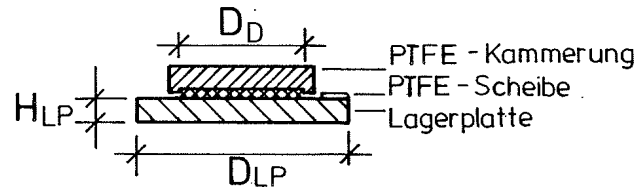
zu 1. bis 3. :

$$D_{LP} = 385\text{ mm}$$

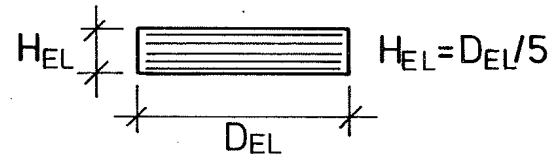
## Lastr Plattensysteme (Detail A):



### α) Lagerplatt + Stahl Druckstück



### β) Lagerplatte + PTFE - Druckstück



γ) Bewehrtes Elastomerlager,  $D_{EL} = 400\text{ mm}$   
(entsprechend Zulassung)

δ) Topflager (entsprechend Zulassung)

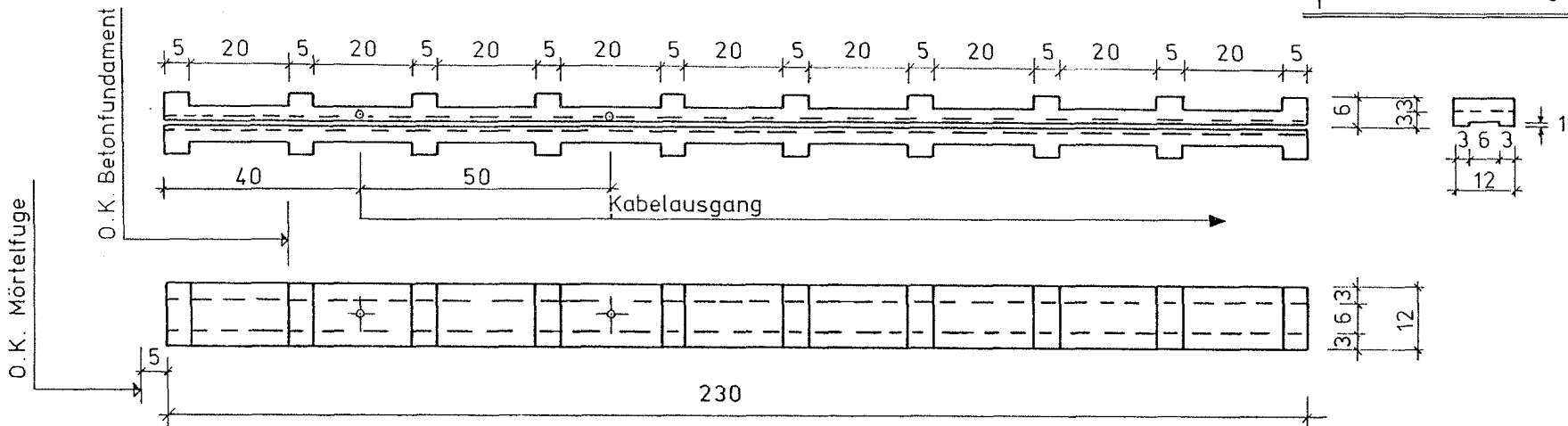
$$D_{To} = 385\text{ mm}$$

ε) Kalottenlager (entsprechend Zulassung)

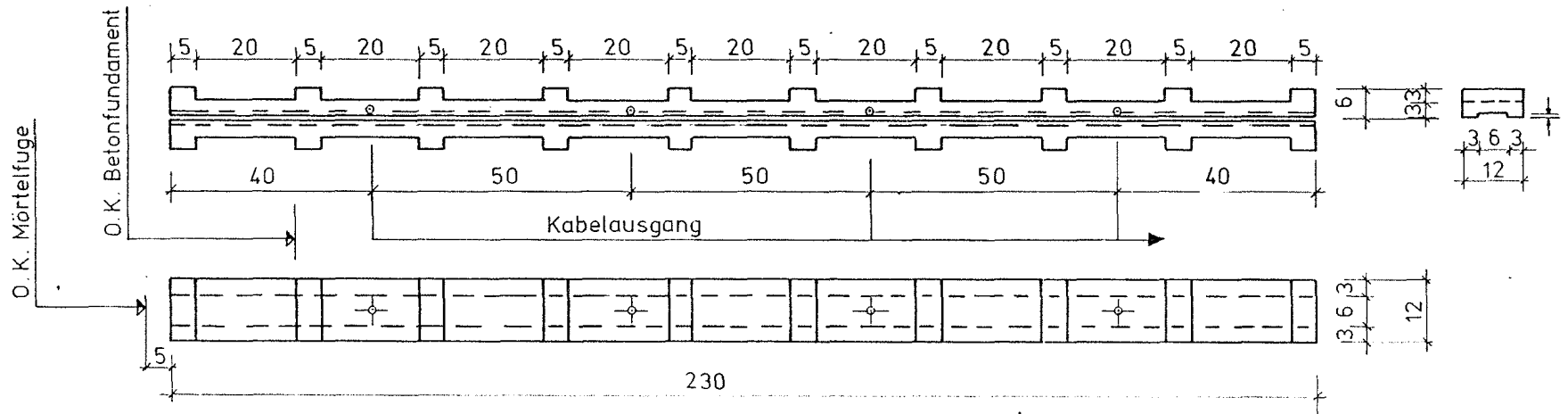
$$D_{Ka} = 385\text{ mm}$$

Betondehnungsaufnehmer (vertikal) à 2 (4) Meßstellen

⊕ PL 30: Mitte Meßgitter



Maße in [mm]



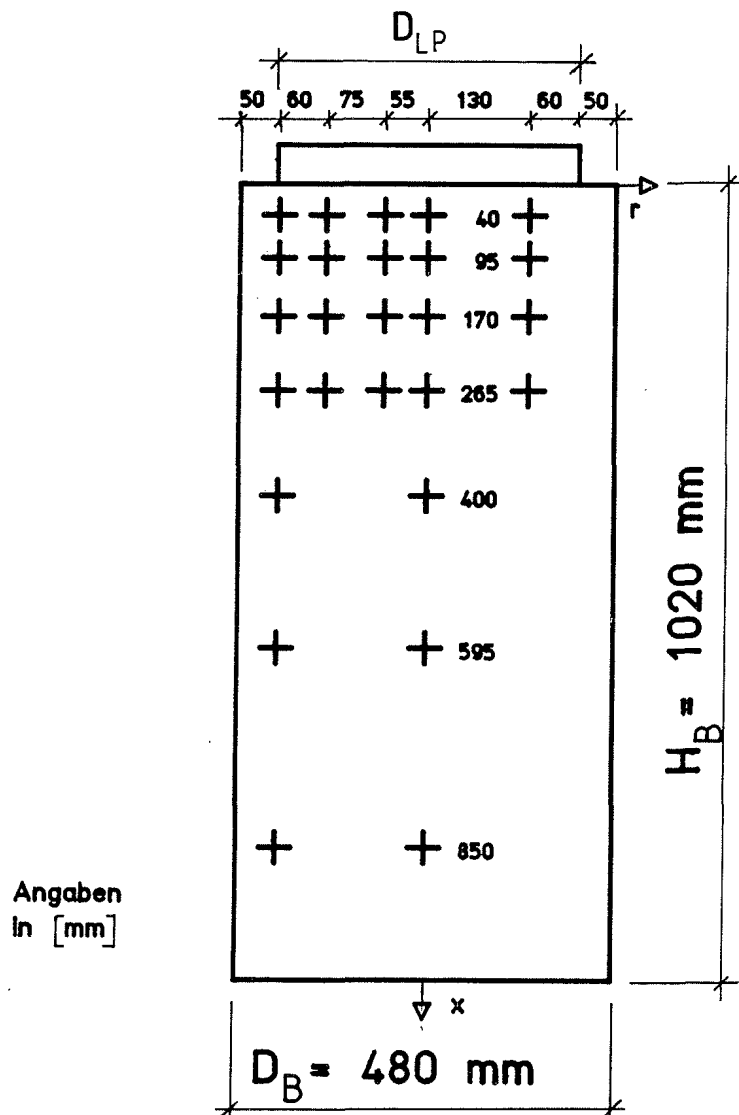


### Messung der vertikalen Betondehnungen

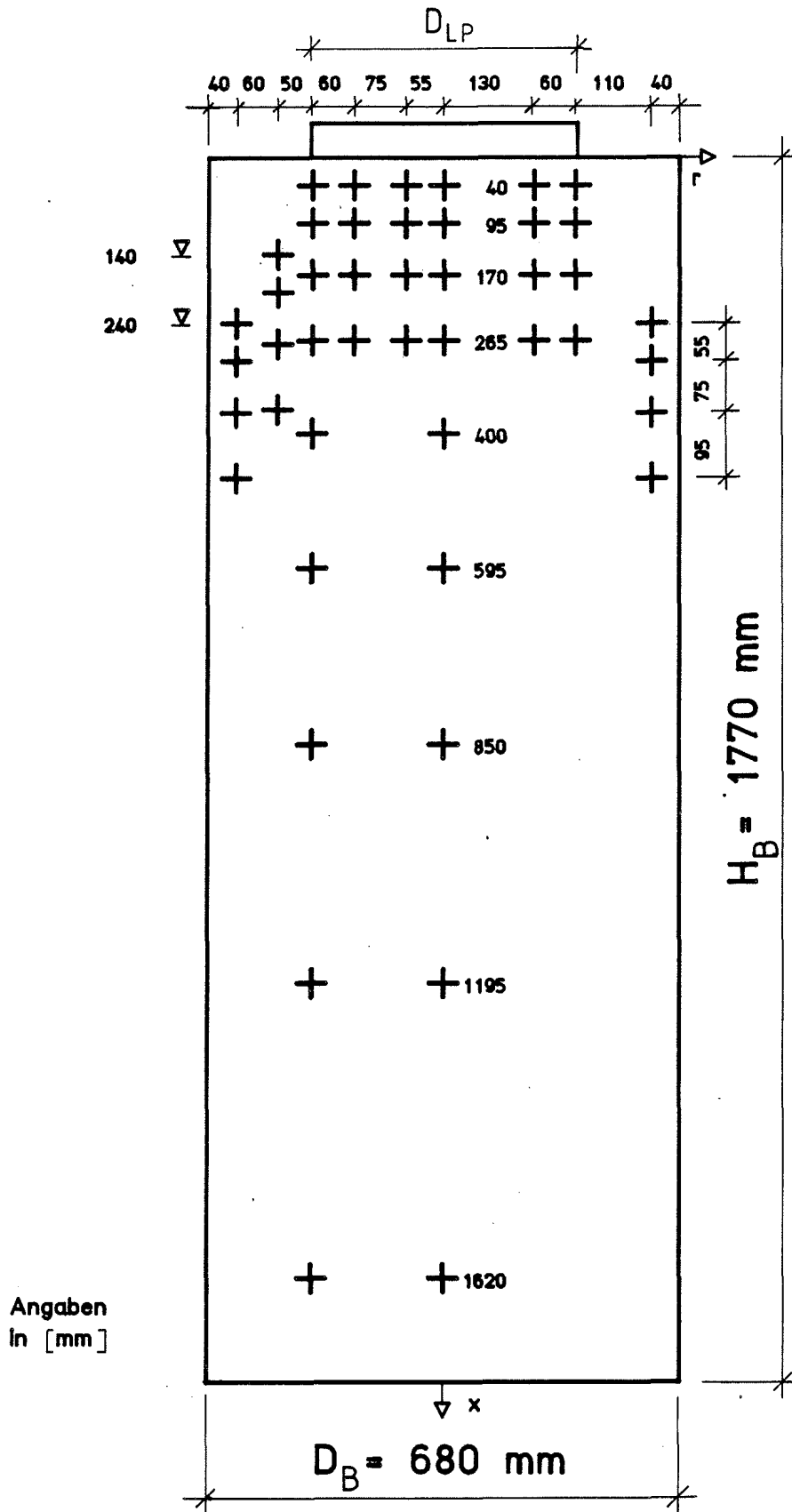
Die drei folgenden Pläne gegen die Lage der Dehnungsmeßstreifen zur Bestimmung der vertikalen Betondehnungen wieder. Die Dehnungen werden über vertikal verlaufende Betondehnungsaufnehmer (BDA) in die Meßstreifen eingeleitet.

So sind z.B. in den Versuchskörpern A25 und A35 (  $D = 480$  mm) zwei lange und vier kurze BDA eingebaut. Im Innern dieser Aufnehmer sind jeweils sieben bzw. vier DMS appliziert.

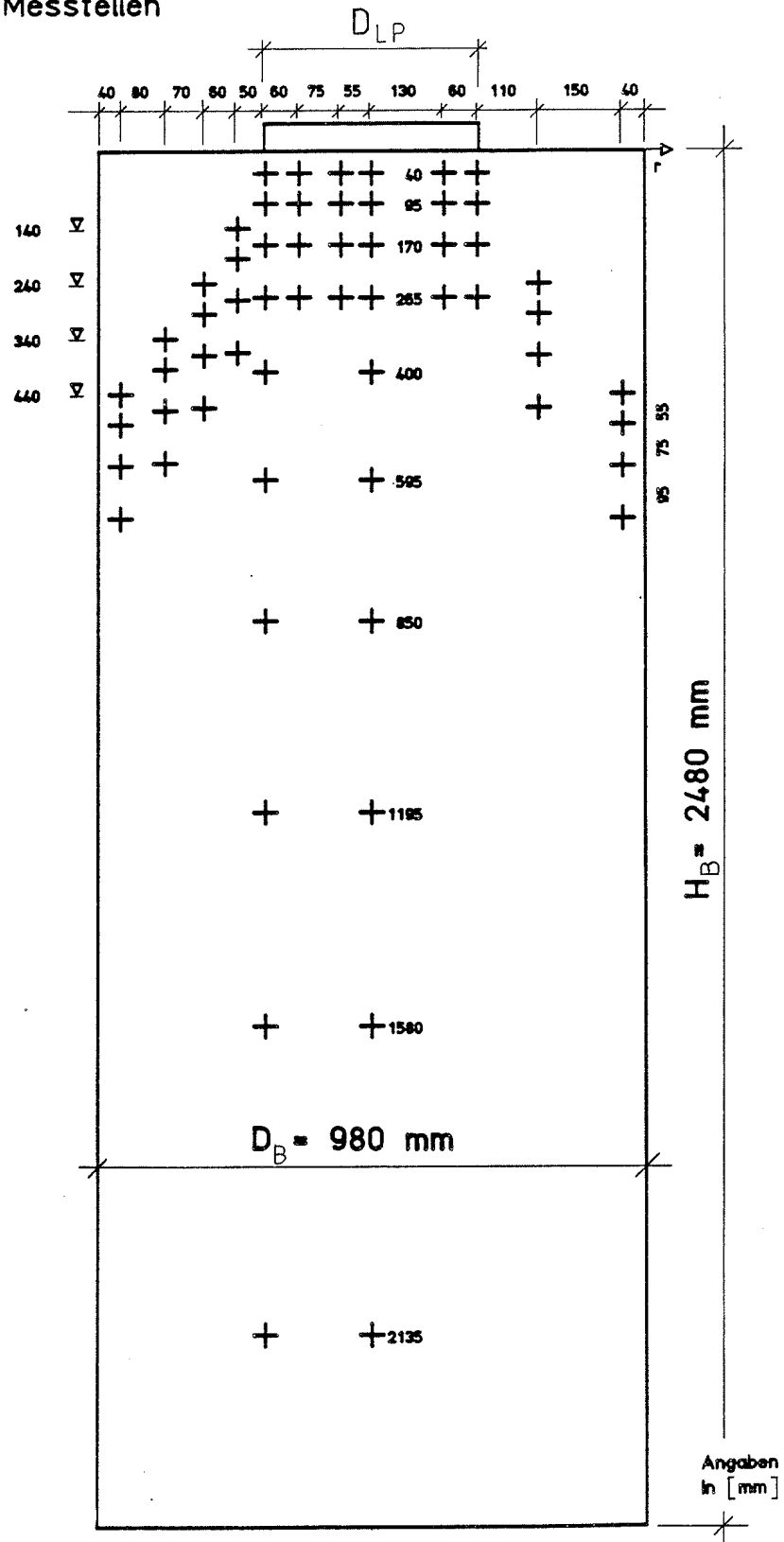
### Vertikal-Messtellen



## Vertikal-Messtellen

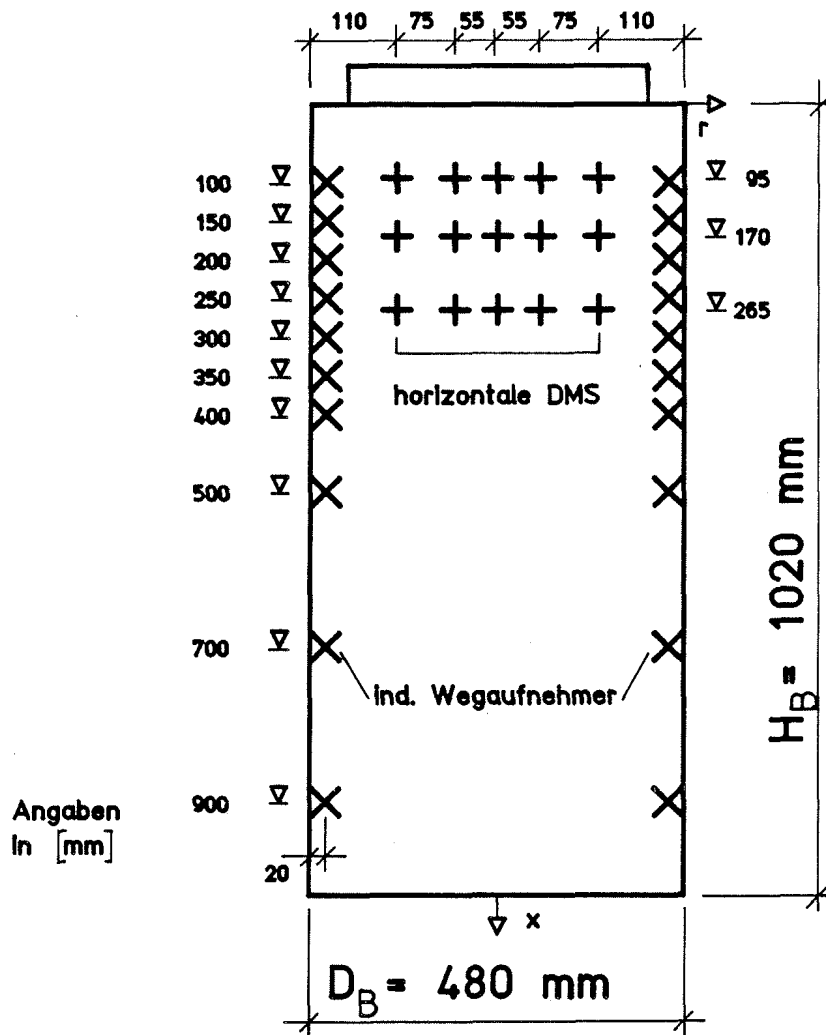


Vertikal-Messtellen

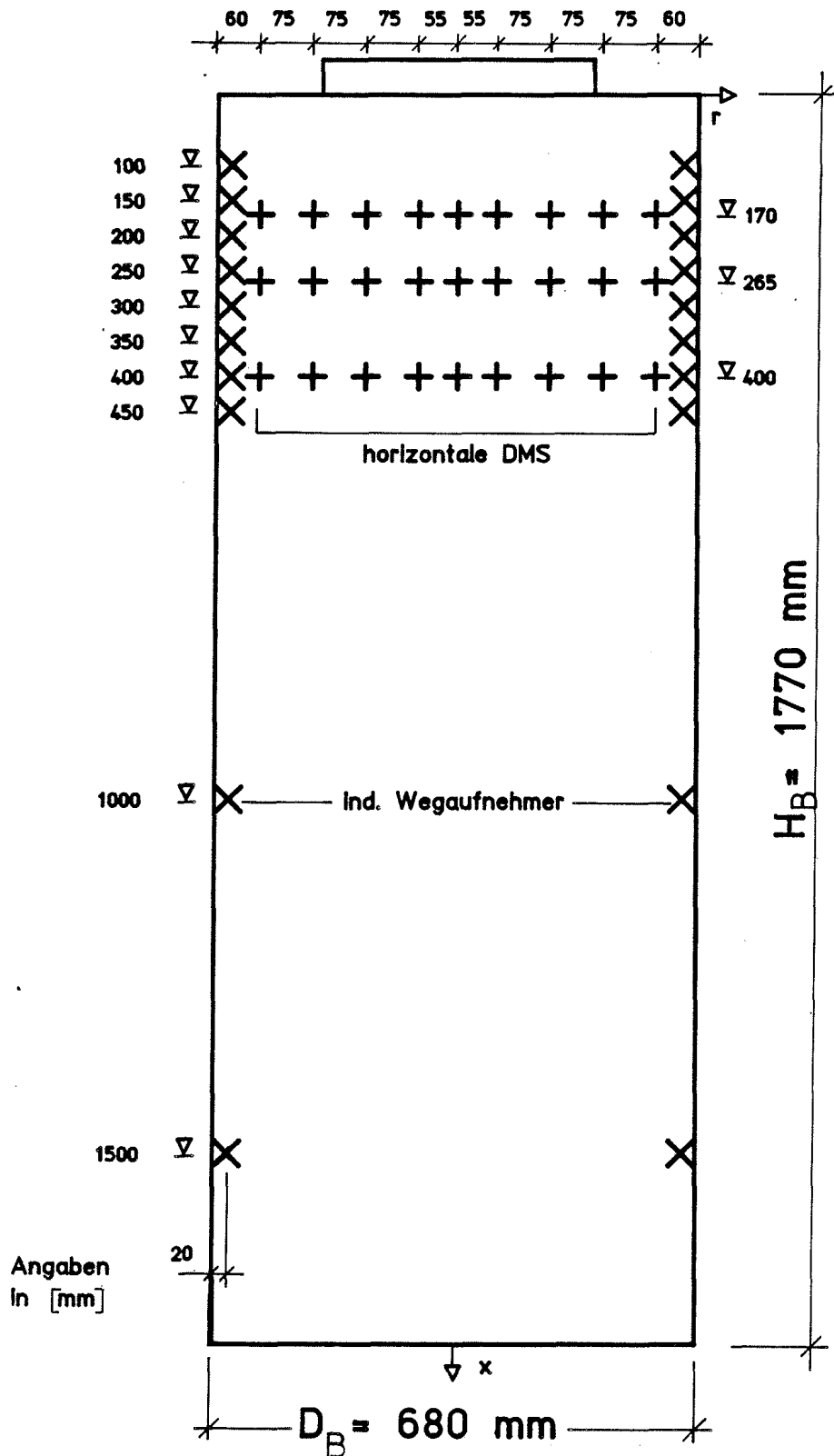




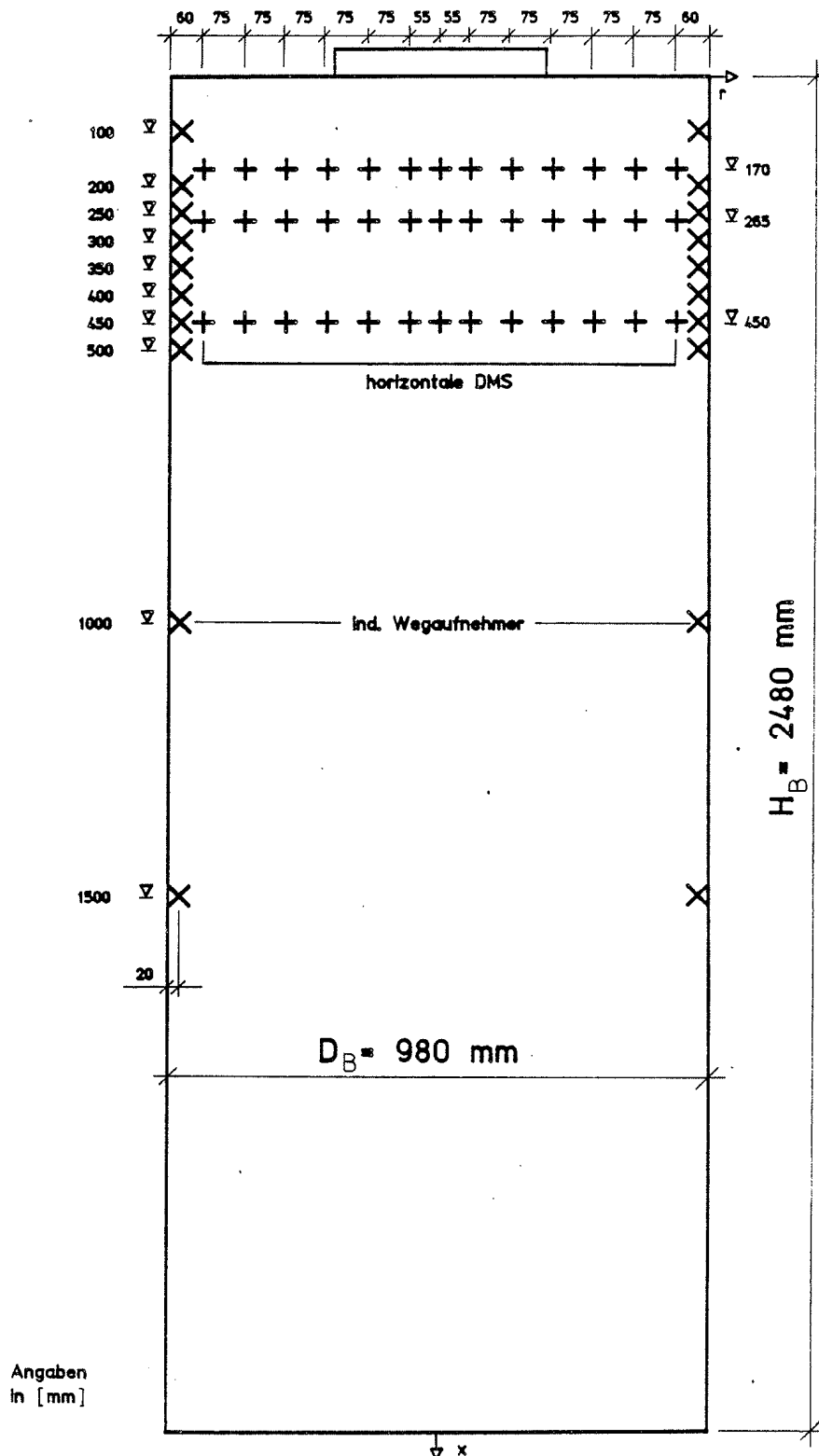
## Messtellen der horizontalen Betondehnungen und der Wendelaufweitungen



## Messtellen der horizontalen Betondehnungen und der Wendelaufweitungen



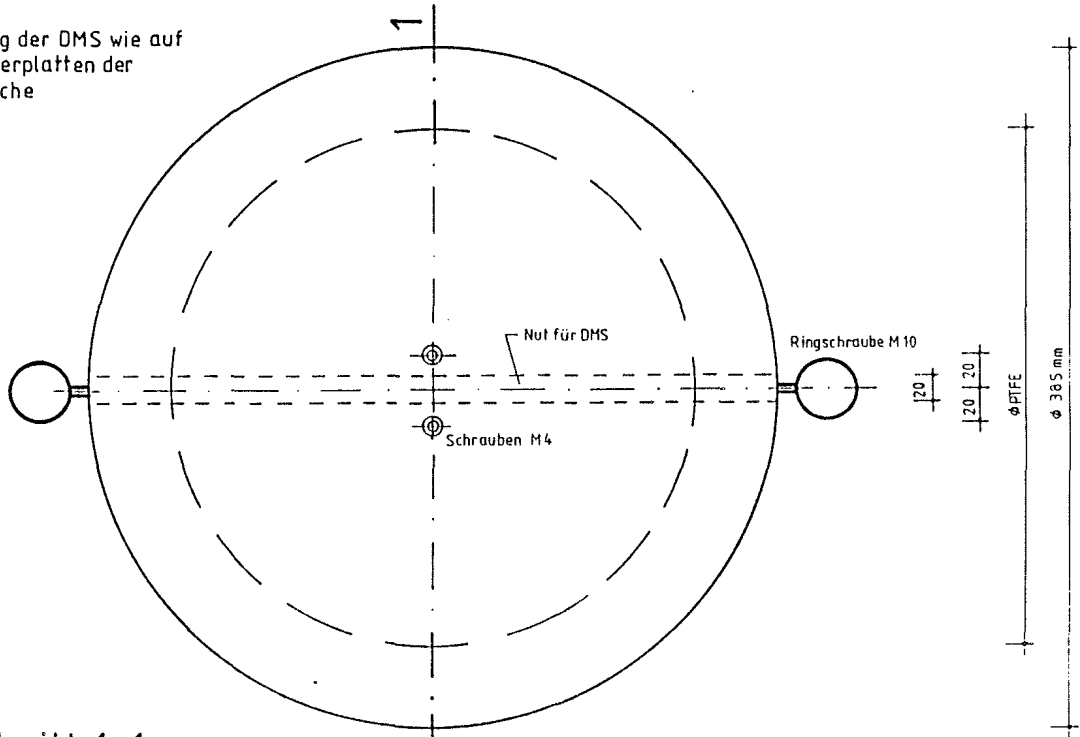
### Messtellen der horizontalen Betondehnungen und der Wendelaufweitungen



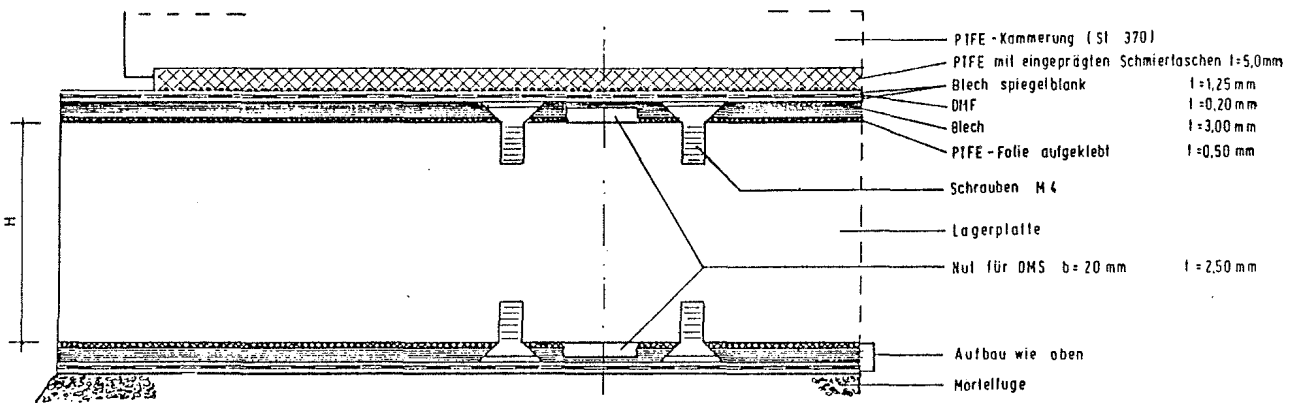
Versuchsaufbau < Lagerplatten, Bruchversuche >

Detail : Lagerplatte mit Aufbau für Gleitlager

- Anordnung der DMS wie auf allen Lagerplatten der B-Versuche

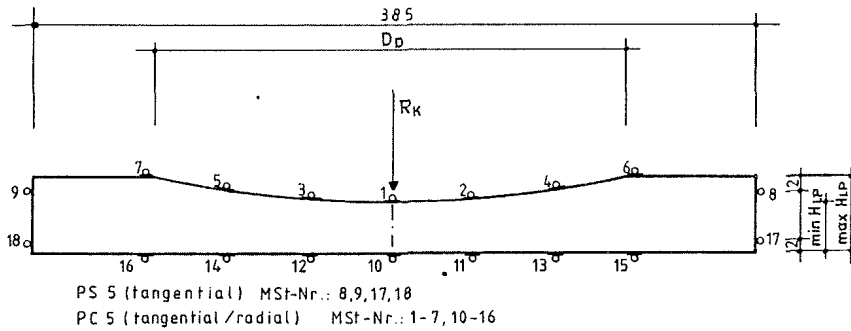


Schnitt 1-1 :

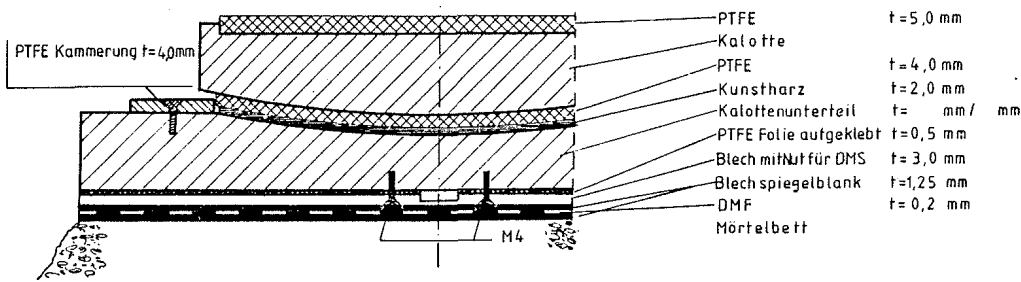


# Versuchsaufbau und Verkabelungsplan Bruchversuch Kalottenlager

Schnitt A-A :



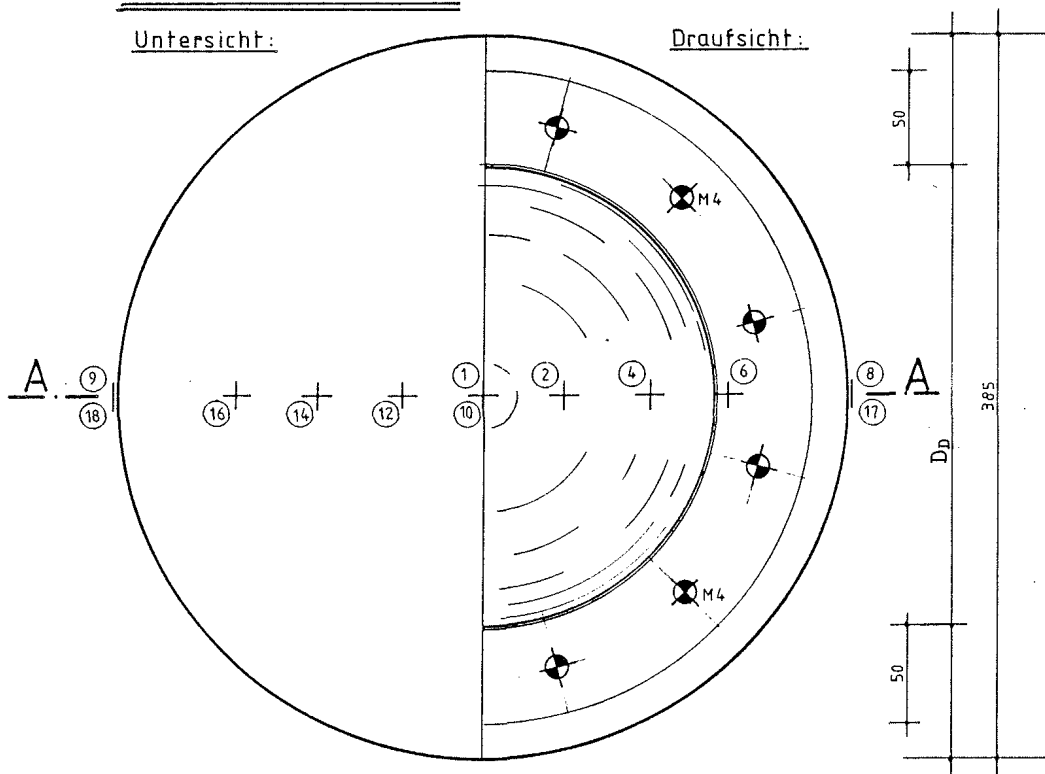
Lageraufbau im Querschnitt :



Kalottenunterteil :

Untersicht:

Draufsicht:



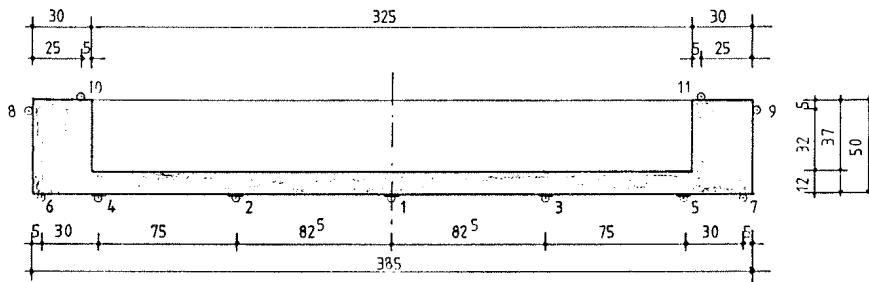
Verkabelungsplan und Kanalbelegung CompuLog			
MSF-Nr.	Richtung	Lage unten/oben	
		lfd. Nr.	Kanal
①	r	1	100
	t	2	101
②	r	3	102
	t	4	103
③	r	5	104
	t	6	105
④	r	7	106
	t	8	107
⑤	r	9	108
	t	10	109
⑥	r	11	110
	t	12	111
⑦	r	13	112
	t	14	113
⑧	t	15	114
⑨	t	16	115
	r	17	116
⑩	t	18	117
	r	19	118
⑪	t	20	119
	r	21	120
⑫	t	22	121
	r	23	122
⑬	t	24	123
	r	25	124
⑭	t	26	125
	r	27	126
⑮	t	28	127
	r	29	128
⑯	t	30	129
	r	31	130
⑰	t	32	131

# Versuchsaufbau und Verkabelungsplan

M=1:2,5

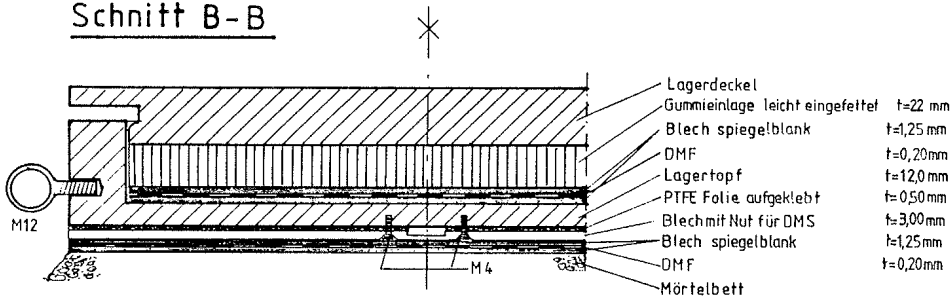
## Bruchversuch Topflager

### Schnitt A-A

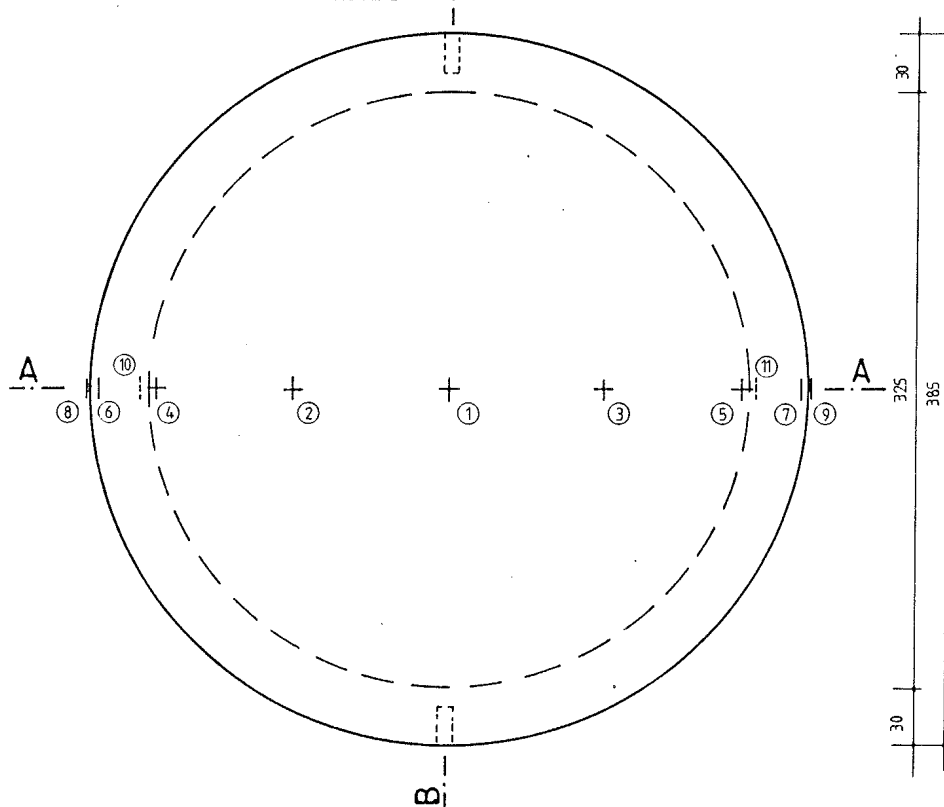


- : PS 5 (tangential) MST-Nr.: 1-5
- ⊙ : PC 5 (tangential/radial) MST-Nr.: 6-11 möglichst nahe an Rand kleben

### Schnitt B-B



### Ansicht Unterseite



Verkabelungsplan und Kanalbelegung "Computog"			
Lage unten			
MSt.Nr.	Richtung	lfd. Nr.	Kanal
①	r	1	100
	t	2	101
②	r	3	102
	t	4	103
③	r	5	104
	t	6	105
④	r	7	106
	t	8	107
⑤	r	9	108
	t	10	109
Lage unten/oben (Kante)			
MSt.Nr.	Richtung	lfd. Nr.	Kanal
⑥	t	11	110
⑦	t	12	111
⑧	t	13	112
⑨	t	14	113
⑩	t	15	114
⑪	t	16	115

Zusammenstellung der Versuche

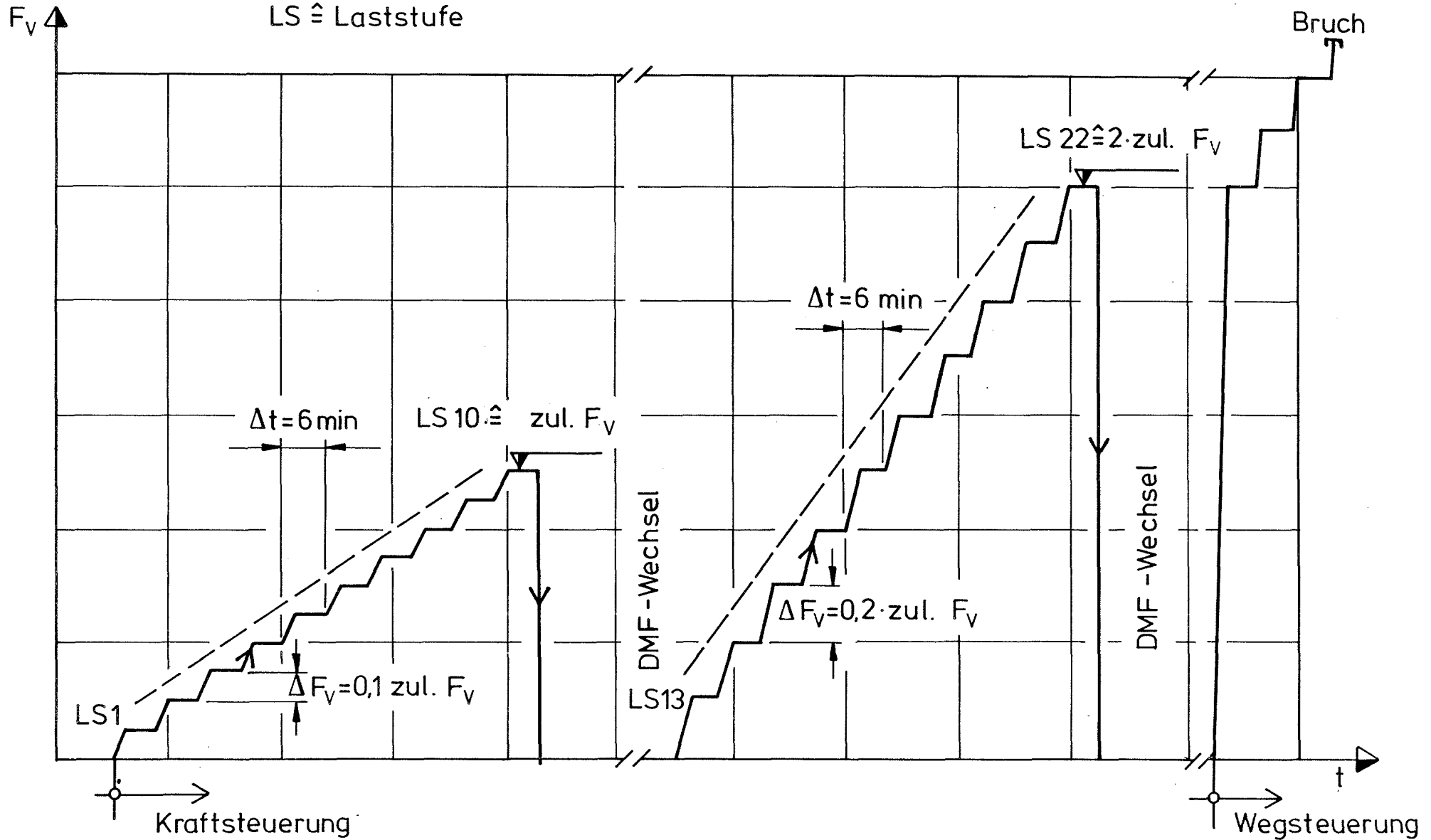
- Bezeichnungen und Abmessungen nach Anl. 50
- Betondeckung:  $c = 20$  mm
- Bemessung der Stahl- und PTFE-Teile für LFHZ bew. LF II
- Versuche Typ A  $\hat{=}$  mit großem DMS-Aufwand
- Versuche Typ B  $\hat{=}$  mit geringerem DMS-Aufwand
- Wendelenden verschweißt

Versuch Nr.			$D_B$ [mm]	Beton- güte	$D_{LP}$ [mm]	Material der Lager- platte	$H_{LP}$ [mm]	$D_D$ [mm]	Material des Druck- stücks	Wendel oben $d_w/s_w$ [mm/mm]	Wendel unten $d_w/s_w$ [mm/mm]	Längsbewehrung	
I	II	III										Anz./ $d_c$ [-/mm]	Abstand [mm]
B 1	A25		480	B25	385	"St 00"	"00"	385	"St 00"	8/50	8/80	9/12	144
B 2	A26		680	"	"	"	"	"	"	10/50	10/80	13/12	147
B 3	A27		980	"	"	"	"	"	"	12/50	12/80	18/12	158
B 4	A28		480	"	"	St 520	59,8	80,7	CK 450				
B 5	A29		680	"	"	"	66,2	96,1	"	dto	dto	dto	dto
B 6	A30		980	"	"	"	72,9	115,4	"				
B 7	A31		480	"	"	St 370	67,3	98,9	CK 450				
B 8	A32		680	"	"	"	73,5	117,7	"	dto	dto	dto	dto
B 9	A33		980	"	"	"	79,4	141,3	"				
B10	A34		680	"	"	St 520	42,8	231,0	CK 450	10/50	10/80	13/12	147
B11	A35		480	B25	385	St 520	42,0	197,7	PTFE	8/50	8/80	9/12	144
B12	A36		680	"	"	"	42,0	235,4	"	10/50	10/80	13/12	147
B13	A37		980	"	"	"	38,1	282,6	"	12/50	12/80	16/12	158
B14	A38		480	"	"	St 370	49,8	197,7	"				
B15	A39		680	"	"	"	49,5	235,4	"	dto	dto	dto	dto
B16	A40		980	"	"	"	44,3	282,6	"				
B17	A41		680	"	"	St 520	31,8	288,8	"	10/50	10/80	13/12	147
B18	A42		680	"	"	"	23,0	327,3	"	"	"	"	"
B19	B22	A43	480	B25	allg. bauaufsichtlich zuge-			324	Elastomer- kissen	8/50	8/80	9/12	144
B20	B23	A44	680	"	lassenes Topflager					10/50	10/80	13/12	147
B21	B24	A45	980	"	$\varnothing$ 385 mm					12/50	12/80	18/12	158
A46			480	"	allg. bauaufsichtlich zu-			197,7	PTFE				
A47			680	"	gelassene Kalottenlager			235,4	"	dto	dto	dto	dto
A48			980	"	$\varnothing$ 385 mm St 520			282,6	"				
A49			480	"	allg. bauaufsichtlich zu-								
A50			680	"	gelassenes, bewehrtes					dto	dto	dto	dto
A51			980	"	Elastomerlager $\varnothing$ 400 mm								
B52			480	B45	385	"St 00"	"00"	385	"00"	10/50	10/80		
B53			680	"	"	"	"	"	"	14/50	14/80	dto	dto
B54			980	"	"	"	"	"	"	16/50	16/80		
B55			480	"	"	St 520	68,8	102,9	CK 450				
B56			680	"	"	"	74,9	122,5	"	dto	dto	dto	dto
B57			980	"	"	"	80,4	147,1	"				

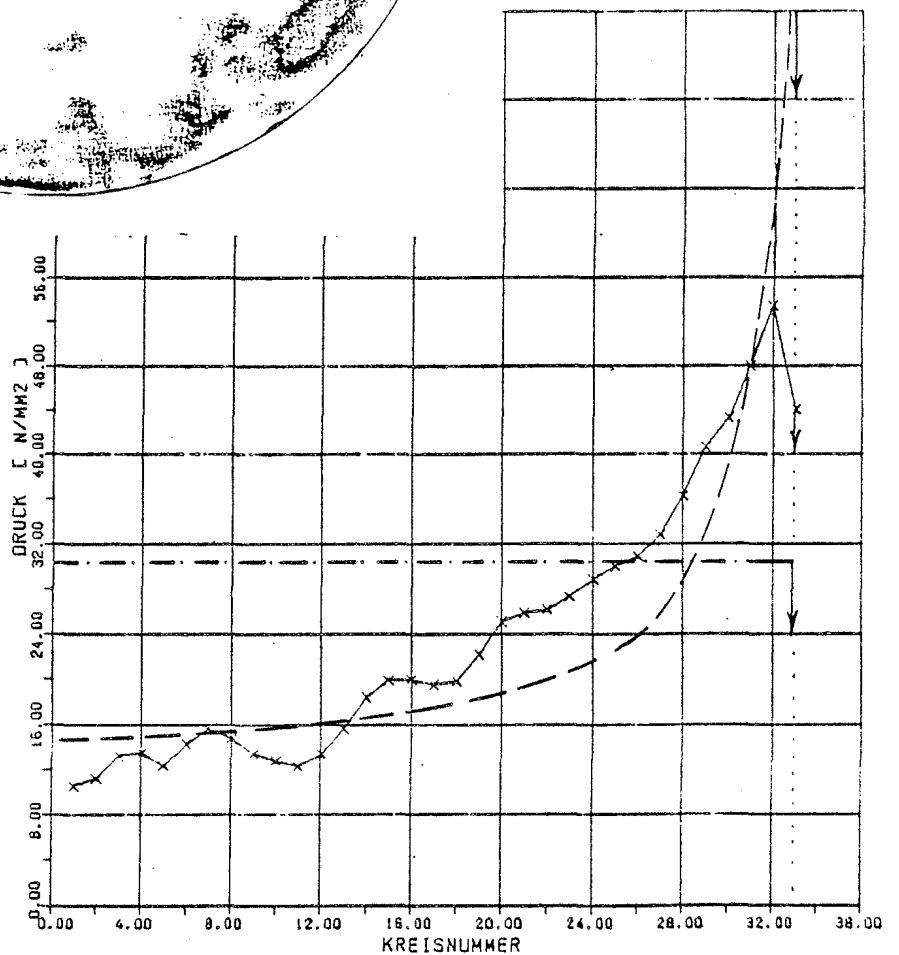
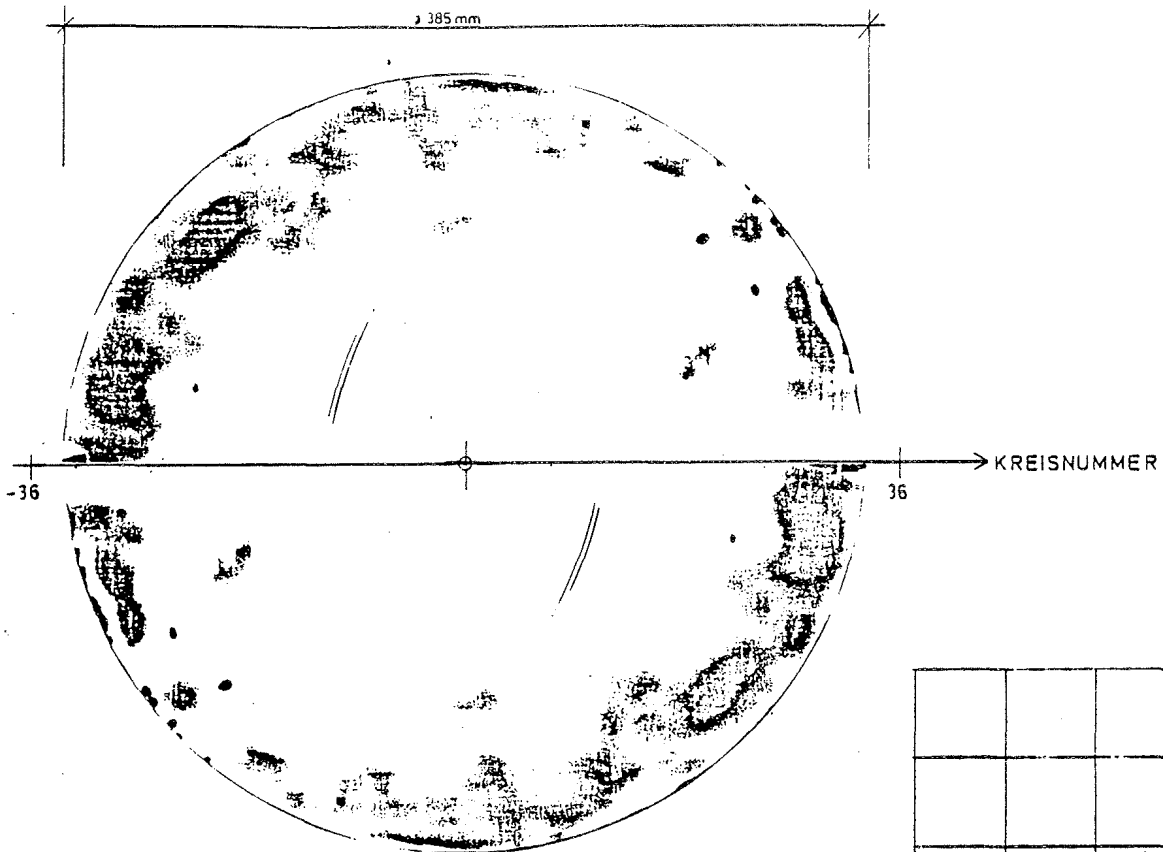
# Schematisiertes Last-Zeit-Diagramm

(Messungen bei jeder Laststufe 3 min vor Weiterbelastung)

LS  $\hat{=}$  Laststufe



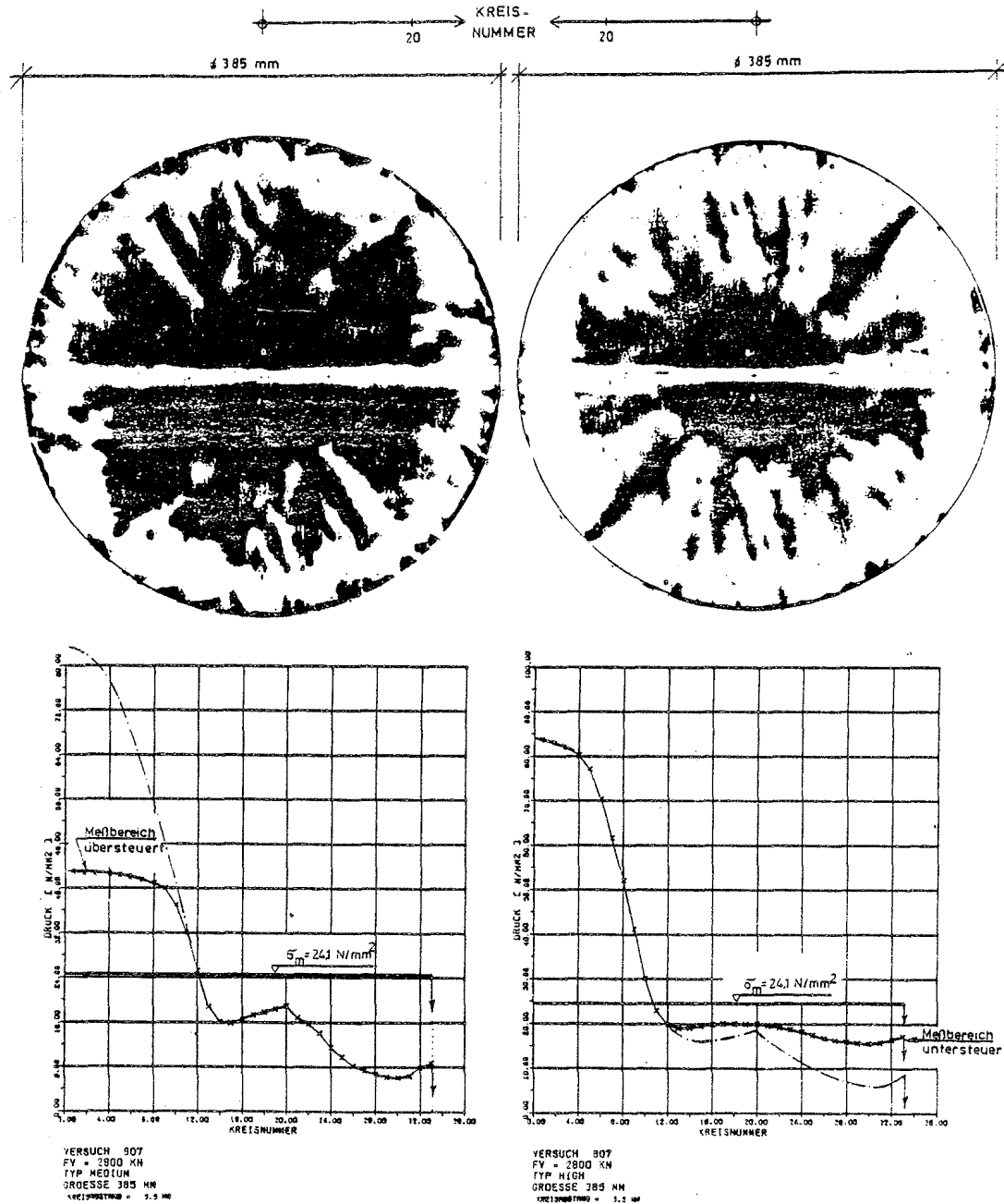




VERSUCH A27  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 385 MM  
KREISABSTAND = 5.5 MM

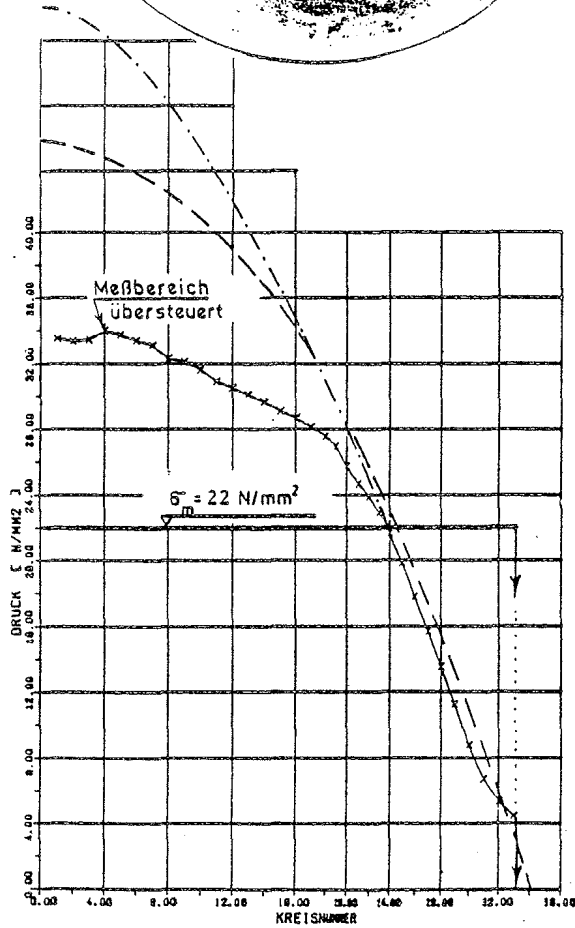
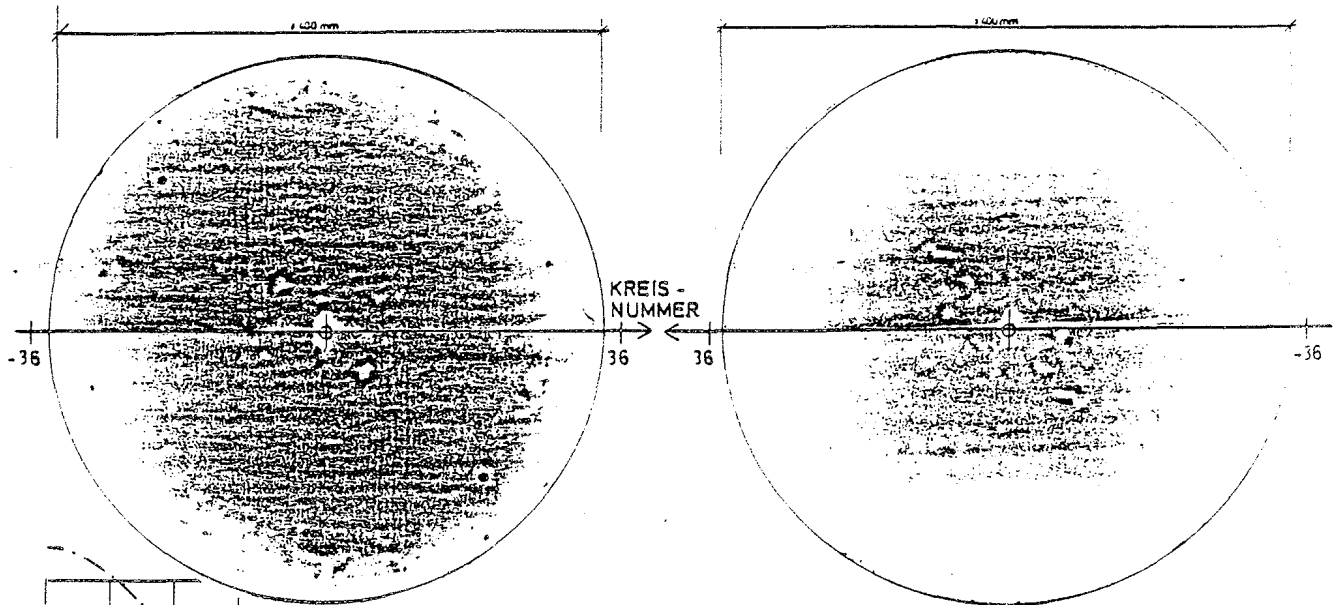
x — x  $\hat{=}$   $A/A_1 = 6,48$  (VERSUCH)  
- - -  $\hat{=}$   $A/A_1 = \infty$  (THEORIE)  
- · -  $\hat{=}$   $A/A_1 = 1,00$  (THEORIE)

Anlage 63: Sohlpressungsverteilung bei ebener Lasteinleitung nach Theorie und Versuch; identisch mit Anlage 17 aus [13]



Anlage 64:

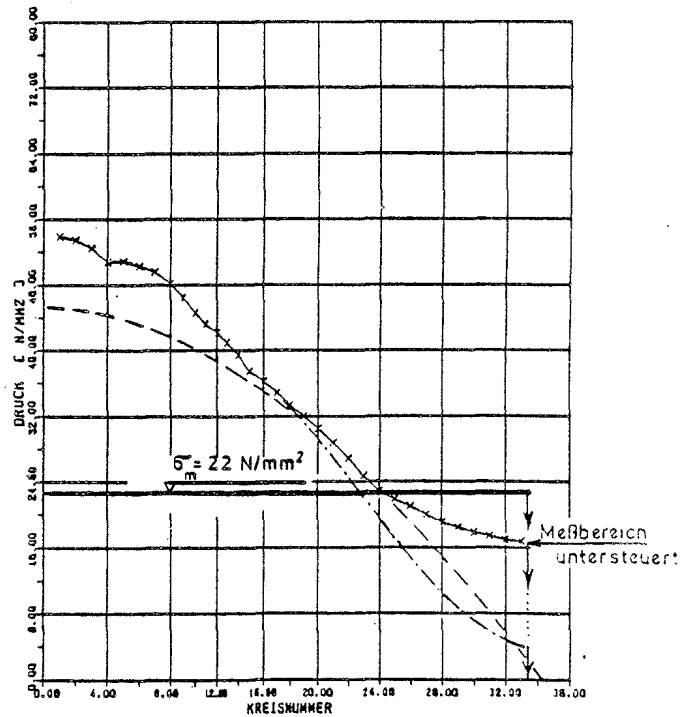
Sohlpressungsverteilung unter einem stählernen, konventionell bemessenen Punktkipplager aus St 37 mit  $H_{LP} = 67,3 \text{ mm}$ ,  $D_{LP} = 385 \text{ mm}$ ,  $D_D = 99 \text{ mm}$  und einem Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 1,55$  mit  $D_B = 480 \text{ mm}$ ; identisch mit Anlage 18 aus [13]



VERSUCH AS1  
FV = 2750 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 400 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 3,3 M

AS1275000.LMT

————— } = Versuch  
- - - - - } = vereinfachte An-  
nahme nach  
Lit. [III.6]

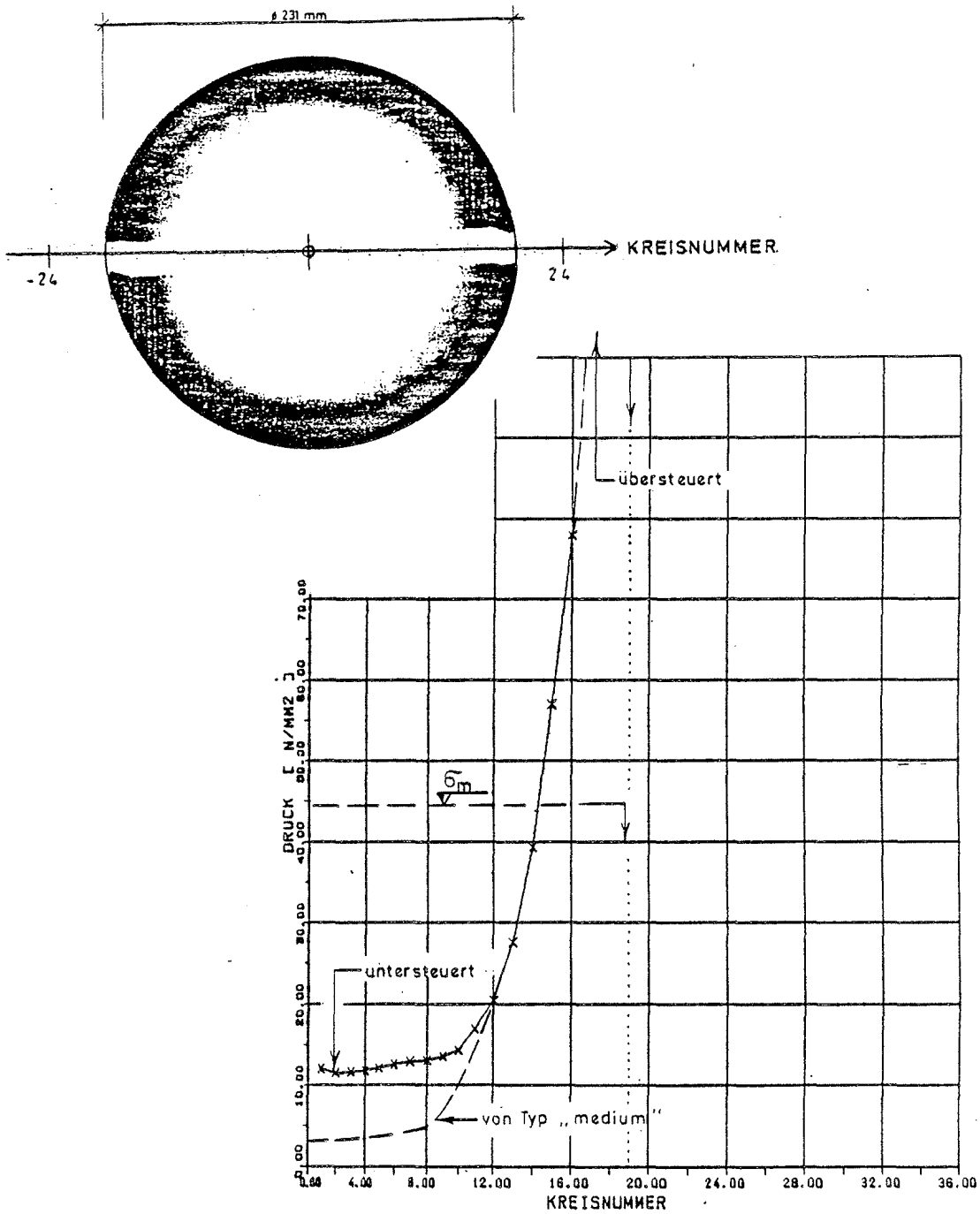


VERSUCH AS1  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GRÖSSE 400 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 3,3 M

AS1275000.LMT

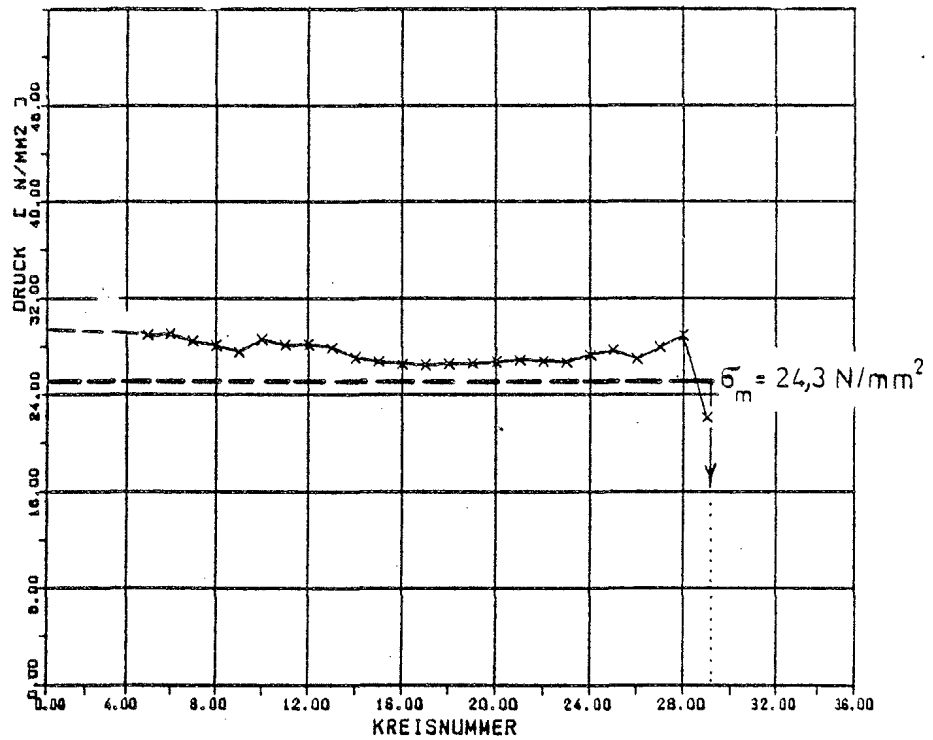
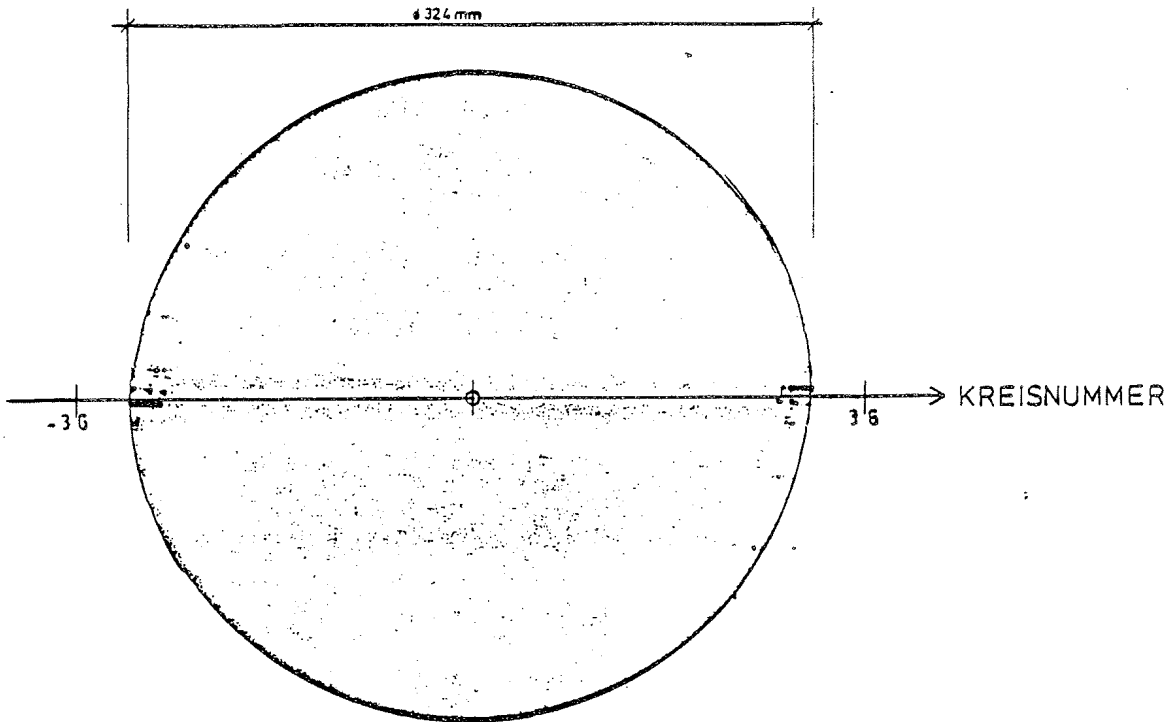
### Anlage 65:

Sohlpressungsverteilung unter einem allgemein bauaufsichtlich zugelassenen, bewehrten Elastomerlager mit  $H_{EL} = 114$  mm,  $T_{EL} = 82$  mm und  $D_{EL} = 400$  mm ( $A/A_1 = 6,00$ ); identisch mit Anlage 19 aus [13]



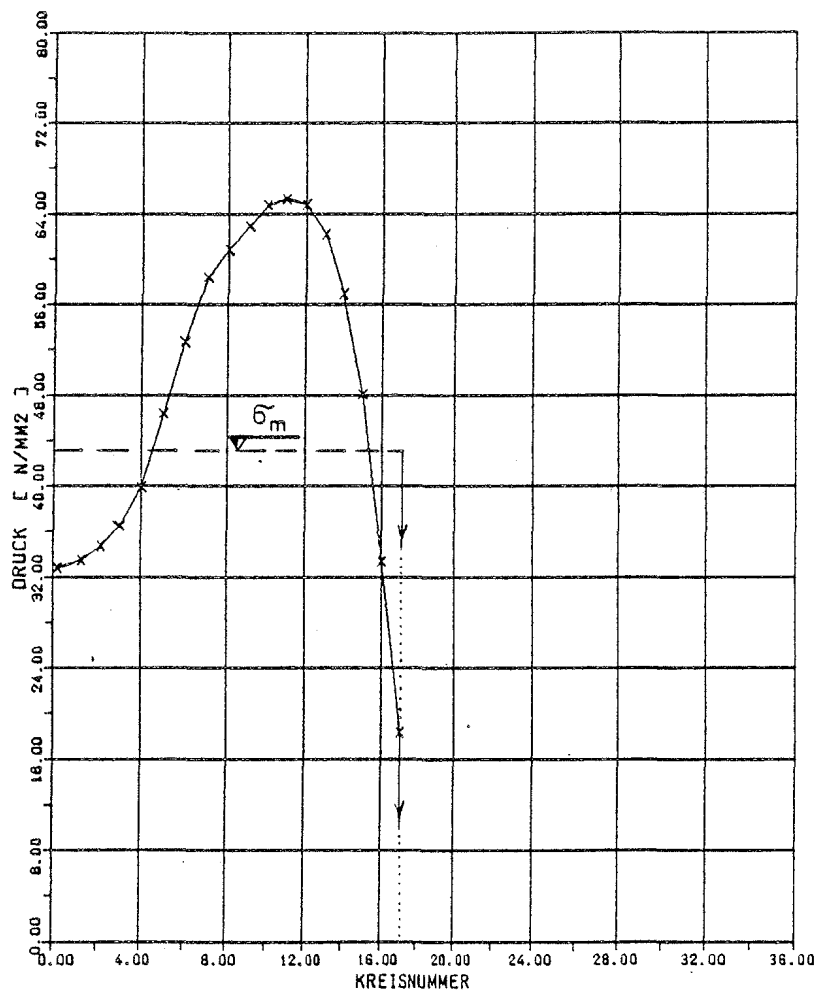
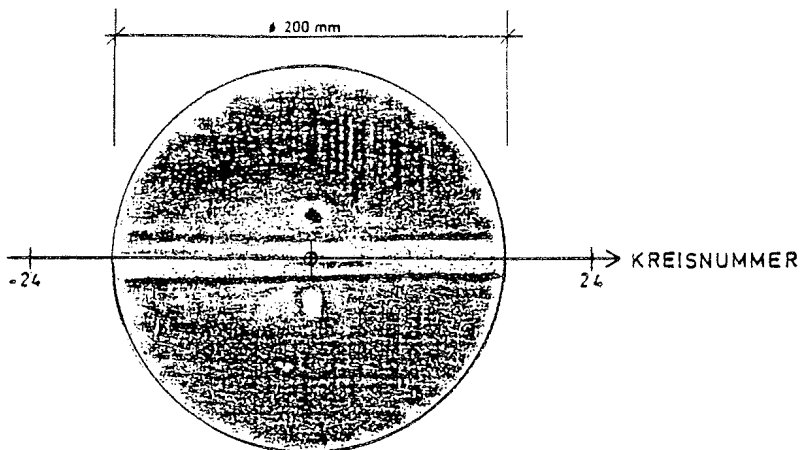
VERSUCH A34  
FY = 2000 KN  
TYP HIGH  
GRÖSSE 231 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 5.5 MM

Anlage 66: Verteilung der Kontaktpressungen unter dem Druckstück  
eines Stahlagers (zum Beispiel Punktkipplager);  
identisch mit Anlage 20 aus [13]



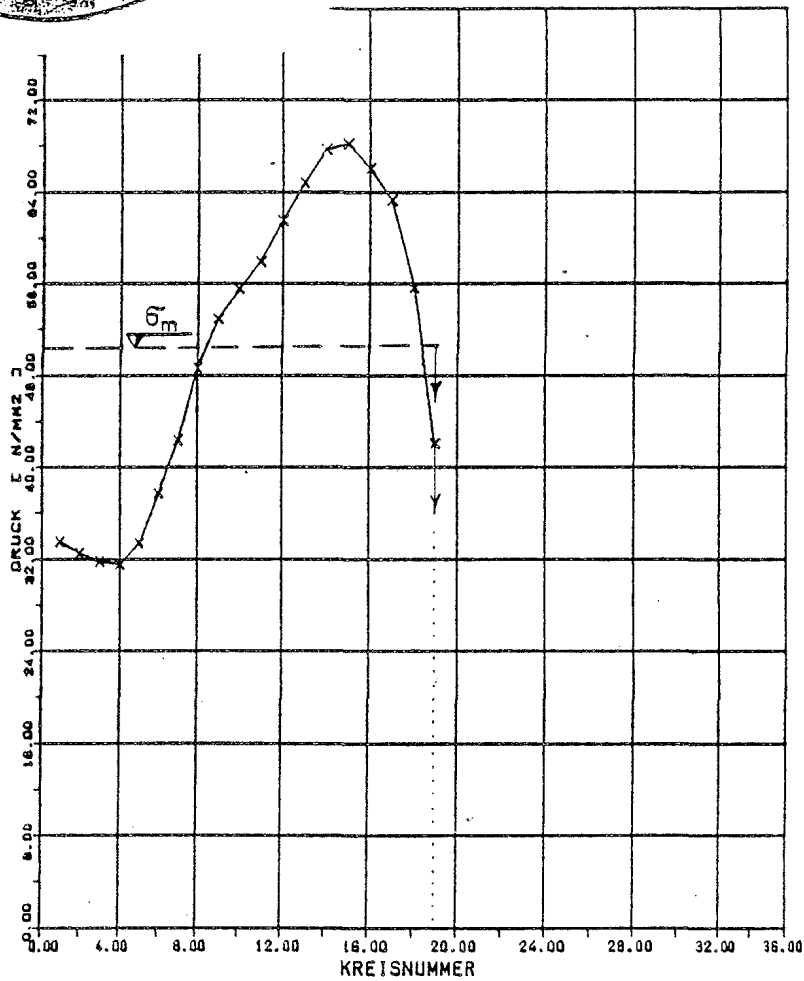
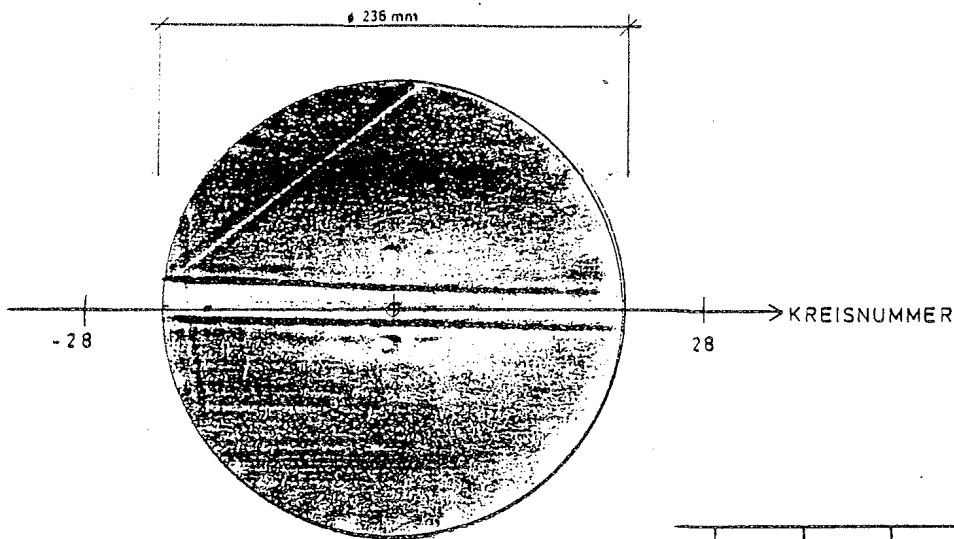
VERSUCH B20  
FY = 2000 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 324 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 5.5 MM

Anlage 67: Pressungsverteilung zwischen Gummikissen und Boden eines allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Topflagers; identisch mit Anlage 21 aus [13]



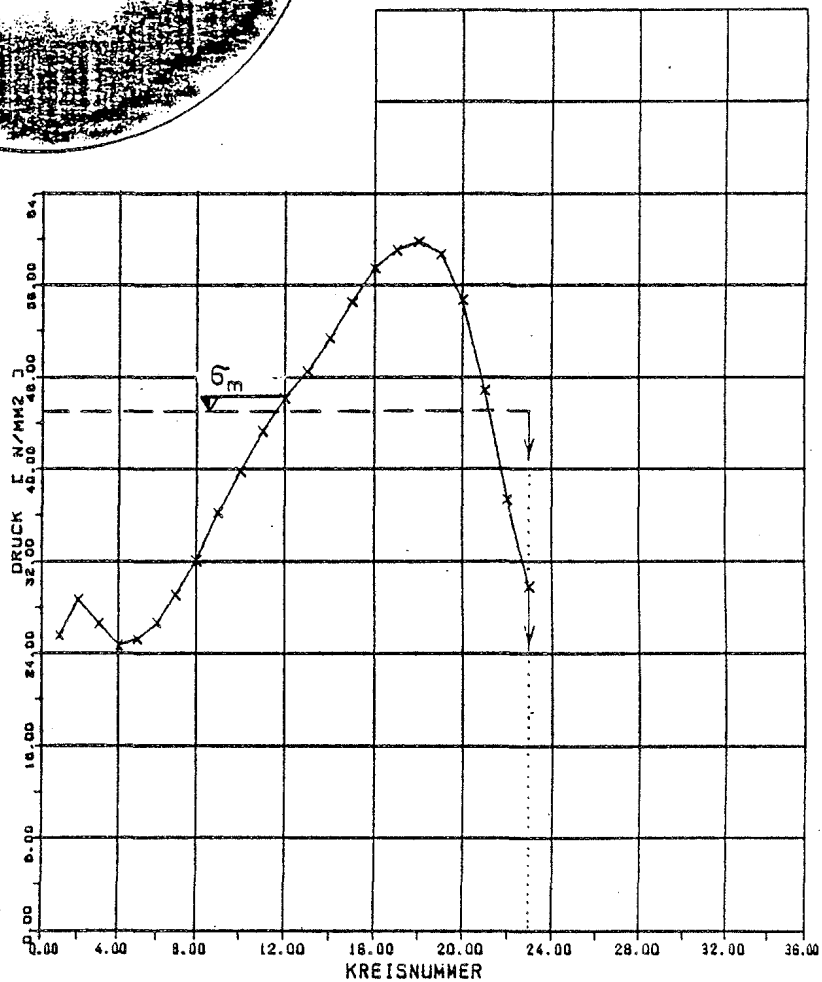
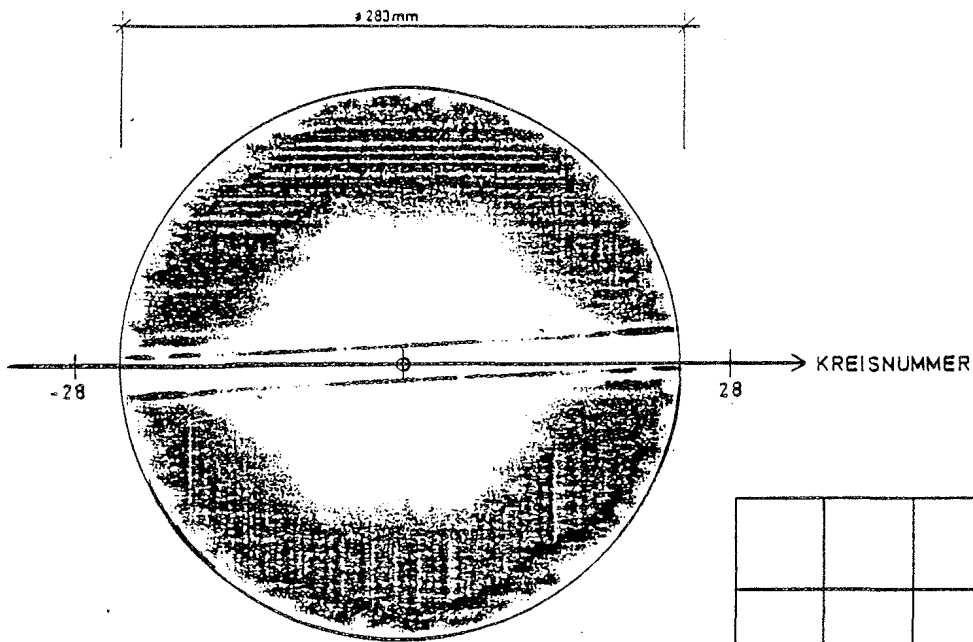
VERSUCH B11  
FV = 1400 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 200 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 5,5 MM

Anlage 68: Pressungsverteilung in einer PTFE-Gleitfläche  $\phi$  200 mm;  
Randkriechbereich entsprechend ca. 7 x PTFE-Dicke; iden-  
tisch mit Anlage 22 aus [13]



VERSUCH B12  
FV = 2000 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 236 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 5.5 MM

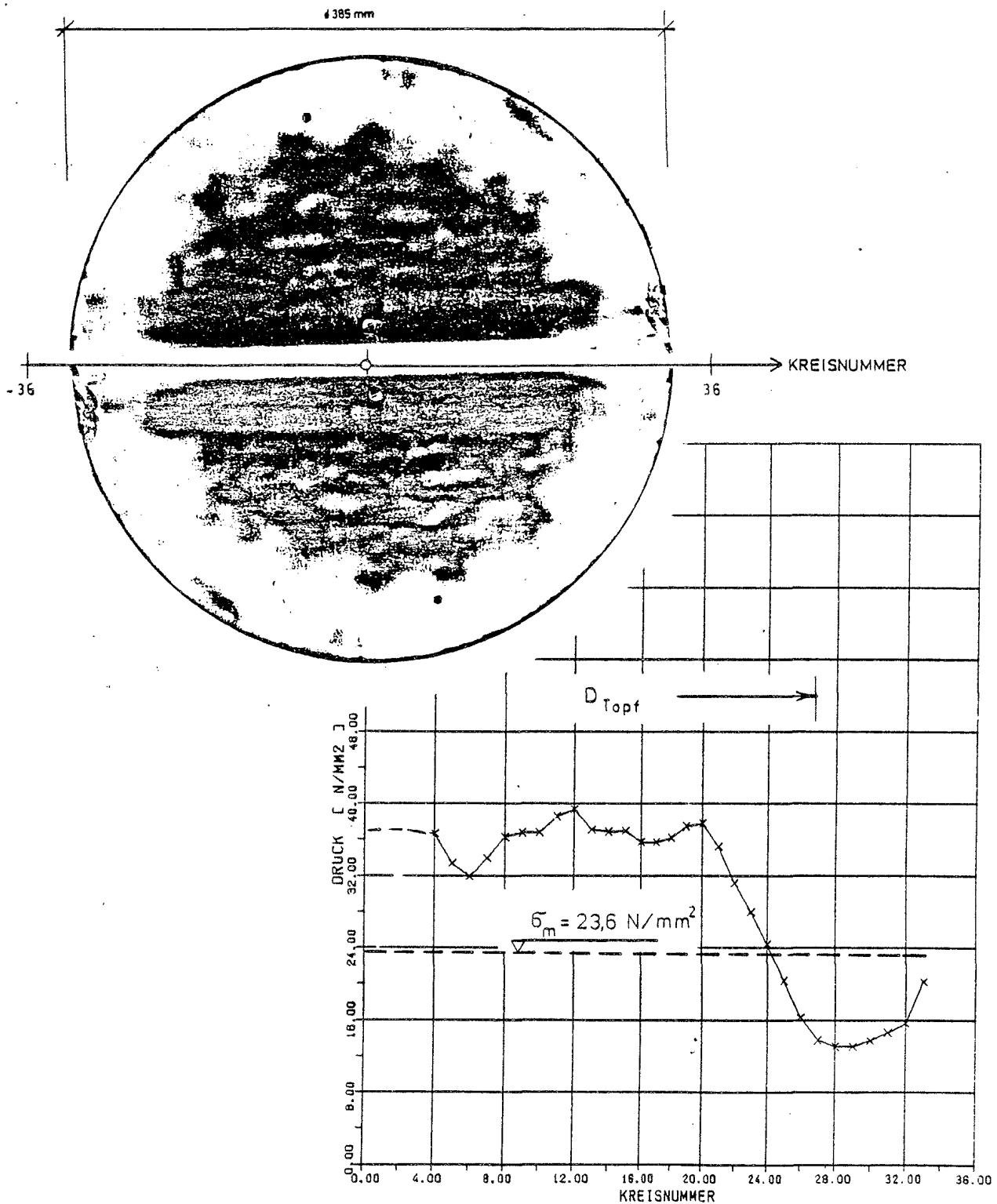
Anlage 69: Pressungsverteilung in einer PTFE-Gleitfläche  $\phi$  236 mm;  
Randkriechbereich entsprechend ca. 5 x PTFE-Dicke; identisch mit Anlage 23 aus [13]



VERSUCH B13  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 283 MM  $\phi$   
KREISABSTAND = 5.5 MM

Anlage 70: Pressungsverteilung in einer PTFE-Gleitfläche  $\phi$  283 mm;  
Randkriechbereich entsprechend ca. 6 x PTFE-Dicke; identisch mit Anlage 24 aus [13]

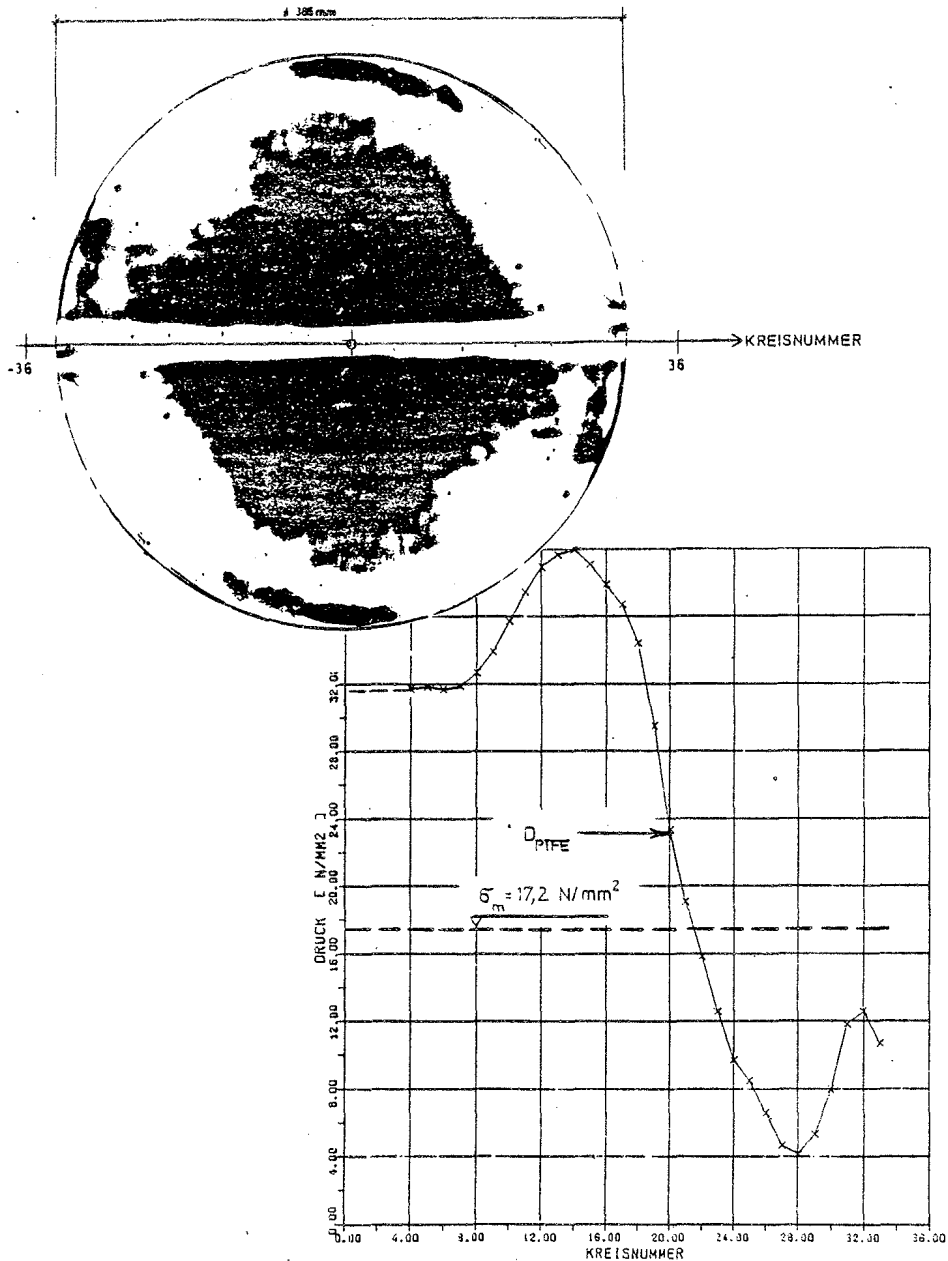




VERSUCH B24  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 385 MM  
KREISABSTAND = 5,5 MM

Anlage 71:

Sohlpressungsverteilung unter einem allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Topflager mit  $D_{T0} = 385 \text{ mm}$  (ohne Randuberstand); identisch mit Anlage 25 aus [13]



VERSUCH A47  
FV = 2000 KN  
TYP MEDIUM  
GROSSE 385 MM  
KREISABSTAND = 3,5 MM

Anlage 72:

Sohlpressungsverteilung unter einem allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Kalottenlager mit  $D_{KA} = 385 \text{ mm}$  ( $A/A_1 = 3,12$ ); identisch mit Anlage 26 aus [13]

"Völligkeit"  $\beta$  bzw. "Schlankheit"  $1/\beta$  des Sohl Druckhügels \*\*\*

$\beta = \max \sigma / \text{vorh } \sigma_1$  bei steifer Lasteintragung

$\beta = \text{vorh } \sigma_1 / \max \sigma$  bei biegeweicher Lasteintragung

Lagertyp*	nach [25] bei zul $F_v$ (15 mm unter B.O.K.)	Ergebnisse der DMF-Ausw. (direkt in Fuge LP/Mörtel)	
		bei zul $F_v$	bei 2 x zul $F_v$
(steif) B 25	÷ ÷	$1,92 \leq \beta \leq 2,44$ $0,41 \leq 1/\beta \leq 0,52$	$(1,11)^{**} \leq \beta \leq 1,85$ $0,54 \leq 1/\beta \leq 0,90$
(steif) B 35	$1,37 \leq \beta \leq 1,65$ $0,61 \leq 1/\beta \leq 0,73$	$1,56 \leq \beta \leq 1,99$ $0,50 \leq 1/\beta \leq 0,64$	$1,06 \leq \beta \leq 1,30$ $0,77 \leq 1/\beta \leq 0,94$
Topflager	$0,48 \leq \beta \leq 0,53$ $1,89 \leq 1/\beta \leq 2,08$	$0,47 \leq \beta \leq 0,66$ $1,52 \leq 1/\beta \leq 2,13$	$0,79 \leq \beta \leq 0,87$ $1,15 \leq 1/\beta \leq 1,27$
bew.El.-Lager	$0,38 \leq \beta \leq 0,45$ $2,22 \leq 1/\beta \leq 2,63$	$0,41 \leq \beta \leq 0,46$ $2,17 \leq 1/\beta \leq 2,44$	$0,51 \leq \beta \leq 0,67$ $1,50 \leq 1/\beta \leq 1,96$
Kalotten- lager	$0,54 \leq \beta \leq 0,57$ $1,75 \leq 1/\beta \leq 1,86$	$0,44 \leq \beta \leq 0,71$ $1,40 \leq 1/\beta \leq 2,28$	$0,61 \leq \beta \leq 0,79$ $1,26 \leq 1/\beta \leq 1,65$

\* = keine systematische Abhängigkeit zwischen  $\beta$  und dem Teilflächenverhältnis  $A/A_1$  zu erkennen

\*\* = bei Bruchlast

\*\*\* = diese Werte stammen aus der Auswertung der DMF-Druckabdrücke

Korrekturbeiwerte  $\alpha$  zur Berücksichtigung  
der Biegesteifigkeit der Lasteintragung  
(Ergebnisse der DMF-Auswertung)

Berechnung der Spaltzugkraft nach der modifizierten Formel  
für rotationssymmetrische Systeme:

$$Z = \frac{2}{3\pi} \cdot F_V \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{D_{LP}}{D_B}\right)$$

Versuchs- bez.	vorh. $F_V$ [MN]	$\alpha$ [-]	Versuchs- bez.	vorh. $F_V$ [MN]	$\alpha$ [-]
B01	1,40	1,24	B11	1,40	0,70
B02	2,00	1,20	B12	2,00	0,78
B03	2,75	1,07	B13	2,75	0,86
A25	1,40	1,21	A35	1,40	0,71
A26	2,00	1,29	A36	2,00	0,80
A27	2,75	1,16	A37	2,75	0,91
B04	1,40	0,75	B14	1,40	0,79
B05	2,00	0,78	B15	2,00	0,86
B06	2,75	0,90	B16	2,75	0,90
A28	1,40	0,73	A38	1,40	0,65
A29	2,00	0,82	A39	2,00	0,82
A30	2,75	0,79	A40	2,75	0,86
B07	1,40	0,64	B17	2,00	0,88
B08	2,00	0,87	B18	2,00	0,88
B09	2,75	0,78	A41	2,00	0,86
A31	1,40	0,68	A42	2,00	0,89
A32	2,00	0,88	B19	1,40	0,89
A33	2,75	0,86	B20	2,00	0,86
B10	2,00	0,83	B21	2,75	0,91
A34	2,00	0,80	B22	1,40	0,85
B52	2,25	1,21	B23	2,00	0,87
B53	3,20	1,11	B24	2,75	0,88
B54	4,60	1,14	A43	1,40	0,80
B55	2,25	0,74	A44	2,00	0,86
B56	3,20	0,84	A45	2,75	0,91
B57	4,60	0,87	A46	1,40	0,76
A49	1,40	0,72	A47	2,00	0,80
A50	2,00	0,77	A48	2,75	0,91
A51	2,75	0,73			

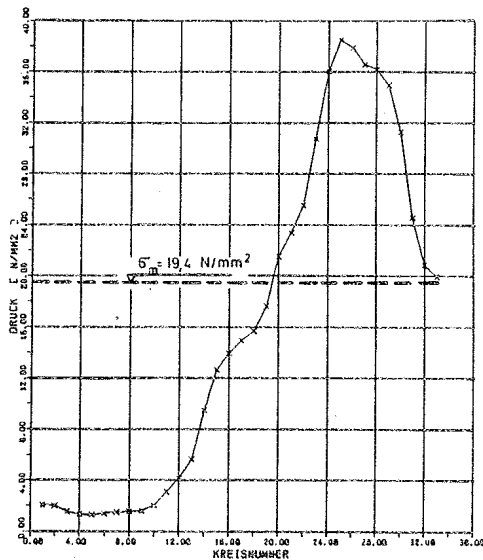
Pressungsverteilungen in verschiedenen Kontaktebenen

(ermittelt mit Hilfe einer sog. Druckmeßfolie durch Grauwertvergleich)

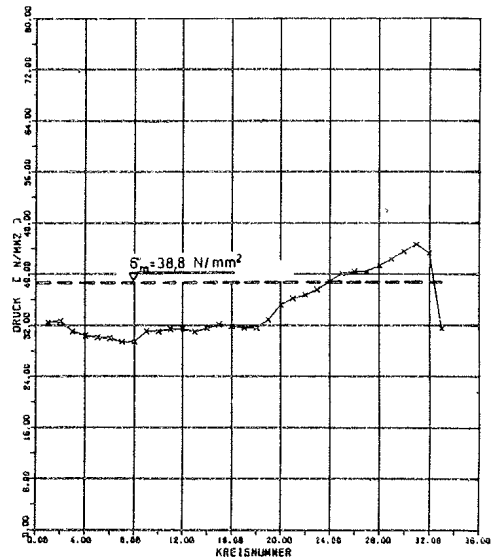
Plastifizierung bei steifer Lasteinleitung

Gebrauchslast:

2-fache Gebrauchslast:



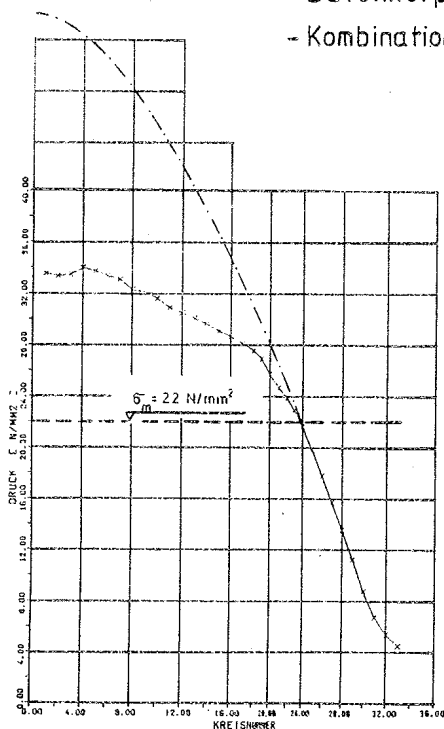
VERSUCH 852  
FV = 2250 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 385 MM



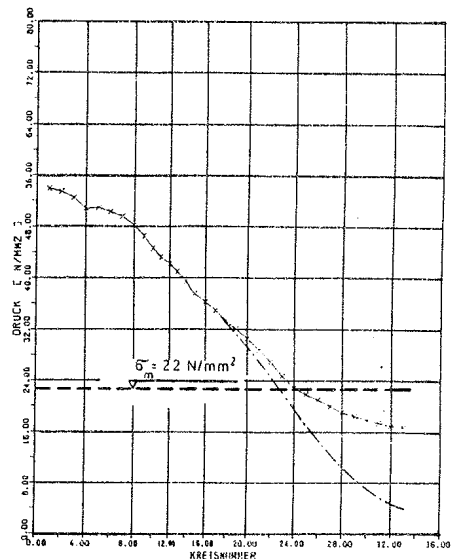
VERSUCH 852  
FV = 4500 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 385 MM

Sohlpressungsverteilung unter einem bewehrten Elastomerlager

- Betonkörper  $\varnothing$  980 mm
- Kombination der Pressung aus 2 verschiedenen Folienempfindlichkeiten



VERSUCH 851  
FV = 2750 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 400 MM



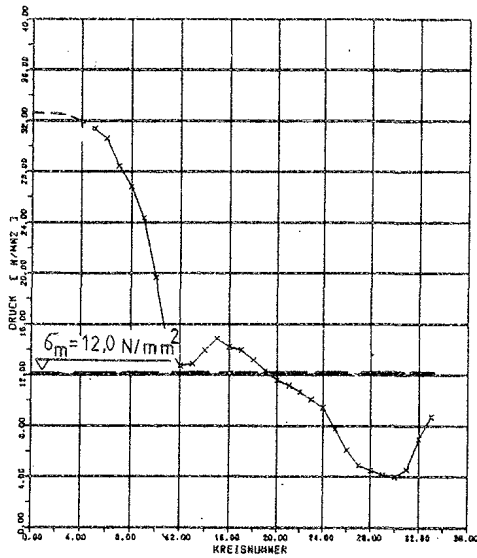
VERSUCH 851  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GRÖSSE 400 MM

Pressungsverteilungen in verschiedenen Kontaktebenen

(ermittelt mit Hilfe einer sog. Druckmeßfolie durch Grauwertvergleich)

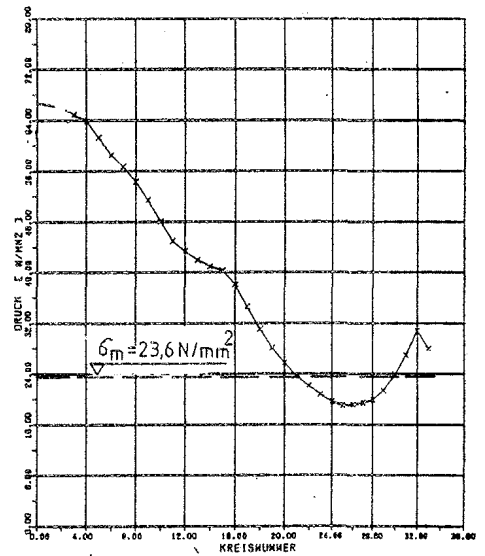
Plastifizierung bei weicher Lasteinleitung

Versuch B07



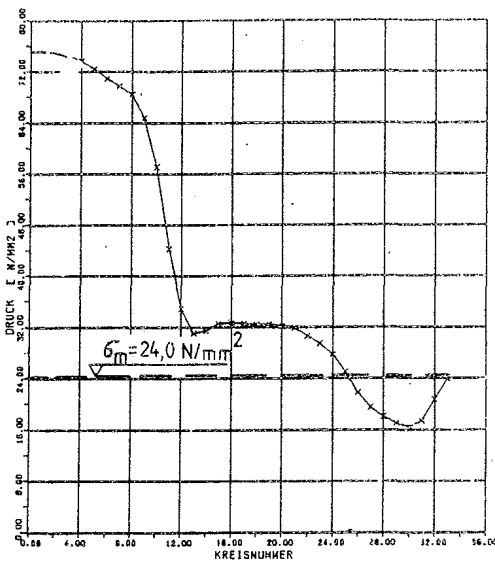
VERSUCH B07  
FV = 1400 KN  
TYP MEDIUM  
GROESSE 385 MM

Versuch B09

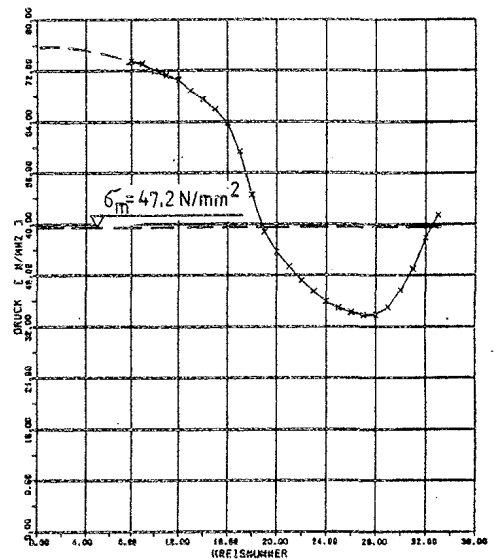


VERSUCH B09  
FV = 2750 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 385 MM

Gebrauchslast



VERSUCH B07  
FV = 2800 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 385 MM



VERSUCH B09  
FV = 5500 KN  
TYP HIGH  
GROESSE 385 MM

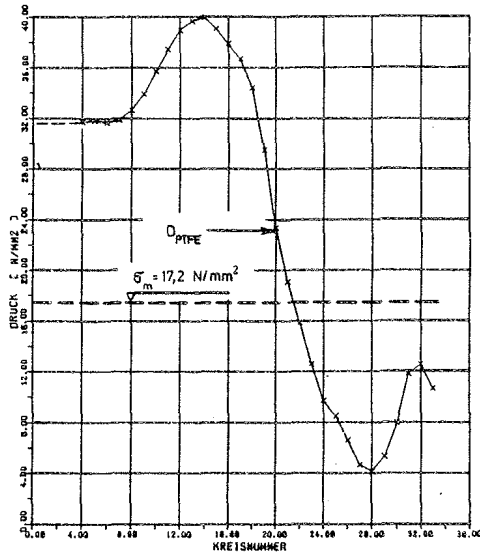
2fache Gebrauchslast

Pressungsverteilungen in verschiedenen Kontaktebenen

(ermittelt mit Hilfe einer sog. Druckmeßfolie durch Grauwertvergleich)

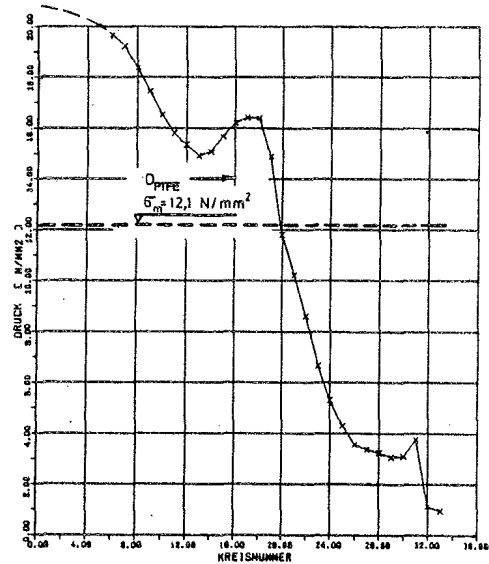
Sohlpressungsverteilung unter Kalottenlagern

Betonkörper  $\varnothing$  680mm



VERSUCH R67  
FV = 2000 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 385 MM  
KREISABSTAND = 5,3 MM  
R1770000.L1F

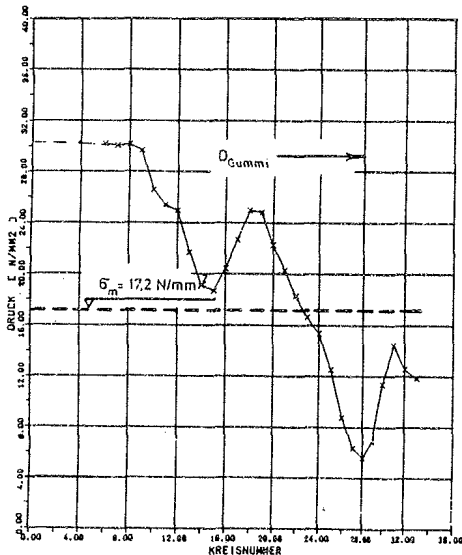
Betonkörper  $\varnothing$  480mm



VERSUCH R46  
FV = 1400 KN  
TYP LOW  
GRÖSSE 385 MM  
KREISABSTAND = 5,3 MM  
R4614000.L1F

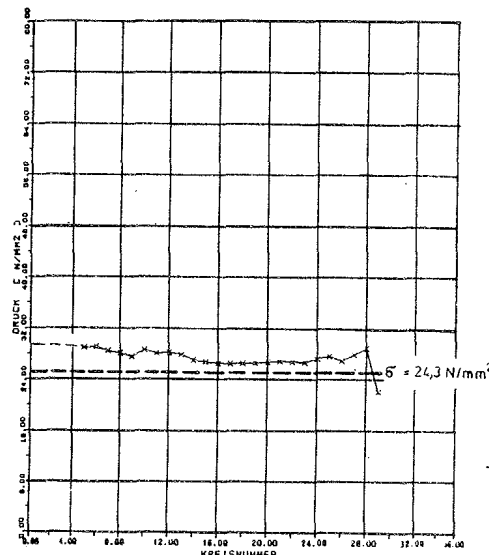
Sohlpressungsverteilung in und unter einem Topflager

Sohlfuge



VERSUCH B20  
FV = 2000 KN  
TYP MEDIUM  
GRÖSSE 385 MM  
KREISABSTAND = 5,3 MM  
B2020000.L1F

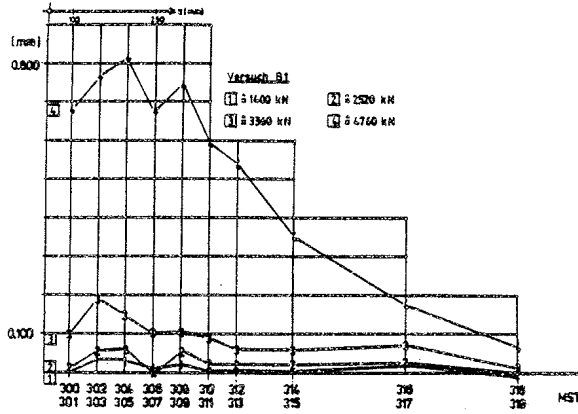
Fuge Gummi - Topfboden



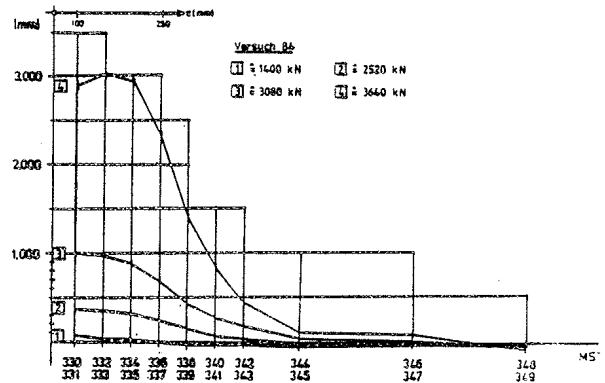
VERSUCH B20  
FV = 2000 KN  
TYP HIGH  
GRÖSSE 324 MM  
KREISABSTAND = 5,3 MM  
B2020000.L1F

Wendelaufweitung  $\Delta r$  [mm] in Abhängigkeit von der Tiefe z beziehungsweise der MST-Nr.

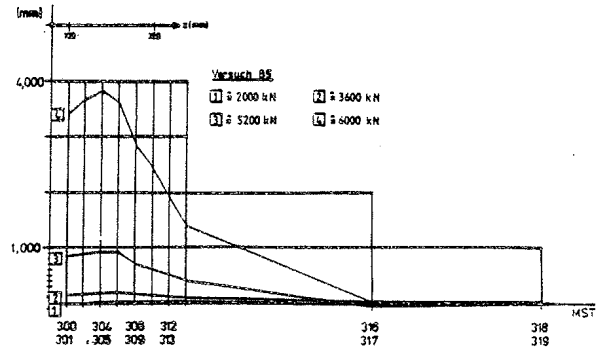
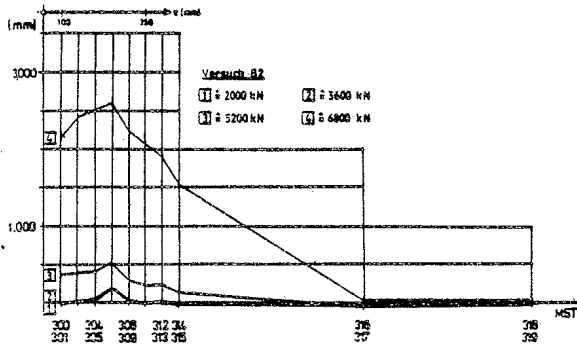
biegesteife Lasteinleitung



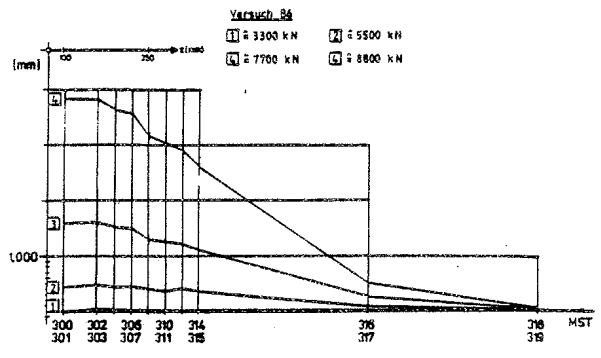
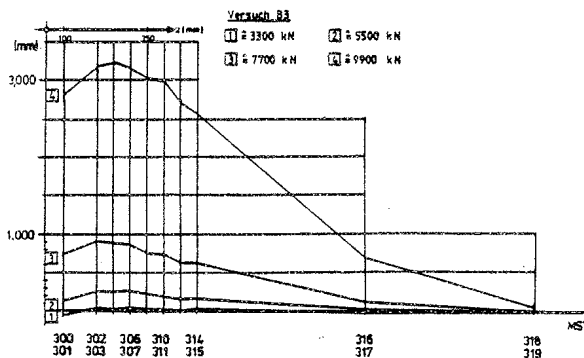
Stahllager St 52



Betonkörper  $\phi$  680 mm



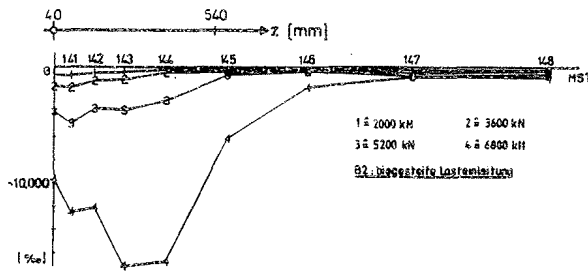
Betonkörper  $\phi$  980 mm



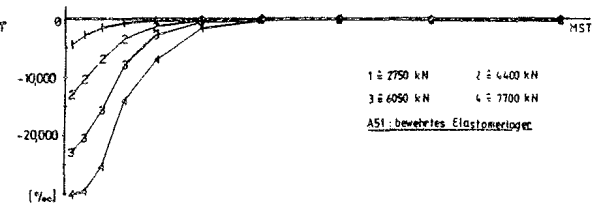
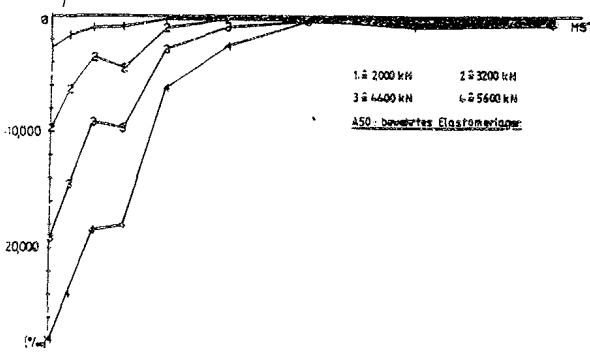
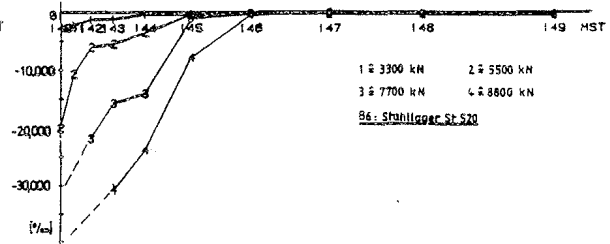
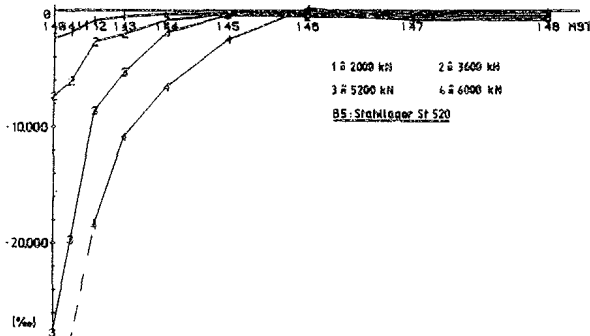
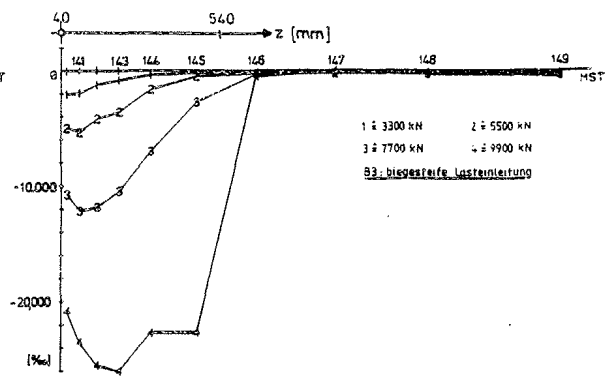


Vertikaldehnungen im Zentrum ( $r=0$  mm) des Betonkörpers in Abhängigkeit von der Tiefe  $z$   
bzw. der MST-Nr.

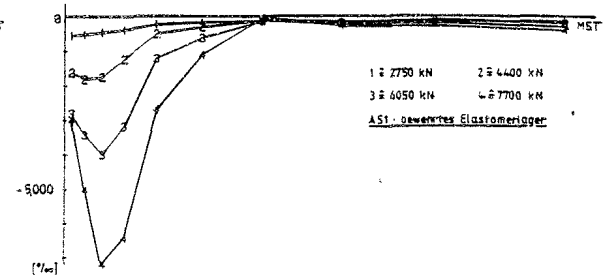
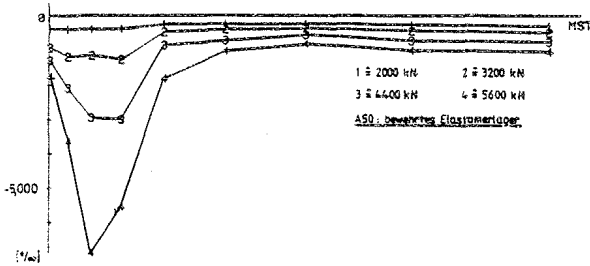
Betonkörper  $\phi 680$  mm



Betonkörper  $\phi 980$  mm



Vertikaldehnungen am Rande ( $r=190$  mm) des Elastomerlagers  $\phi 400$  mm



Horizontale Betondehnungen bei z = 265 mm unterhalb Betonoberfläche in Abhängigkeit vom Radius r bzw. der MST-Nr.

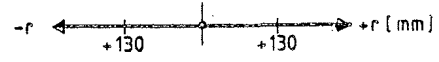
Betonkörper  $\phi$  680 mm



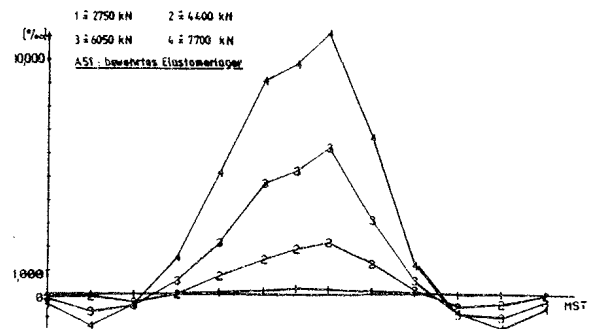
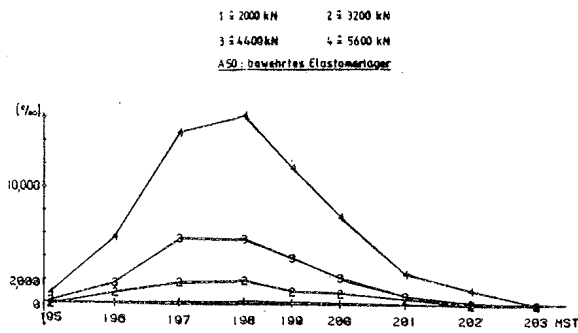
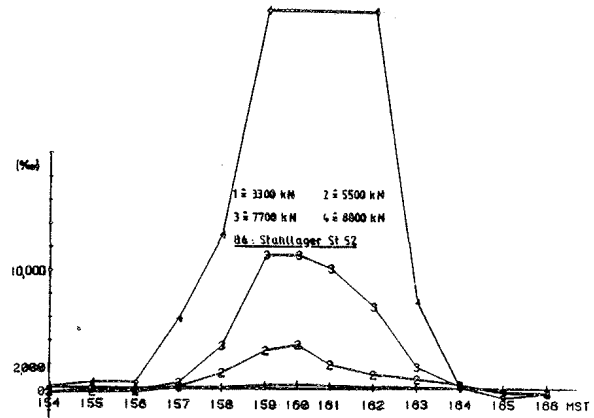
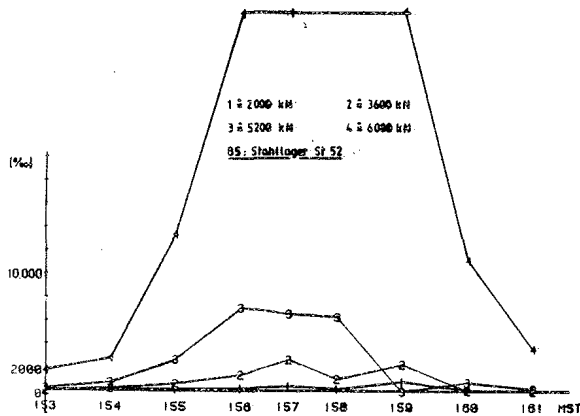
1  $\pm$  2000 kN    2  $\pm$  3600 kN  
3  $\pm$  5200 kN    4  $\pm$  6600 kN  
B2: bewehrte Lastverteilung

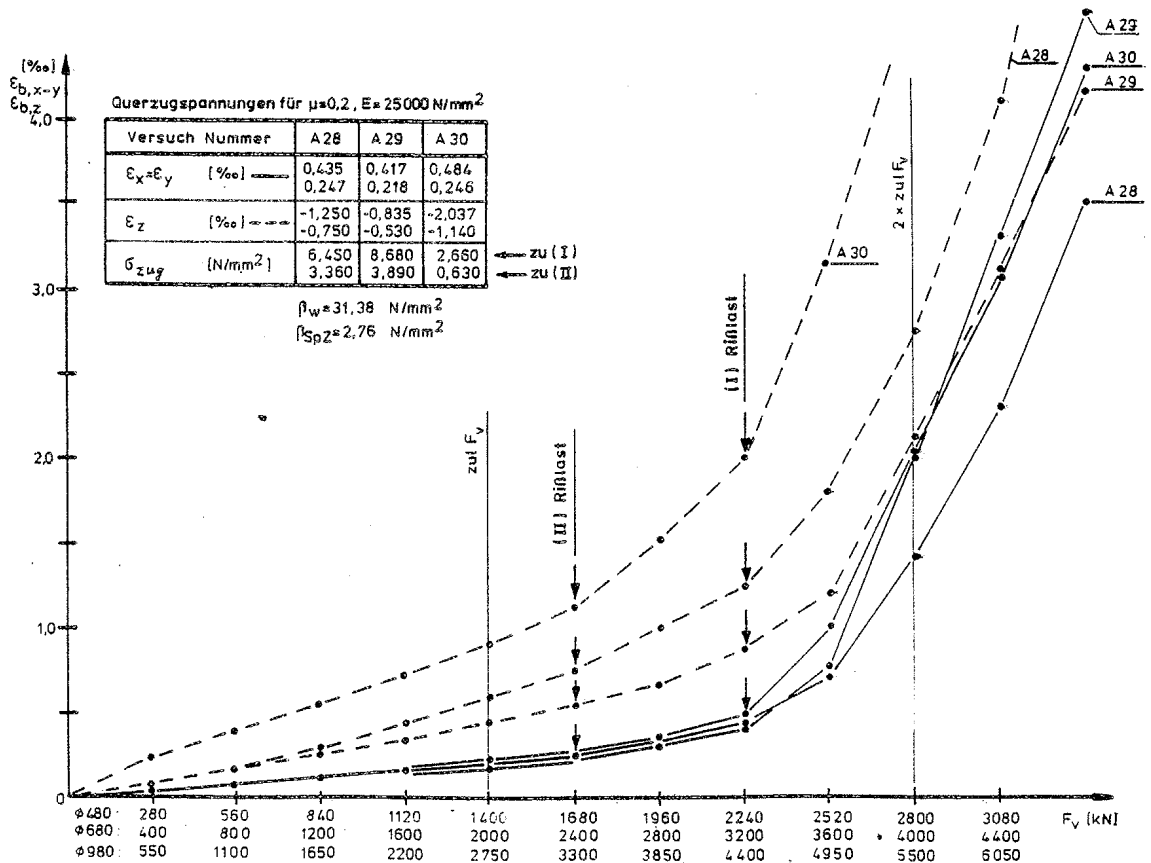
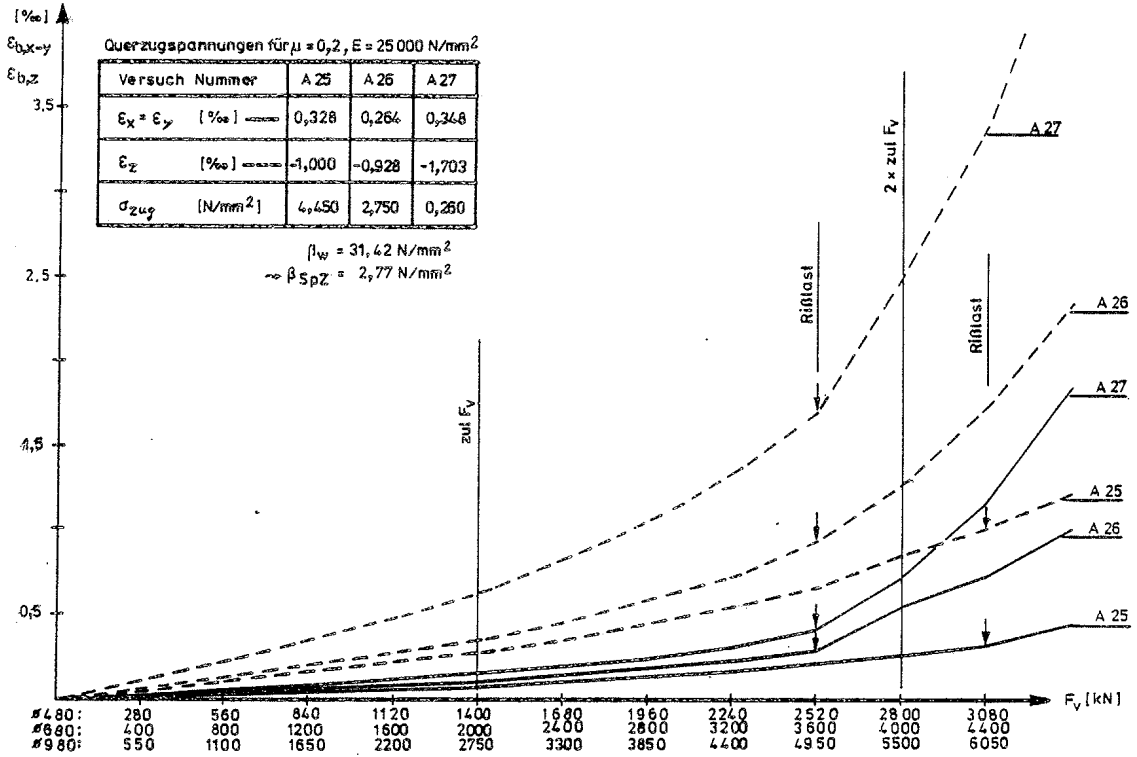


Betonkörper  $\phi$  980 mm



1  $\pm$  3300 kN    2  $\pm$  5500 kN  
3  $\pm$  7700 kN    4  $\pm$  9900 kN  
B3: bewehrte Lastverteilung





Vergleich zwischen den Rißlasten aufgrund der Oberflächenbeobachtung  
und aufgrund der Dehnungsmessung im Betonkörper

Versuch	Rißlast [MN]		Versuch	Rißlast [MN]	
	Oberfläche	DMS		Oberfläche	DMS
B01	2,80	2,52	B11	2,24	1,68
B02	4,00	3,60	B12	3,20	2,80
B03	5,50	4,40	B13	4,95	3,85
A25	3,08	2,52	A35	1,96	1,68
A26	4,00	3,60	A36	3,20	2,80
A27	6,05	4,95	A37	4,95	3,85
B04	2,24	1,96	B14	2,24	1,68
B05	3,60	3,20	B15	4,00	2,80
B06	5,50	3,85	B16	4,95	3,85
A28	2,24	2,24	A38	2,24	2,24
A29	4,00	2,80	A35	3,60	3,20
A30	4,95	3,85	A40	4,95	3,85
B07	2,24	1,68	B17	2,80	2,20
B08	4,00	3,20	B18	2,80	2,20
B09	4,40	3,85	A41	3,20	3,00
A31	2,24	1,68	A42	3,20	3,00
A32	3,60	3,20	B19	1,40	1,40
A33	4,40	3,85	B20	3,20	2,80
B10	3,20	3,20	B21	4,40	4,40
A34	3,60	2,80	B22	2,80	1,98
A46	2,24	1,96	B23	3,60	2,80
A47	3,20	2,80	B24	4,95	4,40
A48	3,85	3,30	A43	1,68	1,68
A49	1,68	1,68	A44	2,40	2,40
A50	2,80	2,40	A45	3,85	3,30
A51	3,85	3,30			
B52	3,60	3,15			
B53	3,84	3,20			
B54	6,44	5,06			
B55	2,25	2,05			
B56	3,84	3,20			
B57	6,44	5,06			

Kolbenvorschub bei einfacher und doppelter Gebrauchslast

- Mittelwert parametergleicher Versuche
- Streuung (qualitativ) aus Anlage 136 ff zu entnehmen

Versuche	Kolbenvorschub $\Delta s$ [mm] bei	
	zul $F_v$	2 x zul $F_v$
B01/A25	0,70	1,69
B02/A26	0,99	2,42
B03/A27	1,08	2,94
B04/A28	1,31	4,08
B05/A29	1,47	4,66
B06/A30	1,55	7,87
B07/A31	1,10	4,75
B08/A32	1,43	4,65
B09/A33	1,48	7,68
B10/A34	1,07	2,59
B11/A35	1,61	3,18
B12/A36	1,50	3,51
B13/A37	1,44	4,49
B14/A38	1,50	3,00
B15/A39	1,72	3,49
B16/A40	1,38	3,57
B17/A41	1,55	3,70
B18/A42	1,14	2,71
B19/B22/A43	0,75	2,14
B20/B23/A44	1,35	3,03
B21/B24/A45	1,39	4,33
A46	2,28	5,63
A47	2,29	8,86
A48	1,98	7,56
A49	2,80	5,96
A50	4,09	8,07
A51	4,98	9,80
B52	1,22	2,88
B53	1,91	3,91
B54	1,82	3,06
B55	2,07	6,99
B56	1,75	7,11
B57	3,65	11,96

Gegenüberstellung verschiedener "Grenzlasten"

- (1) = Stahlfließen im Zentrum der Lagerplatte bei  $F_V = \dots$  [kN]  
 (2) = Wendeldehnung  $\epsilon_W = 2 \text{ }^\circ/\text{oo}$  bei  $F_V = \dots$  [kN]  
 (3) = Wendeldehnung  $\epsilon_W = 2 \text{ }^\circ/\text{oo}$  bei  $F_V = \dots$  [kN]

Versuch-Nr.	(1)	(2)	(3)	Versuch Nr.	(1)	(2)	(3)
B1	-	4500	4900	A38	2500	3400	4200
B2	-	5600	6500	A39	2400	5000	6000
B3	-	7760	9500	A40	4400	7200	9500
A25	-	4500	4850	B17	4000	5650	6700
A26	-	6050	6500	B18	6000	5200	6050
A27	-	8300	9400	A41	2500	4850	6050
B4	1450	2600	3100	A42	4800	5600	6600
B5	2300	4800	5600	B19	3100	2800	3400
B6	2750	6600	8750	B20	3500	4050	5200
A28	1450	3400	4100	B21	3700	6600	8300
A29	2050	5200	6050	B22	3400	3650	4250
A30	2900	7500	8900	B23	3600	4800	5800
B7	1500	2800	3500	B24	3300	7200	8850
B8	2050	4450	5600	A43	3350	3550	4200
B9	2700	6800	8350	A44	3600	5200	6200
A31	1250	2800	3650	A45	3850	7300	9300
A32	1800	4850	5600	A46	1400	2700	3350
A33	2450	6650	8400	A47	2800	3900	5100
B10	4000	5650	6500	A48	2900	6050	8150
A34	4400	5400	6400	A49	-	2700	3350
B11	2400	3350	4200	A50	-	3800	5200
B12	3600	5200	6400	A51	-	6600	8800
B13	4400	7450	8850	B52	-	5400	5700
A35	2050	3350	4000	B53	-	7000	9050
A36	2400	5250	6000	B54	-	9250	10150
A37	5500	7200	9000	B55	2400	4400	5350
B14	2250	3650	4300	B56	3250	7150	8350
B15	2800	5500	6400	B57	3800	10150	12550
B16	3000	7200	8500				



(1)	(2) [kN]	(3) [o/oo]	(4) [kN]	(5) [kN]	(6) [o/oo]	(7) [kN]	(8) [o/oo]	(9) [o/oo]	(10) [o/oo]
B11	1780	0,33	1730	2340	0,27	2280	- 6,91	2,14	- 7,11
B12	2020	0,32	1960	2920	0,88	2840	- 9,34	3,47	- 9,60
B13	2670	0,17	2600	3430	0,38	3340	-12,40	4,43	-12,75
A35	1950	0,38	1980	2350	1,12	2390	- 6,46	3,09	- 6,35
A36	1850	0,20	1890	2800	0,45	2850	- 9,03	3,58	- 8,88
A37	2600	0,32	2650	3410	0,75	3460	-11,30	5,30	-11,10
B14	2060	0,27	1870	2620	0,60	2380	- 5,43	1,33	- 5,98
B15	2660	0,30	2410	3560	0,96	3230	- 6,10	3,02	- 6,72
B16	2440	0,16	2210	3190	0,26	2890	-17,73	4,35	-19,54
A38	1330	0,33	1220	2190	1,10	2010	- 5,89	+3,34	- 6,42
A39	2520	0,42	2310	3400	1,23	3120	- 6,60	+3,98	- 7,19
A40	2860	0,27	2620	4000	0,69	3670	- 7,41	+3,52	- 8,08
B17	2600	0,28	2380	3300	0,55	3020	- 7,20	2,75	- 7,86
B18	2200	0,22	2180	3300	0,55	3280	- 6,65	3,41	- 6,68
A41	1500	0,20	1490	2600	0,55	2580	- 7,67	3,78	- 7,74
A42	2400	0,30	2270	3400	0,95	3210	- 5,69	2,62	- 6,02
B19	1970	0,81	2190	2370	1,77	2640	- 9,15	4,42	- 2,12
B20	2020	0,34	2250	2630	0,72	2930	-15,51	5,00	-13,94
B21	2010	0,17	2240	2630	0,27	2930	-25,95	6,43	-23,32
B22	2450	0,37	2270	2820	0,95	2610	- 4,25	1,30	- 4,59
B23	2320	0,17	2150	3000	0,47	2780	-12,13	3,70	-13,11
B24	2380	0,20	2200	2790	0,29	2580	-24,78	6,99	-26,78
A43	2500	0,66	2550	3110	1,66	3170	- 3,80	1,89	- 3,72
A44	2440	0,27	2490	3250	0,53	3320	- 8,89	3,60	- 8,71
A45	2550	0,24	2600	3250	0,37	3320	-17,32	5,00	-16,97
A46	1600	0,33	15,40	2040	0,91	1960	-11,79	7,43	-12,26
A47	2290	0,42	2200	2800	0,98	2690	-20,17	7,40	-20,98
A48	2150	0,23	2070	2720	0,37	2620	-22,43	8,09	-23,33
A49	1730	0,34	1870	2110	0,90	2280	-11,77	4,98	-10,88
A50	1710	0,20	1850	2140	0,40	2320	-19,07	5,73	-17,63
A51	1900	0,15	2060	2480	0,22	2680	-22,96	6,30	-21,22
B52	2990	0,29	2870	3790	0,68	3640	- 4,15	0,90	- 4,33
B53*	650	0,08	620	1370	0,18	1310	- 7,40	3,51	- 7,71
B54	4830	0,47	4630	6170	0,87	5920	-11,04	5,46	-11,51
B55	2050	0,37	1860	3140	1,14	2850	- 6,99	2,95	- 7,69
B56*	2280	0,25	2070	3990	0,76	3630	-10,63	3,29	-11,69
B57	2910	0,21	2650	4330	0,32	3940	-21,69	5,01	-23,86

\* Versuch ohne Mörtelfuge



Vorhandene Sicherheitsabstände/-bereiche bei den Versuchen gegenüber

- Wendelversagen  $\gamma_W$  ( $\epsilon_W = 5 \text{ ‰}$ )
- Fließen der Stahlteile der Lager  $\gamma_{St}$
- Systembruchlast  $\gamma_B$

Lagertyp	Betongüte	(1): $\gamma_W \stackrel{!}{\geq} 1,75$		(2): $\gamma_{St} \stackrel{!}{\geq} 1,25$		(3): $\gamma_B \stackrel{!}{\geq} 2,10$	
		$a \leq \gamma_W \leq b$		$c \leq \gamma_{St} \leq d$		$e \leq \gamma_B \leq f$	
		a	b	c	d	e	f
(steif)	B 25	2,64	3,09	-	-	2,65	3,07
St 52/Ck 45	B 25	1,89	2,62	0,97	1,17	2,23	2,66
St 37/Ck 45	B 25	1,98	2,39	0,87	1,09	2,08	2,52
St 52/PTFE	B 25	2,45	2,70	1,23	1,95	2,63	2,81
St 37/PTFE	B 25	2,27	2,57	1,06	1,63	2,36	2,56
Topflager*)	B 25	2,28	2,80	1,17	2,46	2,37	2,90
Topflager**)	B 25	-	-	1,90	1,95	-	-
Kalottenlager	B 25	1,94	2,31	1,01	1,43	2,10	2,35
bew.El.-Lager*)	B 25	2,11	2,51	-	-	2,29	2,80
steif	B 35	2,30	2,96	-	-	2,71	3,10
St 52/Ck 45	B 35	2,35	2,70	0,83	1,07	2,37	2,76

\*) ohne Berücksichtigung von  $zul F_V$  nach Zulassung

\*\*\*) mit Berücksichtigung von  $zul F_V$  nach Zulassung

$$(1) \hat{=} \{Sp. (3) \text{ aus Anl. 81}\} / \{K_0 \cdot A_{LP} \cdot Sp (3) \text{ aus Anl. 85:88}\}$$

$$K_0 = \frac{0,8}{2,1} \cdot \sqrt{A_B/A_{LP}} \text{ bei B 25; } K_0 = \frac{0,75}{2,1} \cdot \sqrt{A_B/A_{LP}} \text{ bei B 35}$$

$$(2) \hat{=} \{Sp. (1) \text{ aus Anl. 81}\} / zul F_V$$

$$zul.F_V = K_0 \cdot \beta_{WN} \cdot A_{LP}; \beta_{WN} \hat{=} \text{angestrebte Nennfestigkeit}$$

$$(3) \hat{=} 2,1 \cdot \{Sp. (5) / Sp. (3)\} \text{ aus Anl. 85:88}$$

Erläuterungen zu den Anlagen 85 bis 95

1. Wendelbewehrungsprozentsätze  $\mu_{0,SpZ}$  und Längsbewehrungsprozentsätze  $\mu_{0,L}$

	B 25	B 35
- Betonkörper $\varnothing$ 480 mm :	$\mu_{0,SpZ} = 0,42 \%$	0,65 %
	$\mu_{0,L} = 0,56 \%$	0,56 %
- Betonkörper $\varnothing$ 680 mm :	$\mu_{0,SpZ} = 0,46 \%$	0,91 %
	$\mu_{0,L} = 0,40 \%$	0,40 %
- Betonkörper $\varnothing$ 980 mm :	$\mu_{0,SpZ} = 0,47 \%$	0,82 %
	$\mu_{0,L} = 0,27 \%$	0,27 %

2. Betonfestigkeit  $\beta_w$  nach Sp. (3) und Zylinderfestigkeit  $\beta_c$ :

- $\beta_w^* \hat{=}$  Mittelwert aus  $\beta_{w25}$ ,  $\beta_{w27}$ ,  $\beta_{w28}$  und  $\beta_{w29}$  (soweit vorhanden)
- $\beta_p = 0,85 \beta_w$

3. Zulässige Teilflächenpressung zul  $\sigma_{1,u}$  entspr. Gl. (9), DIN 1045  
(keine Berücksichtigung des Vorhaltemaßes):

- zul  $\sigma_{1,u}^{**} = 0,85 \cdot 0,94 \cdot \beta_w \cdot \sqrt{A/A_1} = 0,8 \cdot \beta_w \cdot \sqrt{A/A_1}$  bei B 25  
(d.h. Berücksichtigung des Dauerstandeinflusses mit 6 %)
- zul  $\sigma_{1,u} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot \beta_w \cdot \sqrt{A/A_1} = 0,75 \cdot \beta_w \cdot \sqrt{A/A_1}$  bei B 35  
(d.h. Berücksichtigung des Dauerstandeinflusses mit 12 %)

4. Korrektur der erreichten Bruchlasten nach folgender Vorschrift:

- Bruch nach der 1. Messung und später nach Sp.(9):  
→  $F_u = F_u$  nach Sp.(5)
- Bruch während 1. Messung:  
Letzte voll überstandene Laststufe plus 2/3 der Laststeigerung  
→  $F_u = F_{u-1} + 2/3 \cdot \Delta F_v$
- Bruch beim Hochfahren der Last:  
→  $F_u = F_{u-1} + 1/3 \cdot \Delta F_v$

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)

Stahllager (B4 ÷ B10, A28 ÷ A34)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$zul\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$F_u$ [kN]	$vorho_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{steif}^{A,B}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B 4	29,6	29,5	3640	31,3	1,06	0,74	nach 1. Messung
B 5		41,8	6000	51,5	1,23	0,86	nach 1. Messung
B 6		60,3	8900	76,5	1,27	0,87	nach 1. Messung
B 7	30,9	30,9	3820	32,8	1,06	0,74	beim Hochfahren
B 8		43,7	5800	49,8	1,14	0,79	beim Hochfahren
B 9		63,0	8800	75,6	1,20	0,82	währ.1. Messung
B10	33,6	47,5	6800	58,4	1,23	0,85	währ.1. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6800	58,4	1,32	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A28	31,4	31,3	4420	38,0	1,21	0,88	beim Hochfahren
A29		44,3	6350	54,6	1,23	0,93	beim Hochfahren
A30		63,9	9300	80,3	1,26	1,00	währ.1. Messung
A31	33,3	33,2	3830	32,9	0,99	0,72	beim Hochfahren
A32		47,0	6000	51,5	1,10	0,83	vor 1. Messung
A33		67,8	8800	75,6	1,12	0,88	währ.2. Messung
A34	31,8	44,9	6800	58,4	1,30	0,90	währ.1. Messung

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)

Gleitlager (B11 ÷ B18, A35 ÷ A42)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$F_u$ [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{A,B}^{steif}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B11	30,9	30,8	4480	38,5	1,25	0,88	nach 1. Messung
B12		43,7	6400	55,0	1,26	0,88	nach 1. Messung
B13		62,9	9250	79,5	1,26	0,87	beim Hochfahren
B14	33,1	33,0	4680	40,2	1,22	0,85	beim Hochfahren
B15		46,8	6400	55,0	1,18	0,82	währ.2. Messung
B16		67,4	8800	75,6	1,22	0,77	währ.1. Messung
B17	32,5	45,9	6800	58,4	1,27	0,88	nach 1. Messung
B18	30,1	42,5	6800	58,4	1,37	0,95	nach 1. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6800	58,4	1,32	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A35	29,5	29,4	4480	38,5	1,31	0,86	nach.1. Messung
A36		41,7	6400	55,0	1,32	1,00	währ.1. Messung
A37		60,1	9350	80,3	1,34	1,06	nach 1. Messung
A38	32,7	32,6	4480	38,5	1,18	0,95	währ.1. Messung
A39		46,2	6400	55,0	1,19	0,90	nach 1. Messung
A40		66,6	9350	80,3	1,21	0,96	währ.1. Messung
A41	30,3	42,8	6250	53,7	1,25	0,95	beim Hochfahren
A42	31,9	45,1	6800	58,4	1,30	0,98	nach 1. Messung

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)

Topflager (B19 ÷ B24, A43 ÷ A45)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ] (2)	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ] (3)	$F_u$ [kN] (4)	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ] (5)	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$ (6)	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{A,B}^{steif}}$ (7)	Bruchzeit- punkt (8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B19	27,0	26,9	3640	31,3	1,16	0,81	nach 2. Messung
B20		38,1	5450	46,8	1,23	0,85	beim Hochfahren
B21		54,9	8800	75,6	1,38	0,95	währ.1. Messung
B22	32,4	32,3	4450	38,2	1,18	0,83	beim Hochfahren
B23		45,9	6000	51,5	1,13	0,78	vor 2. Messung
B24		66,0	8800	75,6	1,15	0,79	währ.2. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6800	58,4	1,32	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A43	29,4	29,3	4480	38,5	1,31	0,95	nach 1. Messung
A44		41,5	6400	55,0	1,32	1,00	nach 1. Messung
A45		59,9	9350	80,3	1,34	1,06	nach 1. Messung

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten

Steife Lasteinleitung (A25 - A27) / Kalottenlager (A46 - A48) /

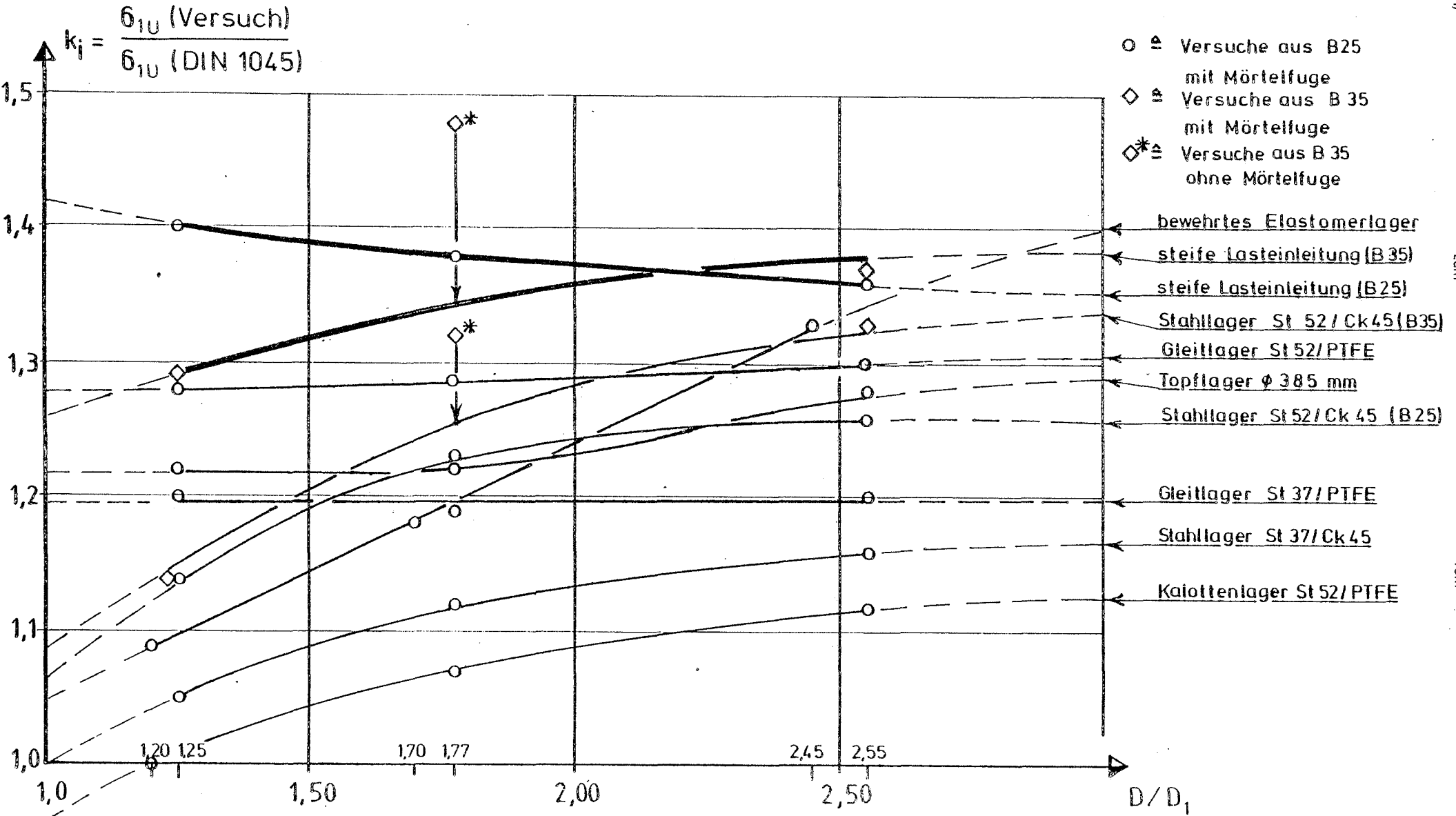
bewehrte Elastomerlager (A49 - A51)

Steife Lasteinleitung (B52 - B54) / Stahllager (B55 - B57)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	F <sub>u</sub> [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{\text{steif}}^{A,B}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6800	58,4	1,32	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A46	31,2	31,1	3640	31,3	1,01	0,73	währ.1. Messung
A47		44,1	5500	47,2	1,07	0,81	beim Hochfahren
A48		63,5	8250	70,9	1,12	0,89	währ.2. Messung
A49	27,7	26,6	3640	29,0	1,09	0,78	währ.2. Messung
A50		37,7	5600	44,6	1,18	0,89	nach 1. Messung
A51		54,3	9100	72,4	1,33	1,04	beim Hochfahren
B52	41,7	39,0	5850	50,3	1,29	1,00	währ.1. Messung
B53		55,2	9500	81,6	1,48	1,00	beim Hochfahren
B54		79,6	12760	109,6	1,38	1,00	beim Hochfahren
B55	44,0	41,1	5400	46,4	1,13	0,87	nach 2. Messung
B56		58,3	8850	76,0	1,30	0,88	beim Hochfahren
B57		84,0	12880	110,6	1,32	0,95	währ.1. Messung

# LAGER-BRUCHVERSUCHE

- Einfluß der Biegesteifigkeit des Lagers -



Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten  
und des Bruchzeitpunkts

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)

Stahlager (B4 ÷ B10, A28 ÷ A34)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_u$ [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{A,B}^{steif}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B 4	29,6	29,5	3640	31,3	1,06	0,74	nach 1. Messung
B 5		41,8	6000	51,5	1,23	0,86	nach 1. Messung
B 6		60,3	8900	76,5	1,27	0,87	nach 1. Messung
B 7	30,9	30,9	3635	31,22	1,01	0,71	beim Hochfahren
B 8		43,7	5665	48,7	1,11	0,77	beim Hochfahren
B 9		63,0	8615	74,0	1,17	0,80	währ.1. Messung
B10	33,6	47,5	6665	57,3	1,21	0,84	währ.1. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6665	57,3	1,29	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A28	31,4	31,3	4275	36,7	1,17	0,85	beim Hochfahren
A29		44,3	6115	52,5	1,19	0,92	beim Hochfahren
A30		63,9	9115	78,3	1,23	0,97	währ.1. Messung
A31	33,3	33,2	3640	31,3	0,94	0,68	beim Hochfahren
A32		47,0	5730	49,2	1,05	0,81	vor 1. Messung
A33		67,8	8800	75,6	1,12	0,88	währ.2. Messung
A34	31,8	44,9	6665	57,3	1,28	0,99	währ.1. Messung



Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten  
und des Bruchzeitpunkts

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)  
Stahllager (B4 ÷ B10, A28 ÷ A34)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$\bar{F}_u$ [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{steif}^{A,B}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B11	30,9	30,8	4480	38,5	1,25	0,88	nach 1. Messung
B12		43,7	6400	55,0	1,26	0,88	nach 1. Messung
B13		62,9	8950	76,9	1,22	0,84	beim Hochfahren
B14	33,1	33,0	4545	39,0	1,18	0,83	beim Hochfahren
B15		46,8	6400	55,0	1,18	0,82	währ.2. Messung
B16		67,4	8615	74,0	1,10	0,75	währ.1. Messung
B17	32,5	45,9	6800	58,4	1,27	0,88	nach 1. Messung
B18	30,1	42,5	6800	58,4	1,37	0,95	nach 1. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6665	57,3	1,29	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A35	29,5	29,4	4385	37,7	1,28	0,93	währ.1. Messung
A36		41,7	6265	53,8	1,29	1,00	währ.1. Messung
A37		60,1	9350	80,3	1,34	1,06	nach 1. Messung
A38	32,7	32,6	4480	38,5	1,18	0,86	währ.1. Messung
A39		46,2	6400	55,0	1,19	0,90	nach 1. Messung
A40		66,6	9165	78,7	1,18	0,94	währ.1. Messung
A41	30,3	42,8	6085	52,3	1,22	0,95	beim Hochfahren
A42	31,9	45,1	6800	58,4	1,30	0,98	nach 1. Messung

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten  
und des Bruchzeitpunkts

Ebene Lasteinleitung (B1 ÷ B3, A25 ÷ A27)

Stahllager (B4 ÷ B10, A28 ÷ A34)

Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{Fu}$ [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_\emptyset = \frac{k_i}{k_{A,B}^{steif}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
B 1	28,7	28,6	4760	40,9	1,43	1,00	nach 1. Messung
B 2		40,6	6800	58,4	1,44	1,00	nach 2. Messung
B 3		58,4	9900	85,0	1,46	1,00	nach 2. Messung
B19	27,0	26,9	3640	31,3	1,16	0,81	nach 2. Messung
B20		38,1	5285	45,4	1,19	0,83	beim Hochfahren
B21		54,9	8615	74,0	1,35	0,92	währ.1. Messung
B22	32,4	32,3	4285	36,8	1,14	0,80	beim Hochfahren
B23		45,9	6000	51,5	1,13	0,78	vor 2. Messung
B24		66,0	8800	75,6	1,15	0,79	währ.2. Messung
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6665	57,3	1,29	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A43	29,4	29,3	4480	38,5	1,31	0,95	nach 1. Messung
A44		41,5	6400	55,0	1,32	1,00	nach 1. Messung
A45		59,9	9350	80,3	1,34	1,06	nach 1. Messung

Versuchsauswertung mit Berücksichtigung der erreichten Festigkeiten

Steife Lasteinleitung (A25 - A27) / Kalottenlager (A46 - A48) /  
bewehrte Elastomerlager (A49 - A51)

Steife Lasteinleitung (B52 - B54) / Stahllager (B55 - B57)

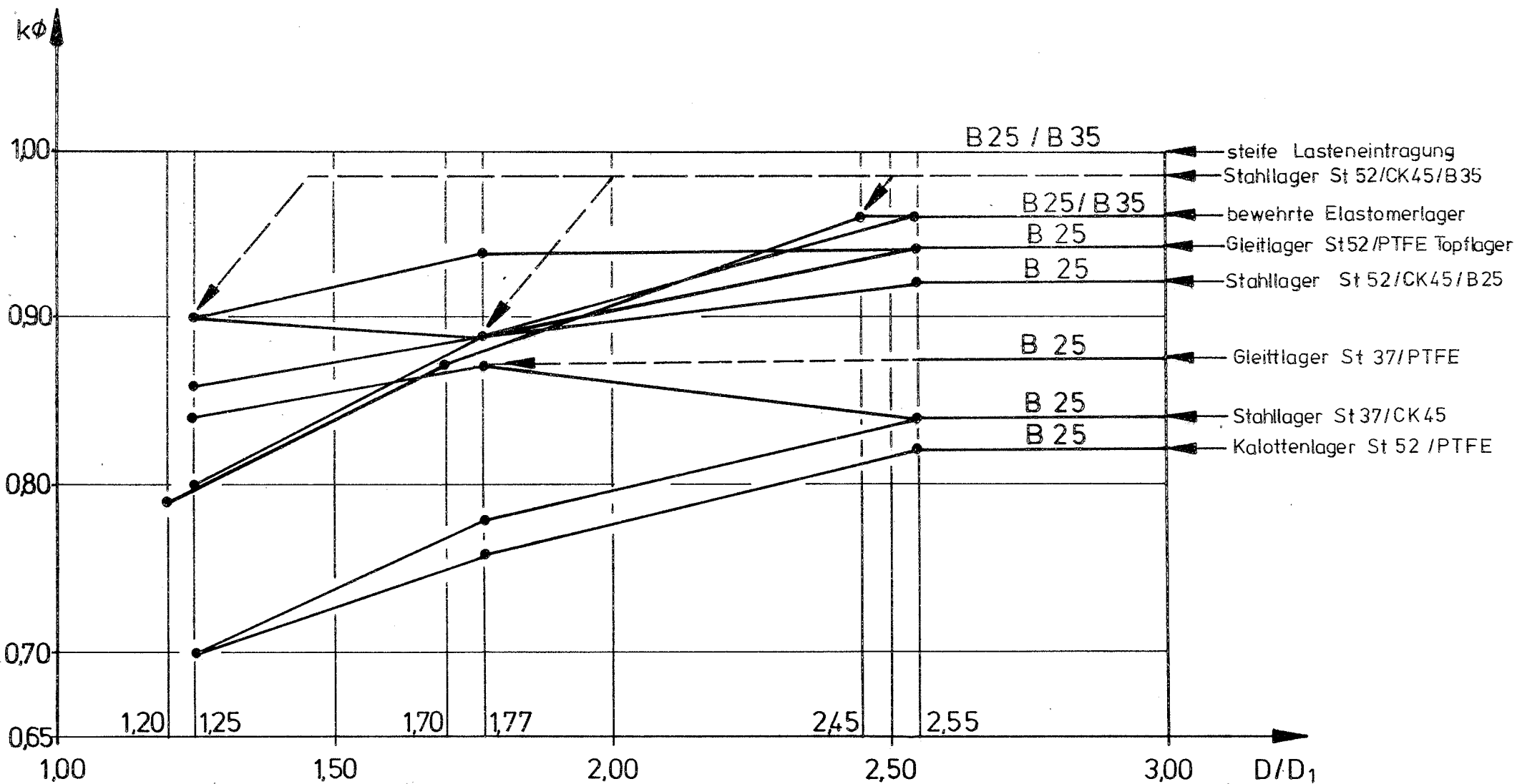
Vers.- Nr.	$\beta_w^*$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zul $\sigma_{1,u}^{**}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	F <sub>u</sub> [kN]	vorh $\sigma_{1,u}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k_i = \frac{(5)}{(3)}$	$k_{\emptyset} = \frac{k_i}{k_{A,B}^{steif}}$	Bruchzeit- punkt
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
A25	31,4	31,3	5040	43,3	1,38	1,00	nach 1. Messung
A26		44,4	6665	57,3	1,29	1,00	währ.1. Messung
A27		64,0	9400	80,8	1,26	1,00	nach 2. Messung
A46	31,2	31,1	3545	30,3	0,98	0,71	währ.1. Messung
A47		44,1	5300	45,5	1,03	0,80	beim Hochfahren
A48		63,5	8250	70,9	1,12	0,89	währ.2. Messung
A49	27,7	26,6	3640	29,0	1,09	0,78	währ.2. Messung
A50		37,7	5600	44,6	1,18	0,89	nach 1. Messung
A51		54,3	8900	70,8	1,30	1,02	beim Hochfahren
B52	41,7	39,0	5700	49,0	1,26	1,00	währ.1. Messung
B53		55,2	9140	78,5	1,42	1,00	beim Hochfahren
B54		79,6	12575	108,0	1,36	1,00	beim Hochfahren
B55	44,0	41,1	5400	46,4	1,13	0,87	nach 2. Messung
B56		58,3	8495	73,0	1,25	0,88	beim Hochfahren
B57		84,0	12575	108,0	1,29	0,95	währ.1. Messung

Tabellarische Zusammenstellung der Mittelwerte  
der Versuchsergebnisse aus parametergleichen Versuchen

- Mittelwerte aus den Anlagen 90 bis 93
- mit Korrektur der Bruchlasten aufgrund des Bruchzeitpunktes

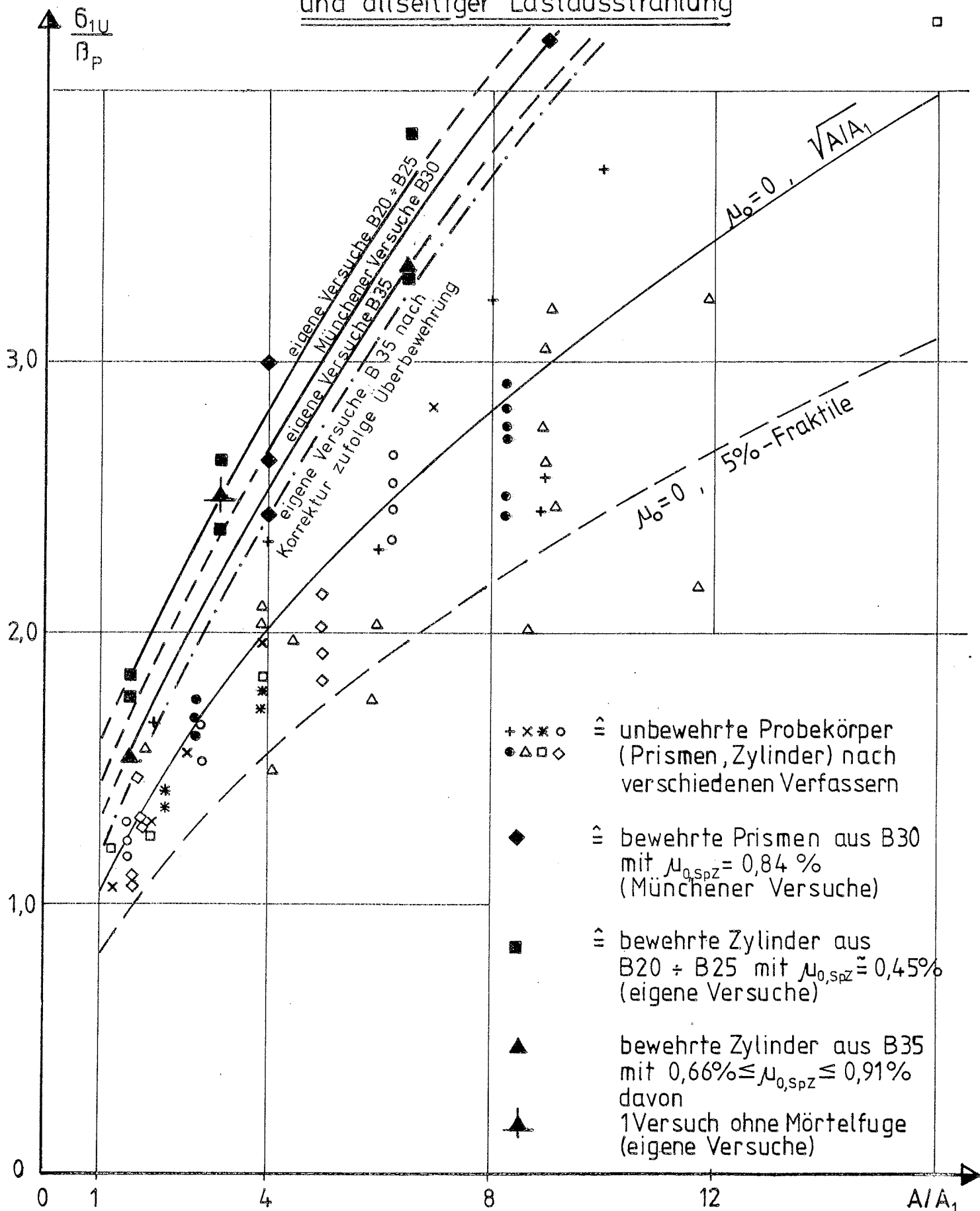
A/A <sub>1</sub>	Lager- typ	$\beta_{w28}$	zul $\sigma_{1,u}$	$F_u$	vorh $\sigma_{1,u}$	$k_i = \frac{(6)}{(4)}$	$k_{\emptyset} = \frac{(7)}{k_{\text{steif}}}$
(1)	(2)	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	kN]	[MN/m <sup>2</sup> ]	(7)	(8)
1,55 3,12 6,48	steife Lastein- leitung	30,06	29,98 42,47 61,21	4900 6730 9650	42,09 57,81 82,89	1,40 1,36 1,36	1,00 1,00 1,00
1,55 3,12 6,48	Stahl St52/ Ck45	30,49	30,41 43,08 62,09	3960 6060 9040	34,02 52,05 77,65	1,12 1,21 1,25	0,60 0,89 0,92
1,55 3,12 6,48	Stahl St37/ Ck45	32,12	32,03 45,38 65,40	3640 5700 8710	31,27 48,96 74,82	0,98 1,08 1,14	0,70 0,79 0,84
3,12	St52/ CK45	33,75	47,68	6670	57,29	1,20	0,88
1,55 3,12 6,48	Stahl St52/ PTFE	30,18	30,10 42,64 61,45	4430 6330 9150	38,05 54,37 78,60	1,26 1,28 1,28	0,90 0,94 0,94
1,55 3,12 6,48	Stahl St37/ PTFE	32,99	32,80 46,47 66,96	4510 6400 8890	38,74 54,98 76,36	1,18 1,18 1,14	0,84 0,87 0,84
3,12 3,12	St52/ PTFE	31,52 30,94	44,54 43,72	6440 6800	55,32 58,41	1,24 1,34	0,91 0,98
1,55 3,12 6,48	Topf- lager ∅ 385 mm	29,57	29,49 41,78 60,22	4140 5900 8920	35,56 50,68 76,62	1,21 1,21 1,27	0,86 0,89 0,94
1,55 3,12 6,48	Kalotten- lager ∅ 385 mm	31,21	31,13 44,10 63,55	3550 5300 8250	30,49 45,53 70,87	0,98 1,03 1,12	0,70 0,76 0,82
1,44 2,89 6,00	bew. El.- Lager ∅ 400 mm	27,73	26,26 37,71 54,45	3640 5600 8900	28,97 44,56 70,82	1,10 1,18 1,30	0,79 0,87 0,96
1,55 3,12 6,48	steife Lastein- leitung	41,60	38,90 55,11 79,42	5700 9140 12580	48,96 78,51 108,06	1,26 1,42 1,36	1,00 1,00 1,00
1,55 3,12 6,48	Stahl St52/ Ck45	43,50	40,68 57,62 83,02	5400 8500 12580	46,39 73,01 108,06	1,14 1,27 1,30	0,90 0,89 0,96

Bruchlastvergleich der biegeweichen zur biegesteifen  
Lasteintragung [ Sp.(8) der Anlage 83 ]



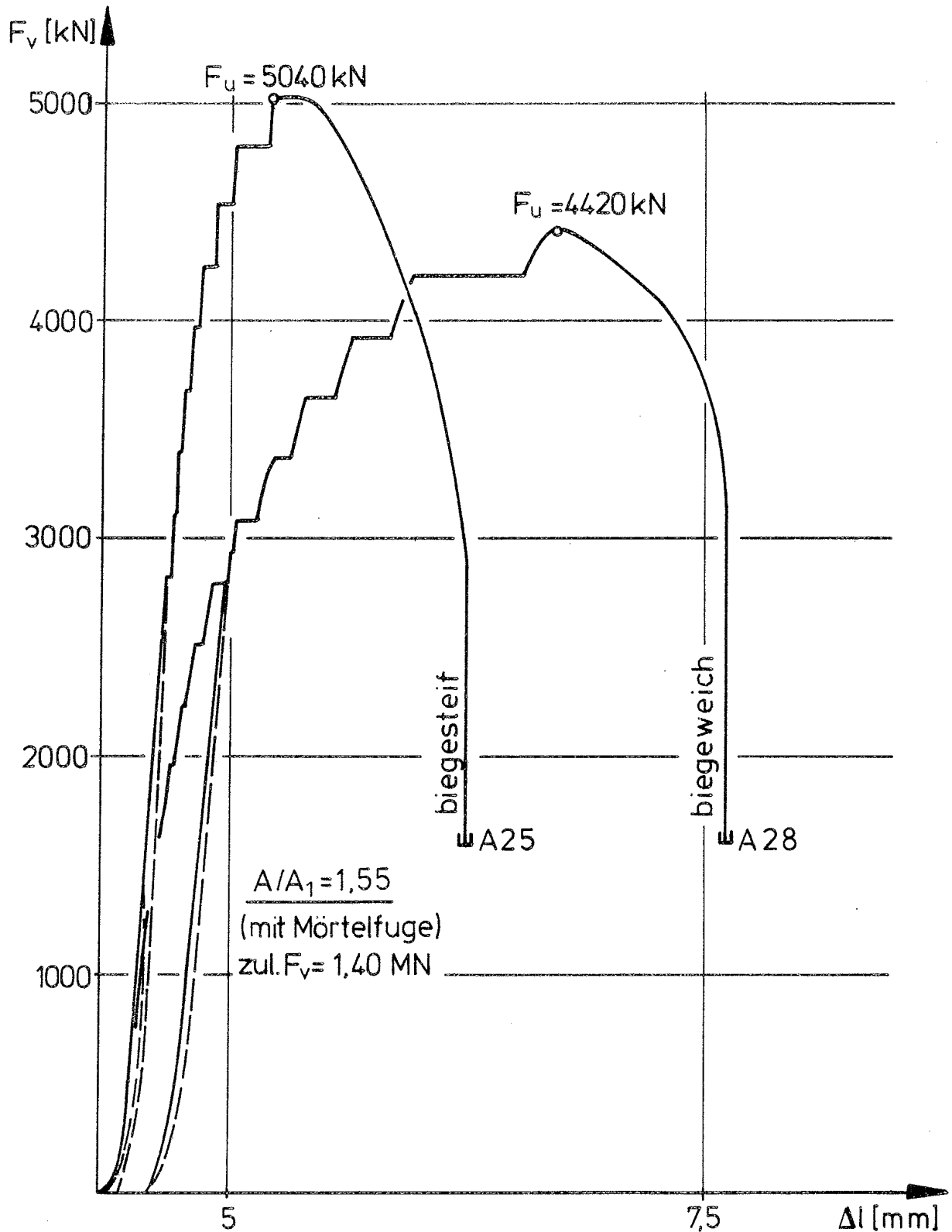
Bezogene Bruchpressungen  $\sigma_{1U}/\beta_P$  von bewehrten und unbewehrten, teilbelasteten Probekörpern bei biegesteifer (starrer) Lasteintragung

und allseitiger Lastausstrahlung



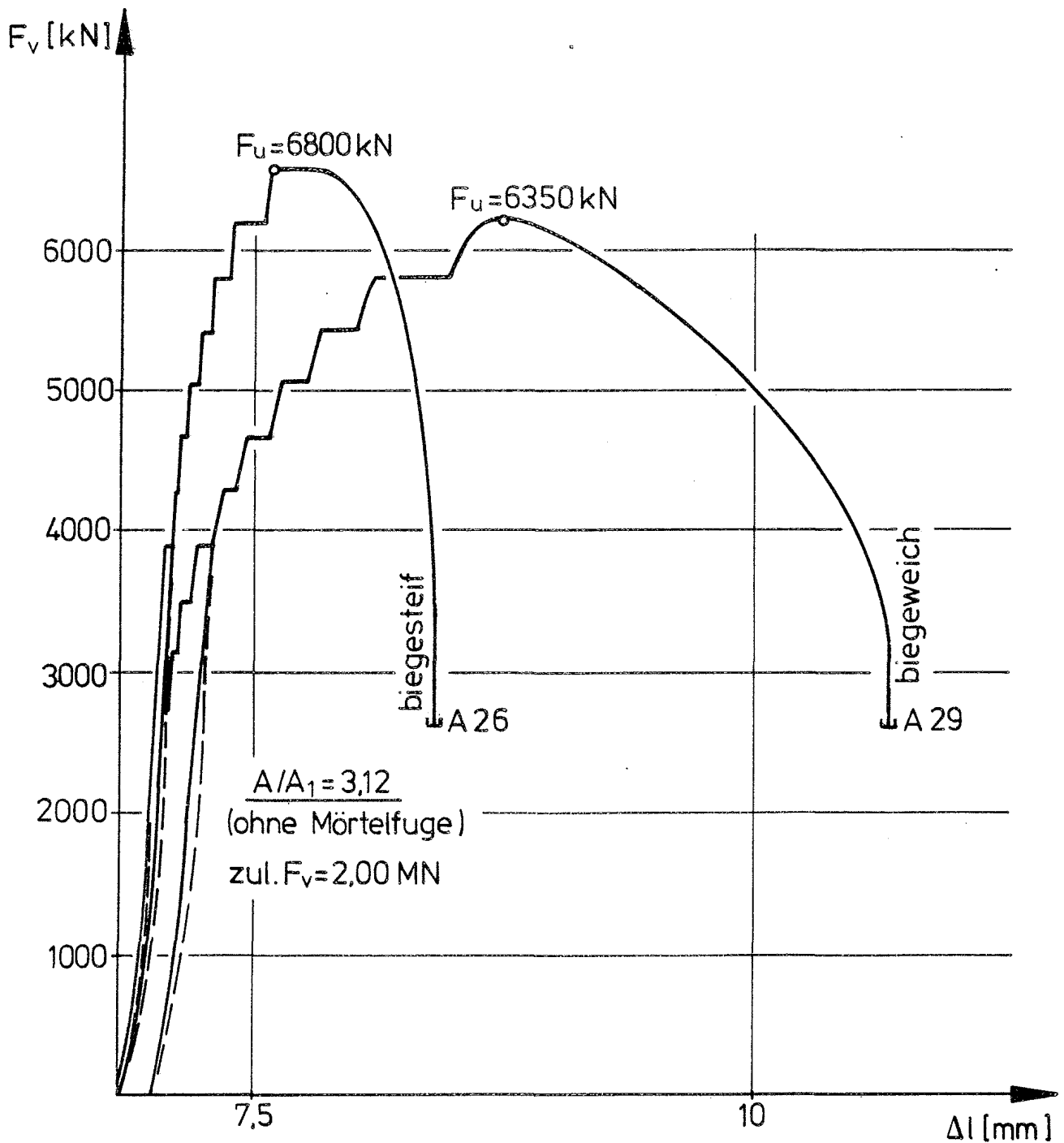
### Last-Verformungsdiagramm bei biegesteifer und bei biegeweicher Lasteinleitung

Bruchursache allgemein: „Wendelfließen“ verbunden mit Einstanzen  
des Lagers und / bzw. Bruch der oberen  
Wendelendverschweißung



## Last-Verformungsdiagramm bei biegesteifer und bei biegeweicher Lasteinleitung

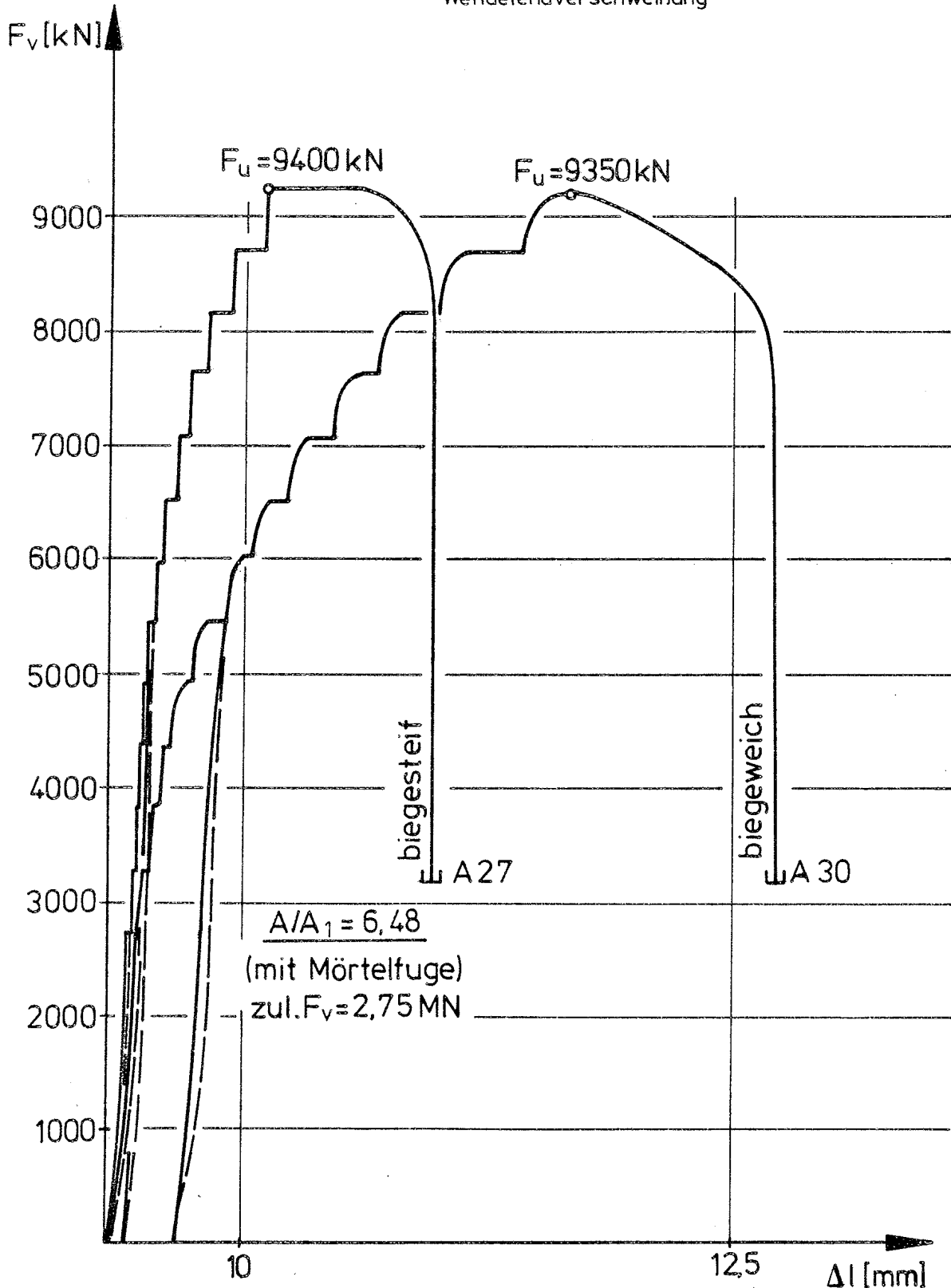
Bruchursache allgemein: „Wendelfließen“ verbunden mit Einstanzen  
des Lagers und / bzw. Bruch der oberen  
Wendelendverschweißung



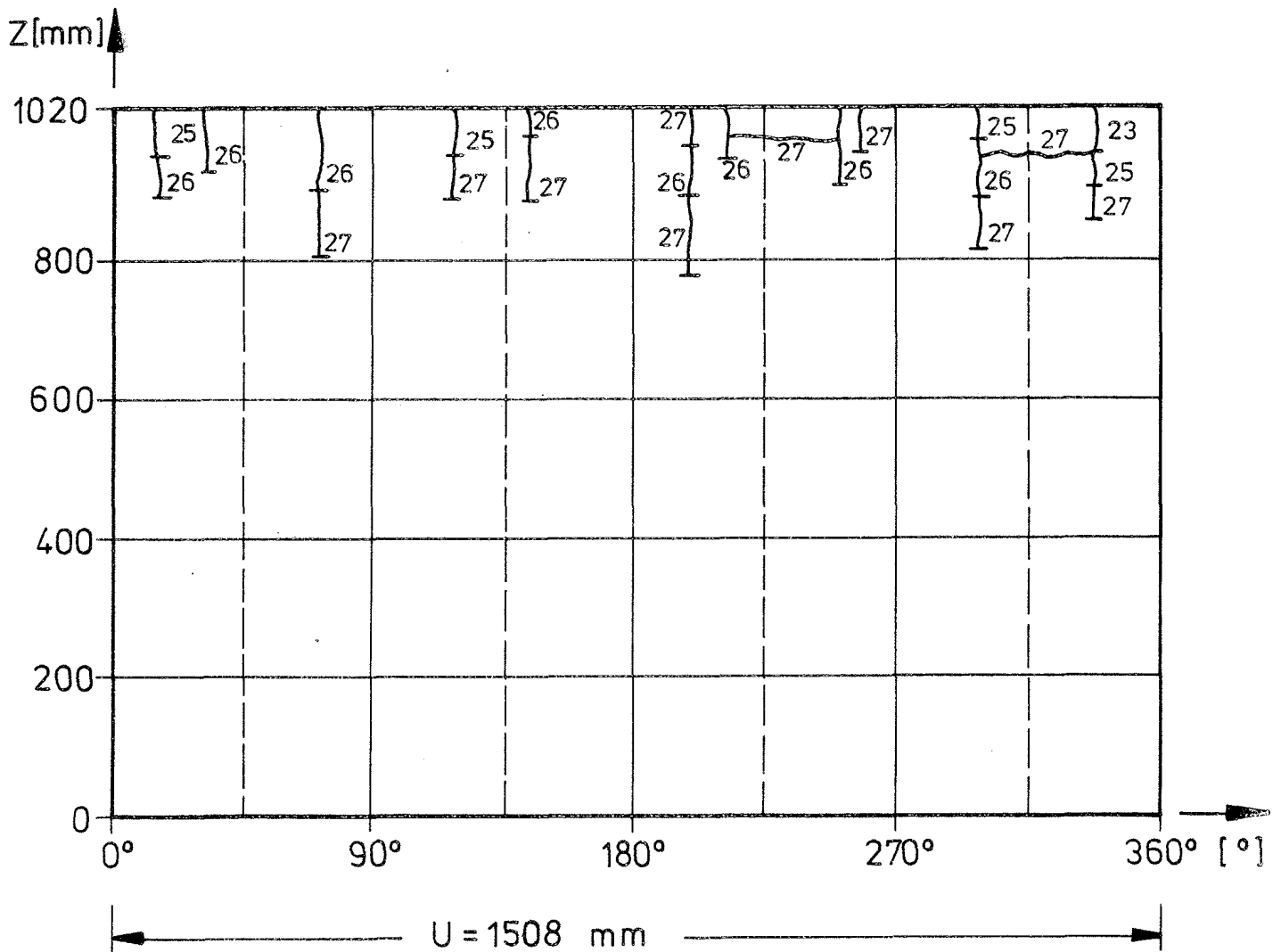


## Last-Verformungsdiagramm bei biegesteifer und bei biegeweicher Lasteinleitung

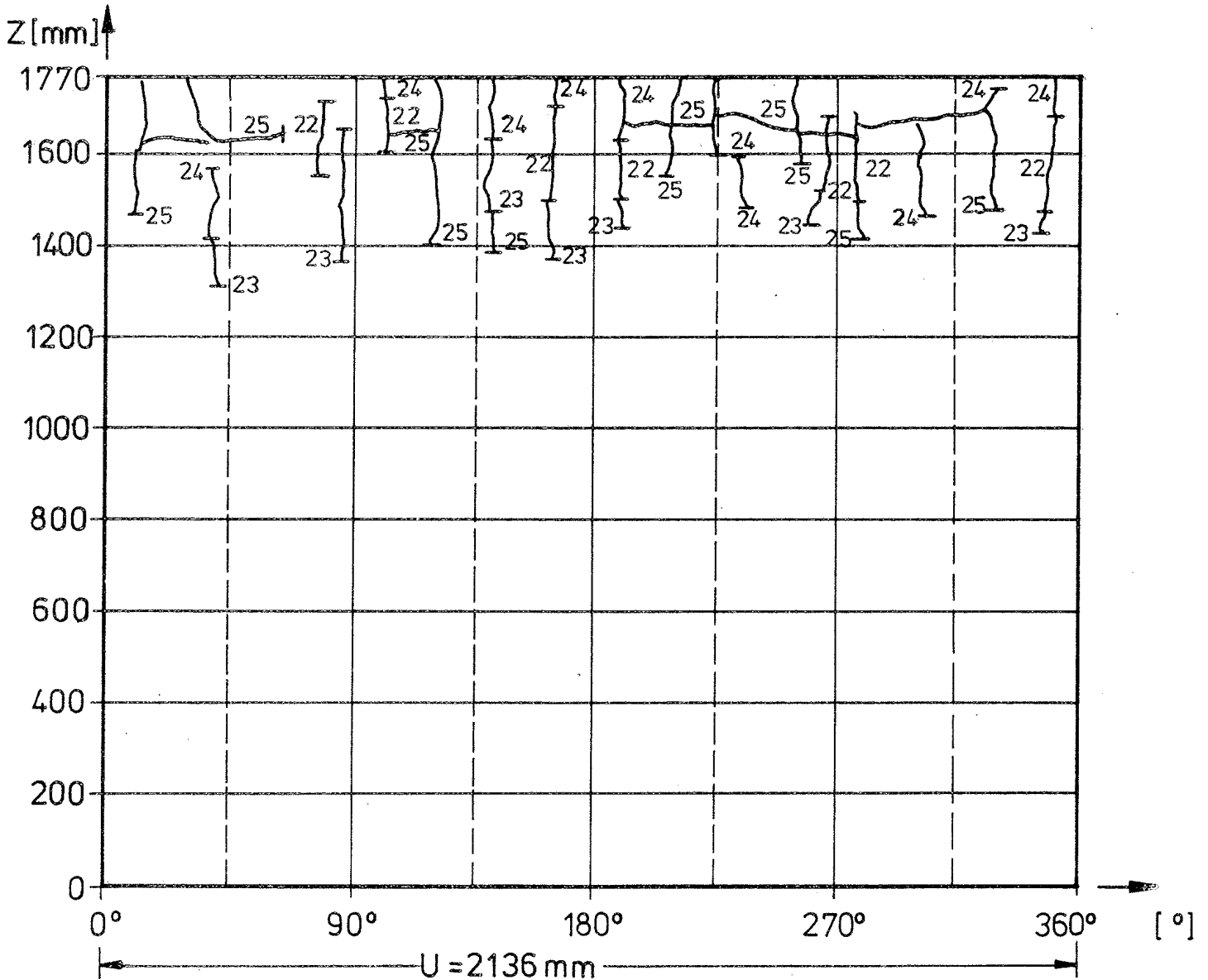
Bruchursache allgemein: „Wendelfließen“ verbunden mit Einstanzen  
des Lagers und / bzw. Bruch der oberen  
Wendelendverschweißung



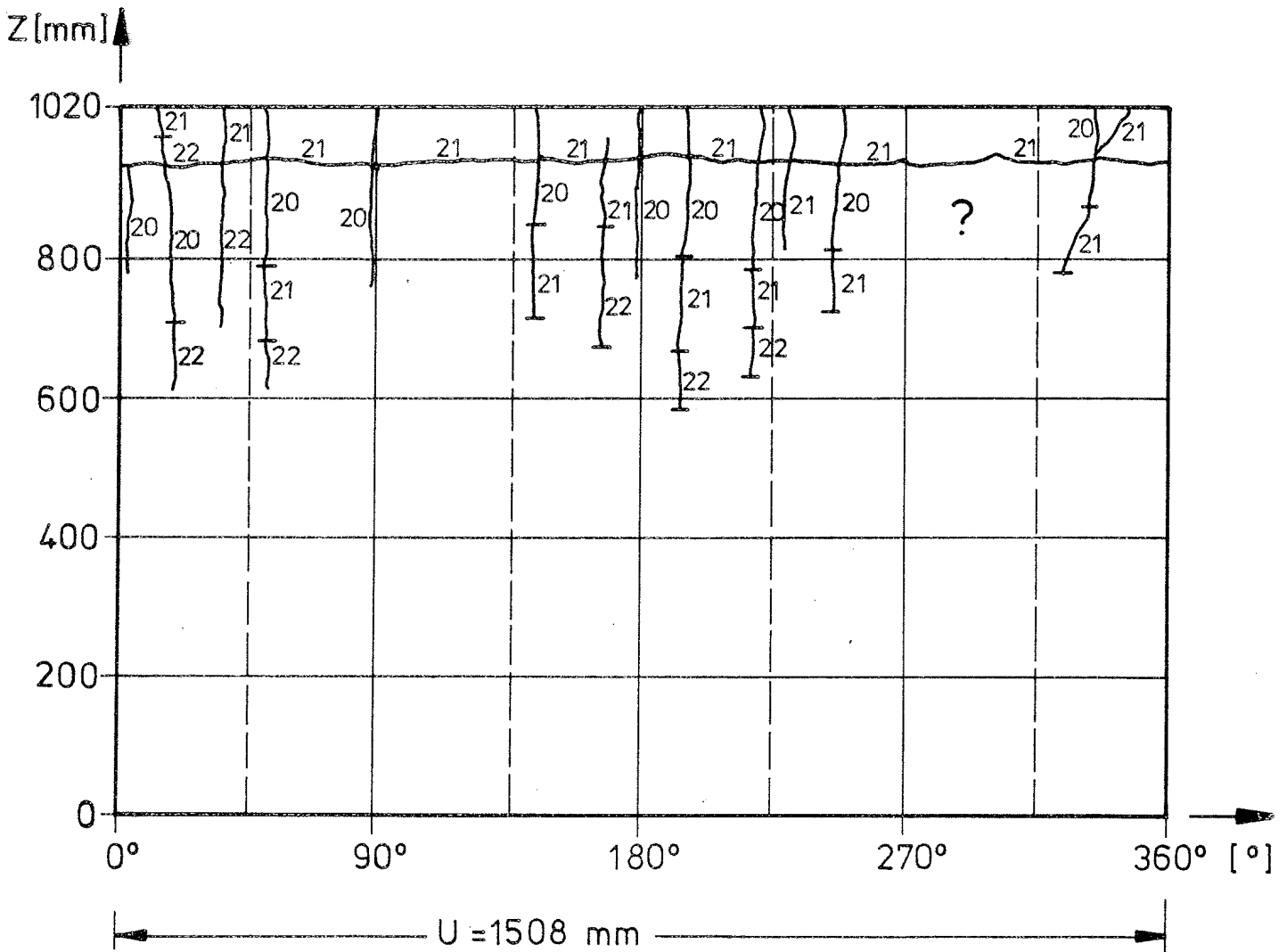
## Entwicklung des Oberflächen - Rißbildes Versuch B1



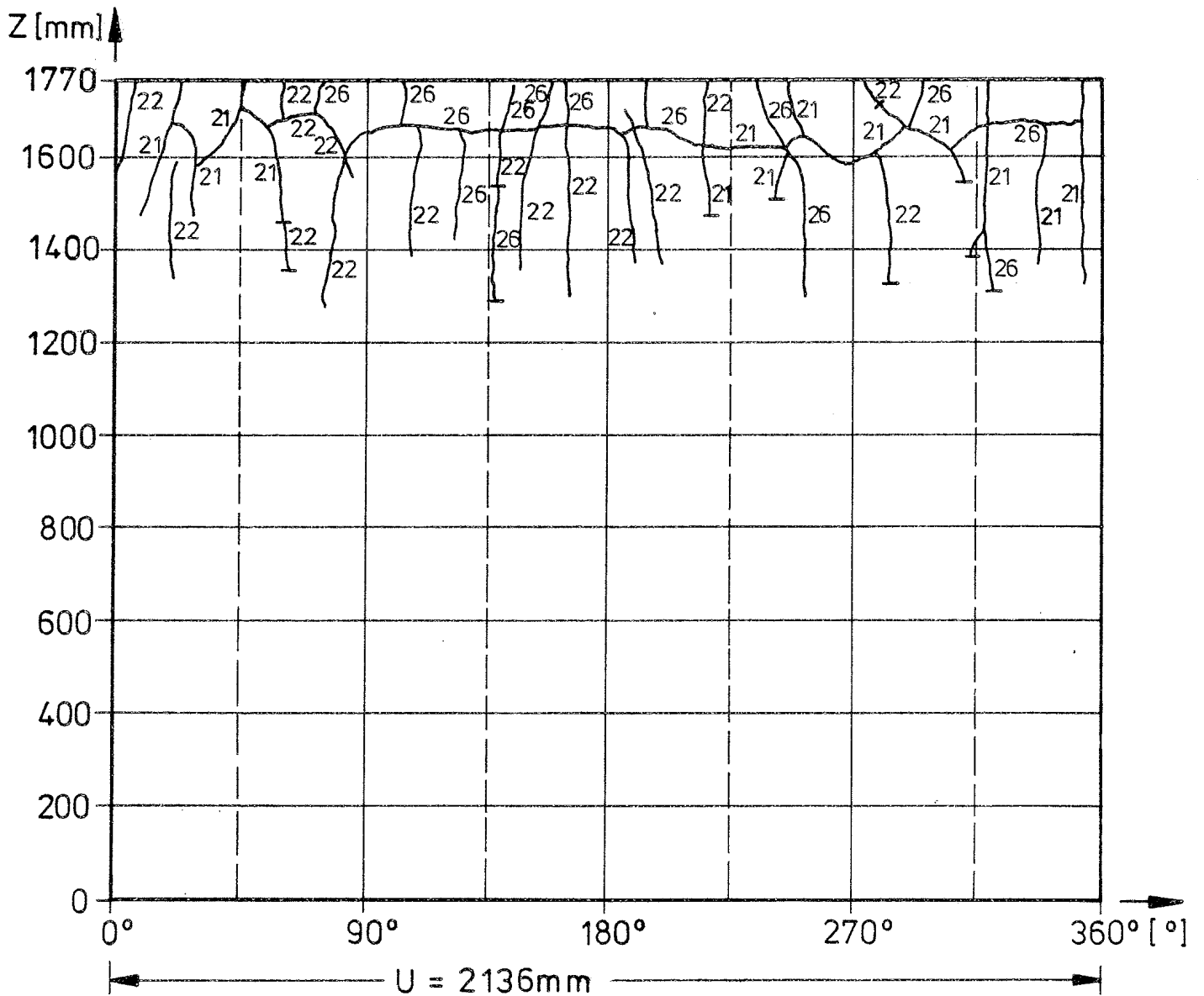
## Entwicklung des Oberflächen - Rißbildes Versuch B 2



# Entwicklung des Oberflächen - Rißbildes Versuch B 7

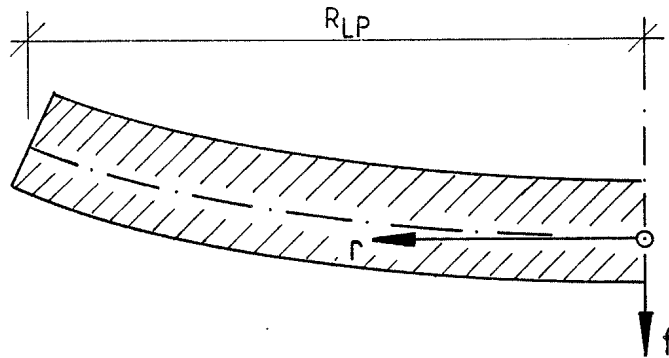


## Entwicklung des Oberflächen - Rißbildes Versuch B8



Bleibende Verformungen der Lagerplatte nach Versuchsende

Druckstückmaterial: Stahl

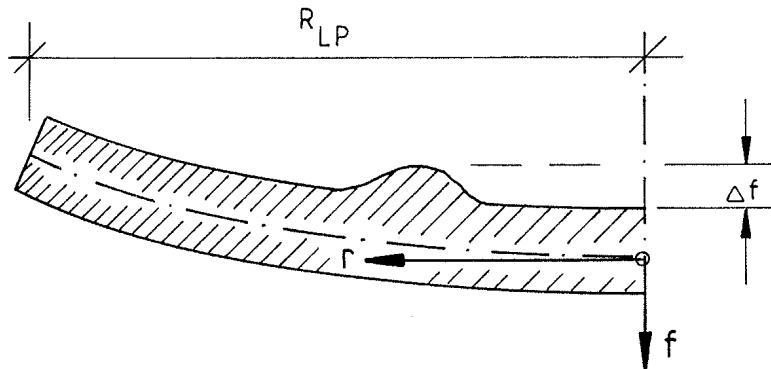


$R_{LP} = 192,5 \text{ mm}$   
 $LP = \text{Lagerplatte}$   
 $D = \text{Druckstück}$   
 $* = \text{Kalottenlager}$   
 (Unterseite)  
 $H_{LP} = \max H_{LP}$

Vers.Nr.	Mat.	$H_{LP}$ [mm]	$D_D$ [mm]	$f$ [mm]		
				$\emptyset$	bei $r =$ 64	128
B11	St52	42,0	197,7	3,75	3,16	1,55
B12	St52	42,0	235,4	2,90	2,54	1,31
B13	st52	38,1	282,6	9,06	8,37	4,89
B14	St37	49,8	197,7	4,65	3,92	1,93
B15	St37	49,5	235,4	4,90	4,32	2,24
B16	St37	44,3	282,6	8,95	7,79	4,15
B17	St52	31,8	288,8	0,63	0,68	0,48
B18	st52	23,0	327,3	0,09	0,09	0,11
A35	St52	42,0	197,7	3,65	2,90	1,40
A36	St52	42,0	235,4	3,70	3,08	1,54
A37	St52	38,1	282,6	2,82	2,79	1,78
A38	St37	49,8	197,7	4,52	3,76	1,68
A39	St37	49,5	235,4	5,21	4,24	2,19
A40	St37	44,3	282,6	2,32	2,14	1,31
A41	St52	31,8	288,8	1,75	1,64	0,95
A42	St52	23,0	327,3	- 0,07	0,06	0,10
A43*	St52	44,5	197,7	8,81	7,29	3,19
A44*	St52	41,5	235,4	10,67	9,88	5,41
A45*	St52	36,7	282,6	5,67	5,32	3,26

Bleibende Verformungen der Lagerplatte nach Versuchsende

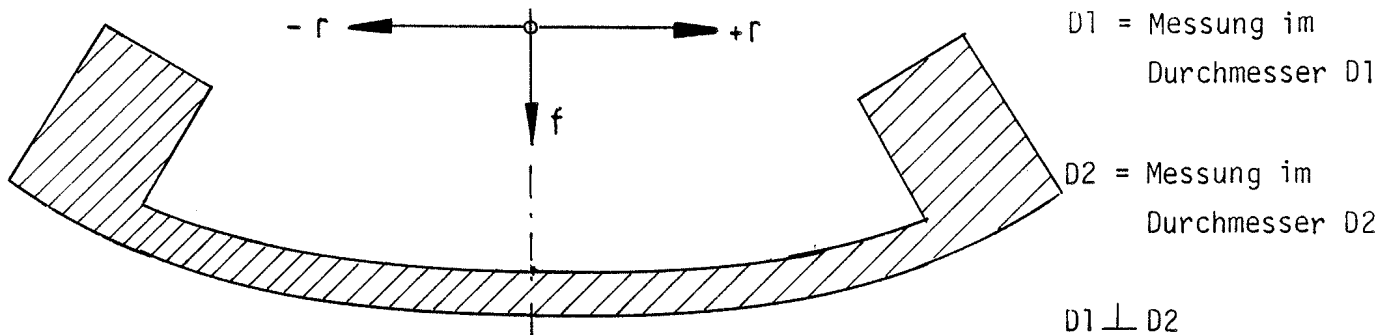
Druckstückmaterial: Stahl



$R_{LP} = 192,5 \text{ mm}$   
 0 = Oberseite  
 U = Unterseite  
 LP = Lagerplatte  
 D = Druckstück

Vers.	Mat.	$H_{LP}$ [mm]	$D_D$ [mm]	Lage	$f$ [mm] $\varnothing$	bei $r =$ [mm]		Eindrückung $\Delta f$ [mm] bei $r =$ [mm]   $\Delta f$ [mm]	
						64	128		
B 4	St52	59,8	80,7	0	4,19	1,39	0,57	40	2,00
				U	3,22	1,67	0,66	-	-
B 5	St52	66,2	96,1	0	11,40	5,66	2,17	49	2,75
				U	9,18	5,90	2,15	-	-
B 6	St52	72,9	115,4	0	15,35	7,42	3,32	62	3,50
				U	12,42	8,90	3,32	-	-
B 7	St37	67,3	98,9	0	15,32	10,61	3,62	54	4,00
				U	12,58	9,40	3,64	-	-
B 8	St37	73,5	117,7	0	15,66	8,76	3,62	58	3,50
				U	12,66	8,96	3,50	-	-
B 9	St37	79,4	141,3	0	20,16	19,45	5,17	74	5,50
				U	16,60	13,19	5,98	-	-
B10	St52	42,8	231,0	0	1,48	1,36	0,70	-	-
				U	1,48	1,36	0,70	-	-
A30	St52	72,9	115,4	0	17,16	10,43	3,55	60	5,00
				U	14,69	9,86	3,67	-	-
A32	St37	73,5	117,7	0	15,68	11,52	3,54	60	4,50
				U	14,14	9,63	3,59	-	-
A33	St37	79,4	141,3	0	20,22	20,09	5,20	75	7,50
				U	17,78	13,36	5,52	-	-
A34	St52	42,8	231,0	0	0,23	0,31	0,21	-	-
				U	0,23	0,31	0,21	-	-
B55	St52	68,8	102,9	0	5,50	2,66	0,98	55	1,50
				U	5,06	2,86	1,04	-	-
B56	St52	74,9	122,5	0	17,70	12,59	4,19	65	5,00
				U	16,08	11,05	4,31	-	-
B57	St52	80,4	147,1	0	14,88	14,34	3,62	75	5,00
				U	13,69	9,79	3,77	-	-

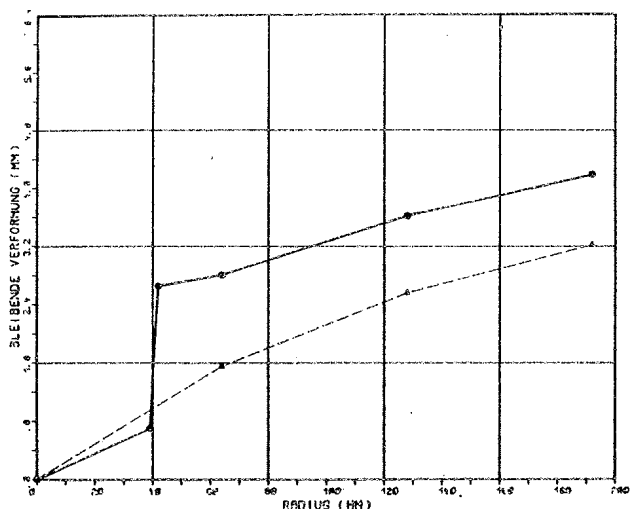
Bleibende Verformungen der Topflager nach Versuchsende



Versuch Nummer:	Durchbiegung f (mm) in r(mm)							Durch- messer
	-164	-128	- 64	+0	+ 64	+128	+164	
B 19	0,18	1,16	2,79	3,78	3,35	1,40	0,14	D 1
	0,15	1,05	2,72	3,84	3,46	1,40	0,17	D 2
B 20	0,20	2,40	6,25	8,15	6,93	2,65	0,25	D 1
	0,12	2,24	6,07	8,71	7,17	2,92	0,36	D 2
B 21	0,19	1,73	3,79	4,38	3,70	1,67	0,27	D 1
	0,13	1,41	3,52	4,27	3,85	2,05	0,36	D 2
B 22	0,13	0,61	1,31	1,64	1,55	0,85	0,22	D 1
	0,12	0,62	1,46	1,63	1,23	0,56	0,10	D 2
B 23	0,35	2,31	5,07	6,10	5,04	2,34	0,34	D 1
	0,27	2,22	4,95	5,99	5,09	2,37	0,27	D 2
B 24	0,20	2,74	7,37	9,59	7,61	3,07	0,35	D 1
	0,22	2,70	7,24	9,69	8,80	3,83	0,42	D 2
A 43	0,55	2,82	4,46	4,16	3,63	1,87	0,30	D 1
	0,47	2,87	4,20	4,19	3,69	2,14	0,32	D 2
A 44	0,17	1,94	4,73	5,50	4,51	1,90	0,29	D 1
	0,28	1,76	4,37	5,66	5,09	2,07	0,24	D 2
A 45	0,17	1,72	4,86	7,46	7,18	2,81	0,29	D 1
	0,26	2,25	5,80	7,47	6,10	2,26	0,20	D 2



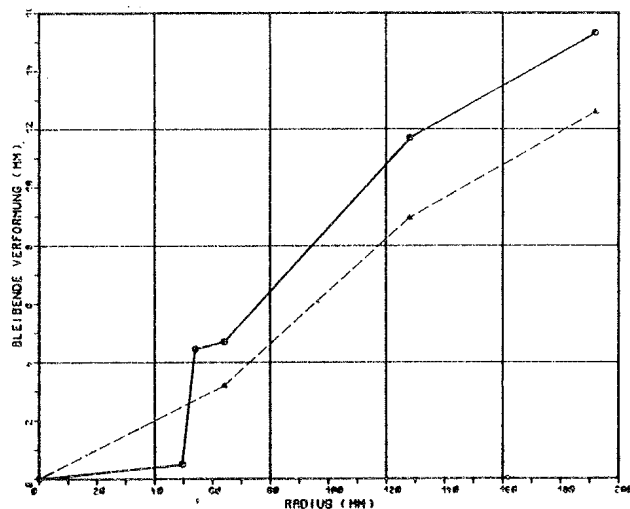
St 52



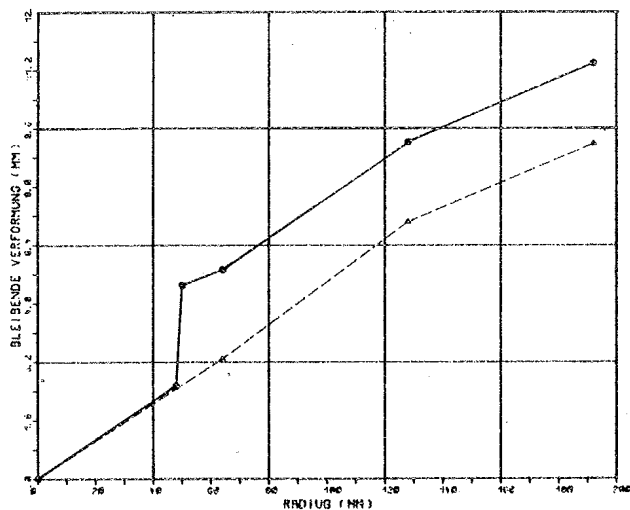
LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B4 OBERSEITE  
△ B4 UNTERSEITE

$D_B/D_{LP} = 480/385$

St 37

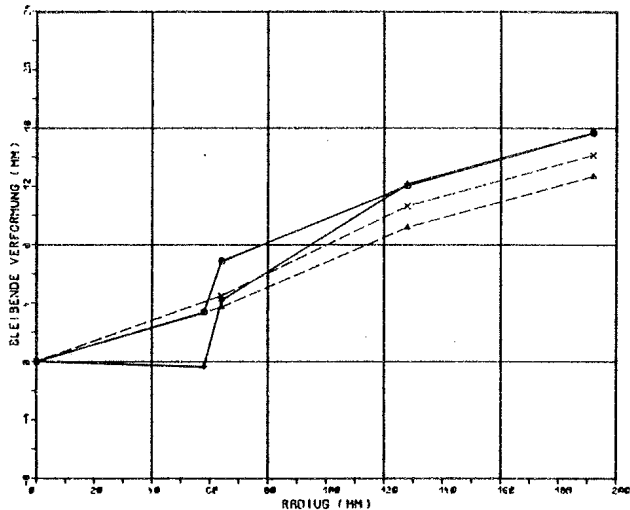


LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B7 OBERSEITE  
△ B7 UNTERSEITE

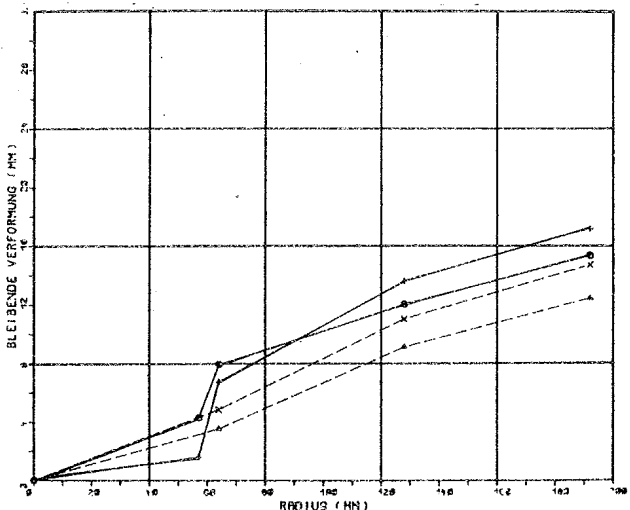


LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B5 OBERSEITE  
△ B5 UNTERSEITE

$D_B/D_{LP} = 680/385$

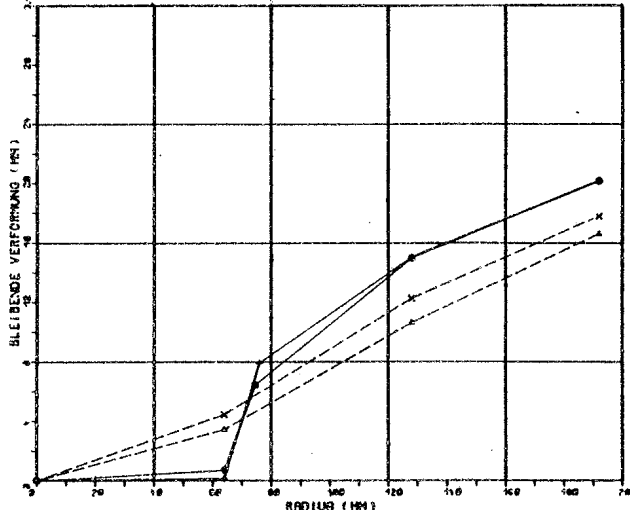


LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B8 OBERSEITE  
△ B9 UNTERSEITE  
+ A32 OBERSEITE  
× A32 UNTERSEITE



LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B6 OBERSEITE  
△ B6 UNTERSEITE  
+ A30 OBERSEITE  
× A30 UNTERSEITE

$D_B/D_{LP} = 980/385$

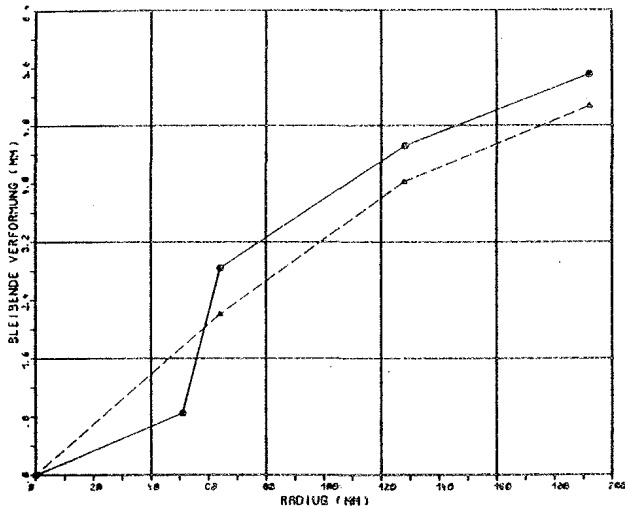


LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 305 MM  
○ B9 OBERSEITE  
△ B9 UNTERSEITE  
+ A33 OBERSEITE  
× A33 UNTERSEITE

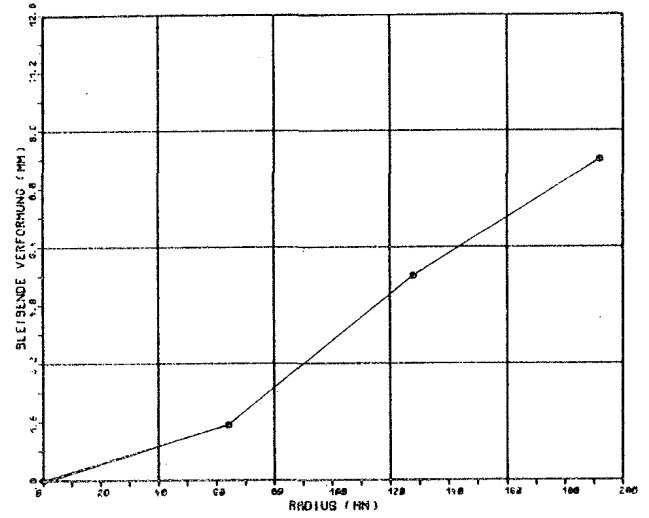
Anlage: Bleibende Verformungen der Stahllager gemessen auf der Ober- und der Unterseite

Stahllager St 52

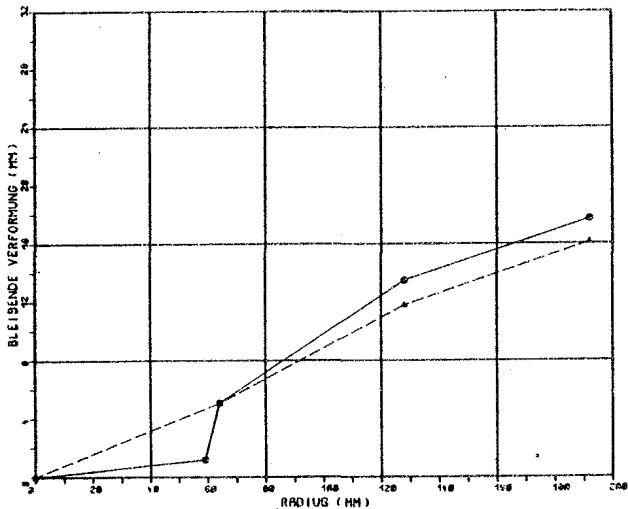
Kalottenlager St 52



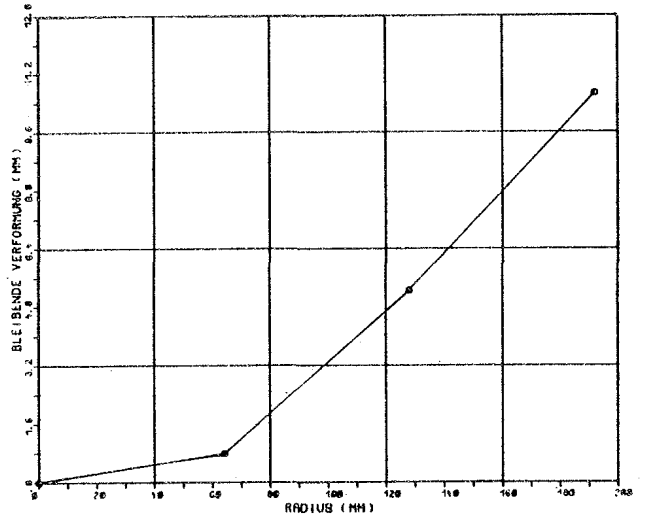
$D_B/D_{LP} = 480/385$



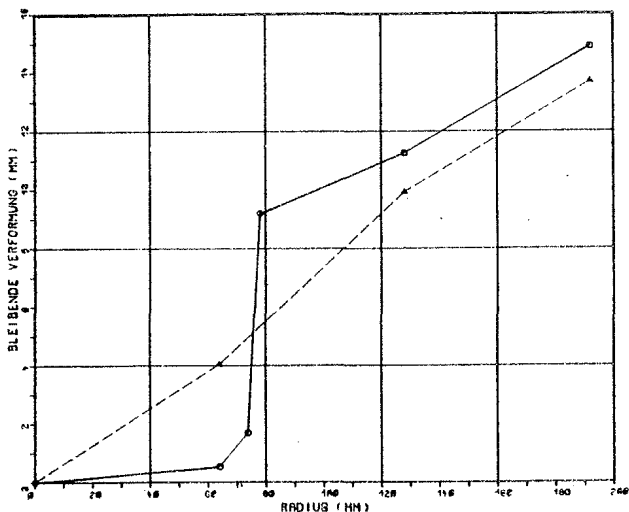
LAGERTYP: KALOTTE  
DURCHMESSER: 385 MM  
⊙: A 46



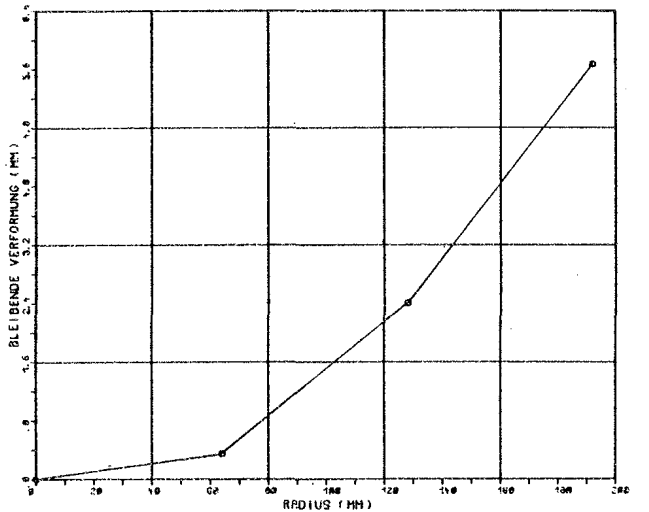
$D_B/D_{LP} = 680/385$



LAGERTYP: KALOTTE  
DURCHMESSER: 385 MM  
⊙: A 47



$D_B/D_{LP} = 980/385$

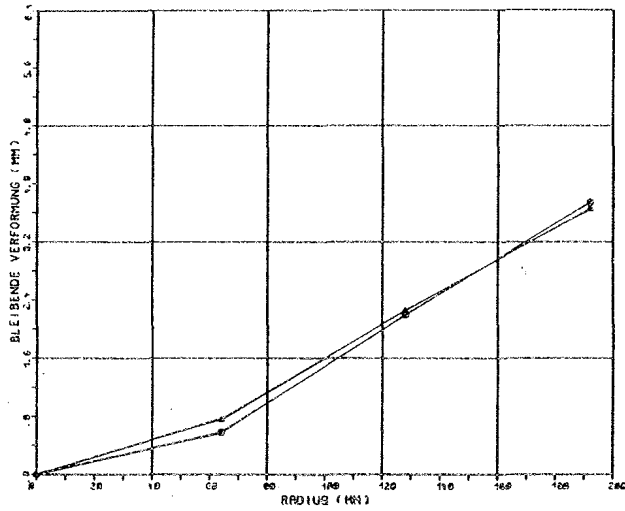


LAGERTYP: KALOTTE  
DURCHMESSER: 385 MM  
⊙: A 48

Anlage: Bleibende Verformungen der Stahllager B55 - B57 (B 35)  
und der Kalottenlager A 46 - A 48 (B 25)

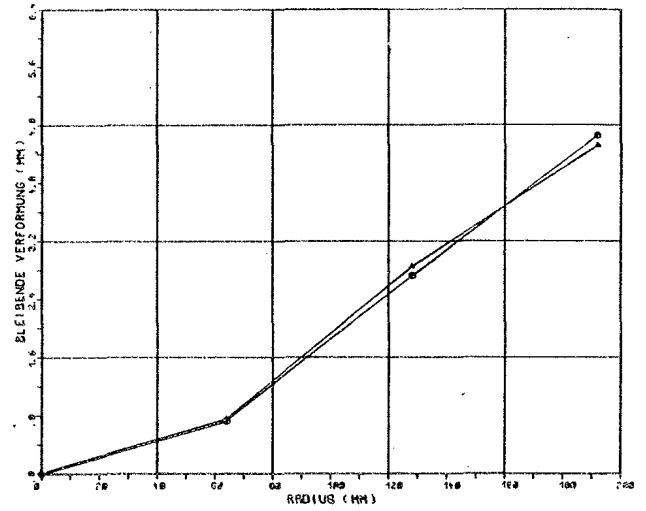
St 52

St 37

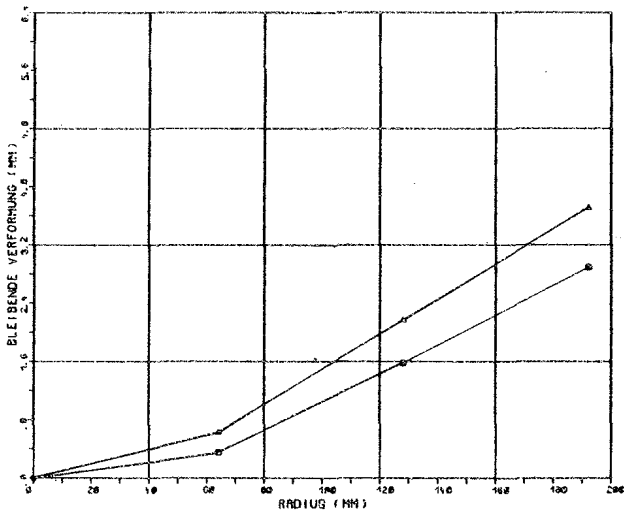


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 11  
△: A 35

$D_B/D_{LP} = 480/385$

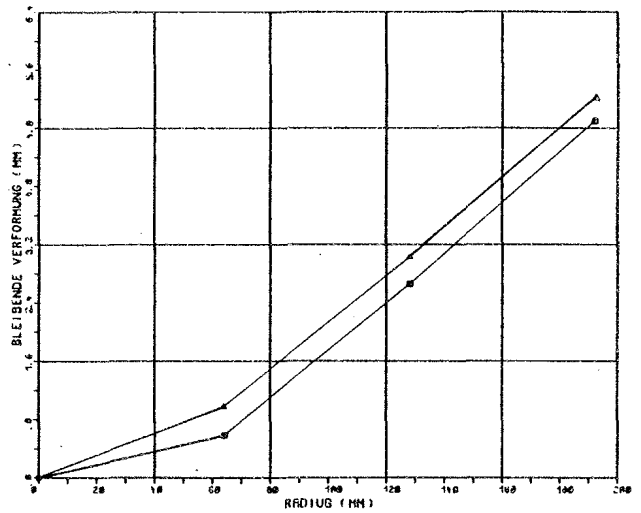


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 14  
△: A 38

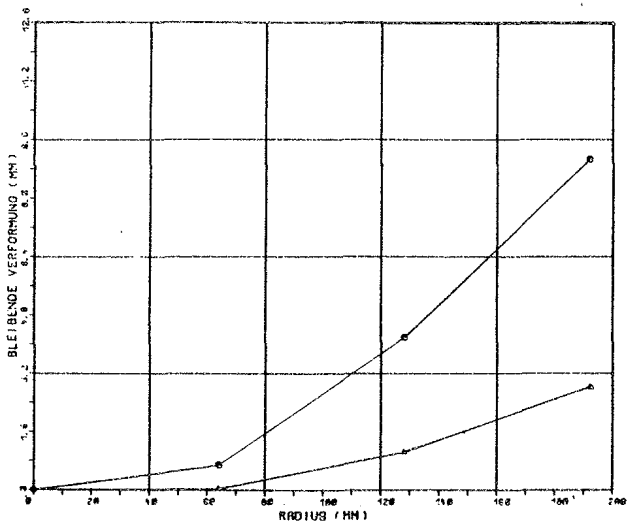


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 12  
△: A 36

$D_B/D_{LP} = 680/385$

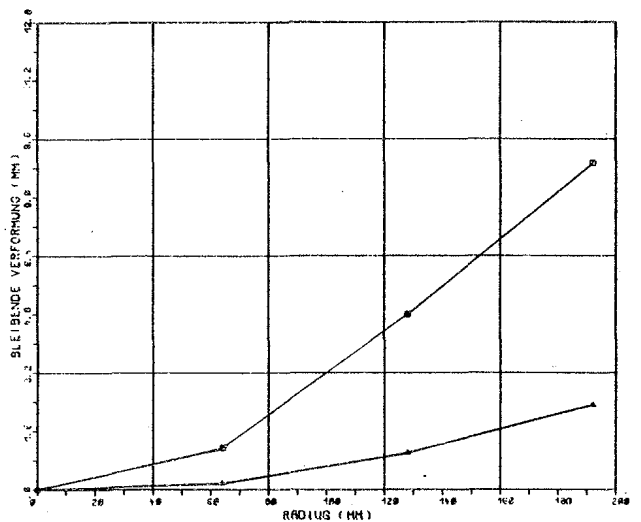


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 15  
△: A 39



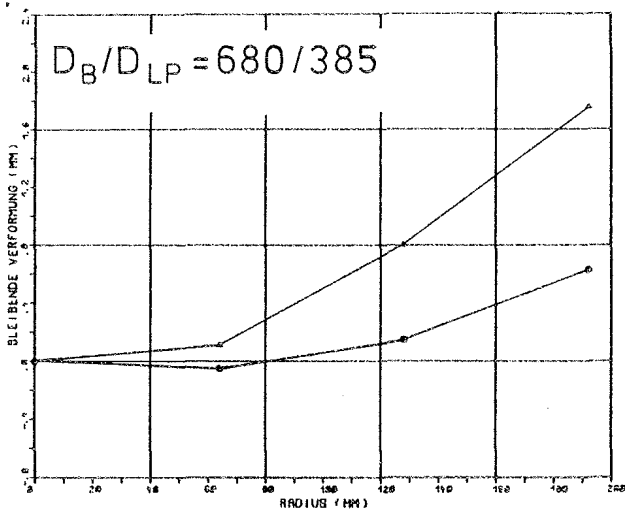
LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 13  
△: A 37

$D_B/D_{LP} = 980/385$



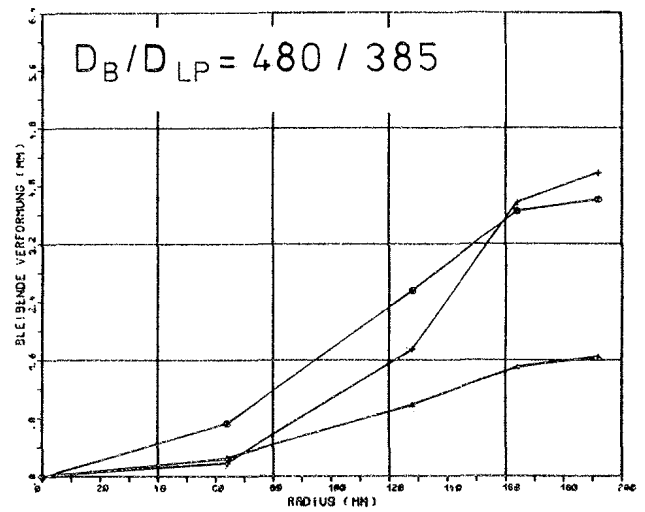
LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 305 MM  
○: B 16  
△: A 40

Gleitlager St 52

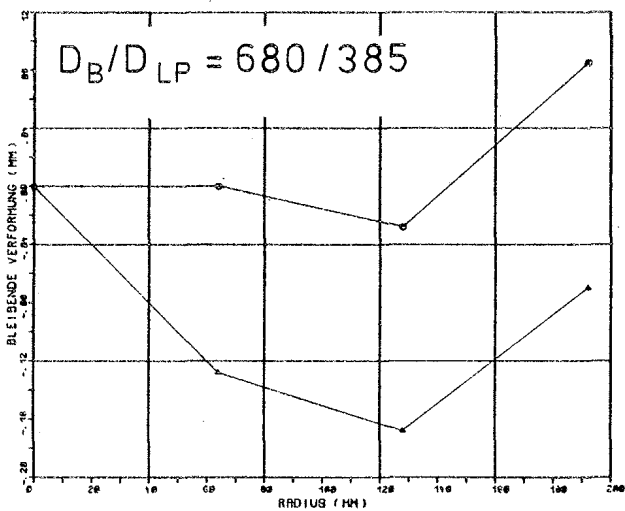


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 17  
△: A 41

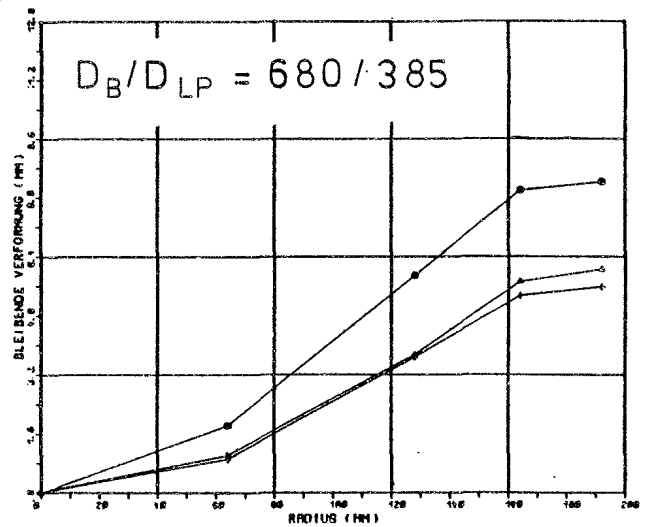
Tropflager St 52



LAGERTYP: TOPF  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 19  
△: B 22  
+ : A 43

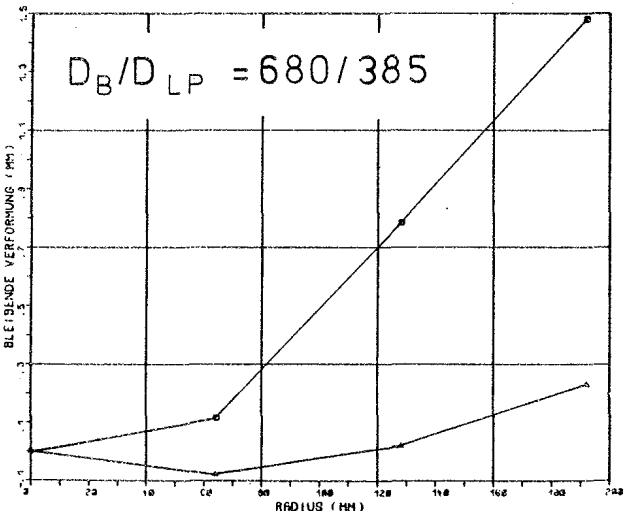


LAGERTYP: PTFE  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 18  
△: A 42

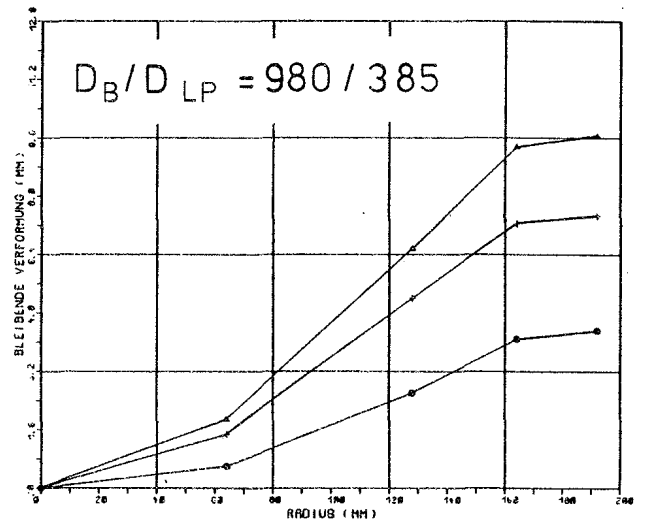


LAGERTYP: TOPF  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 20  
△: B 23  
+ : A 44

Stahllager St 52

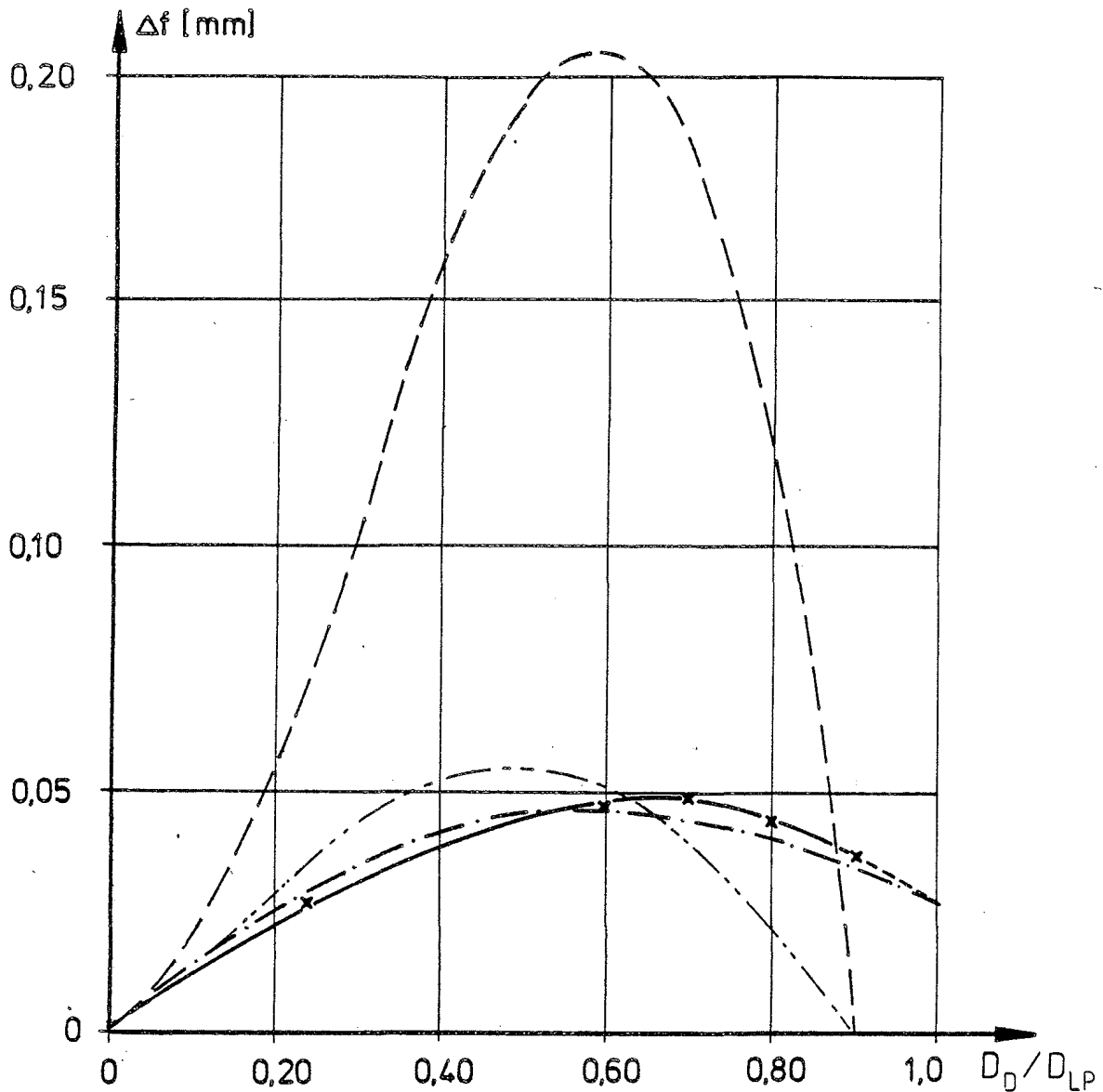


LAGERTYP: STAHL  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 10  
△: A 34



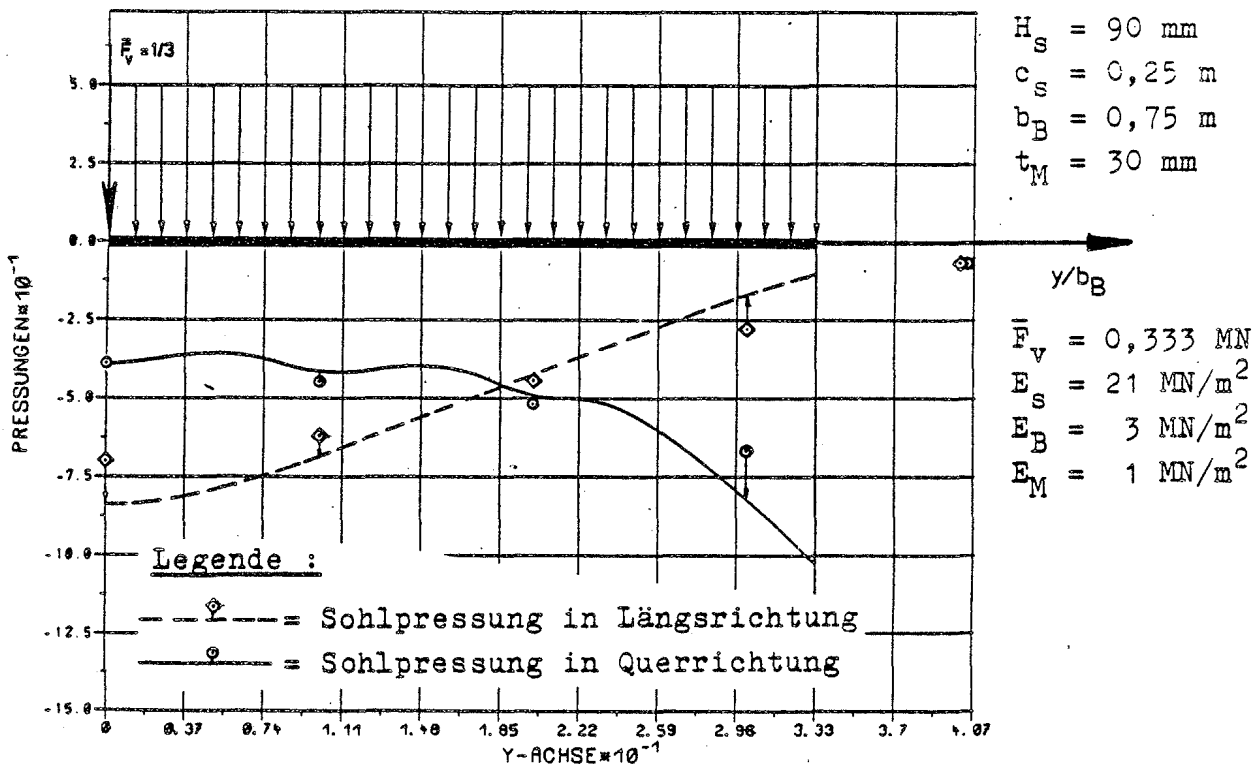
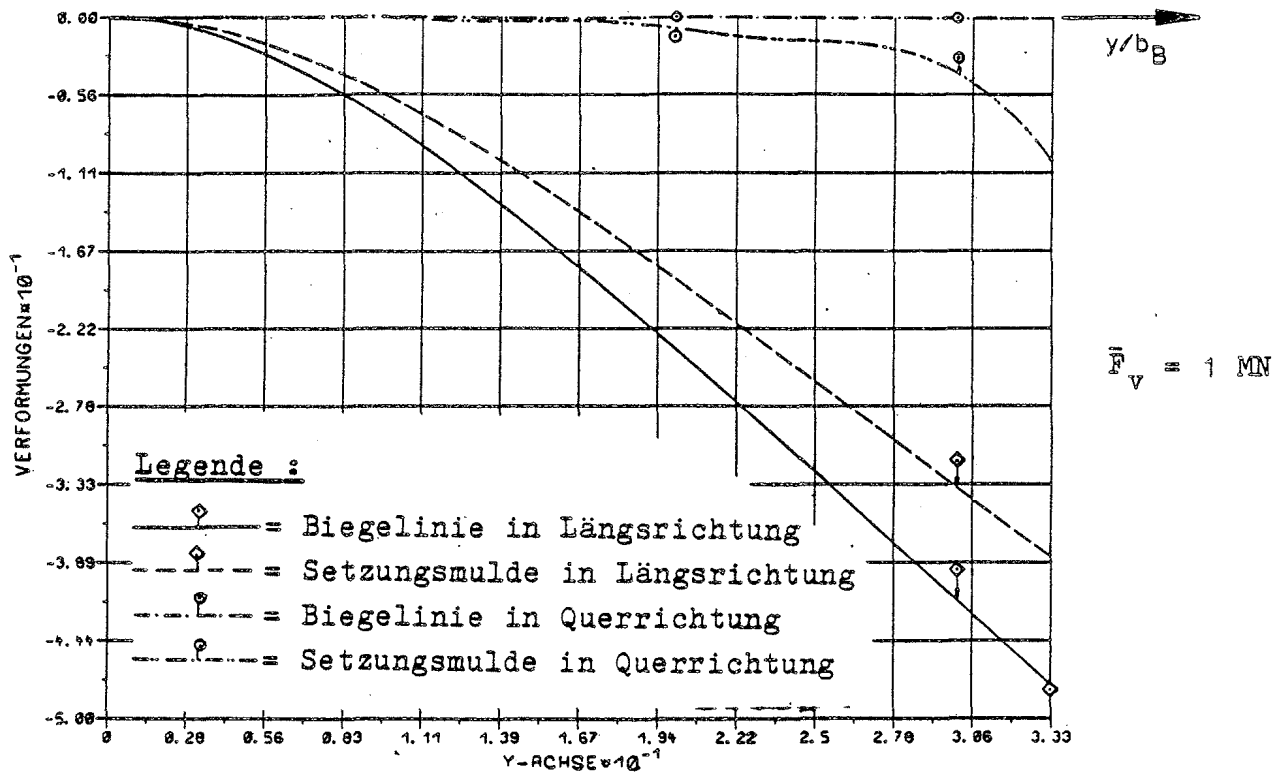
LAGERTYP: TOPF  
DURCHMESSER: 385 MM  
○: B 21  
△: B 24  
+ : A 45

Anlage : Bleibende Verformungen der restlichen Gleitlager,  
Stahllager und der Tropflager

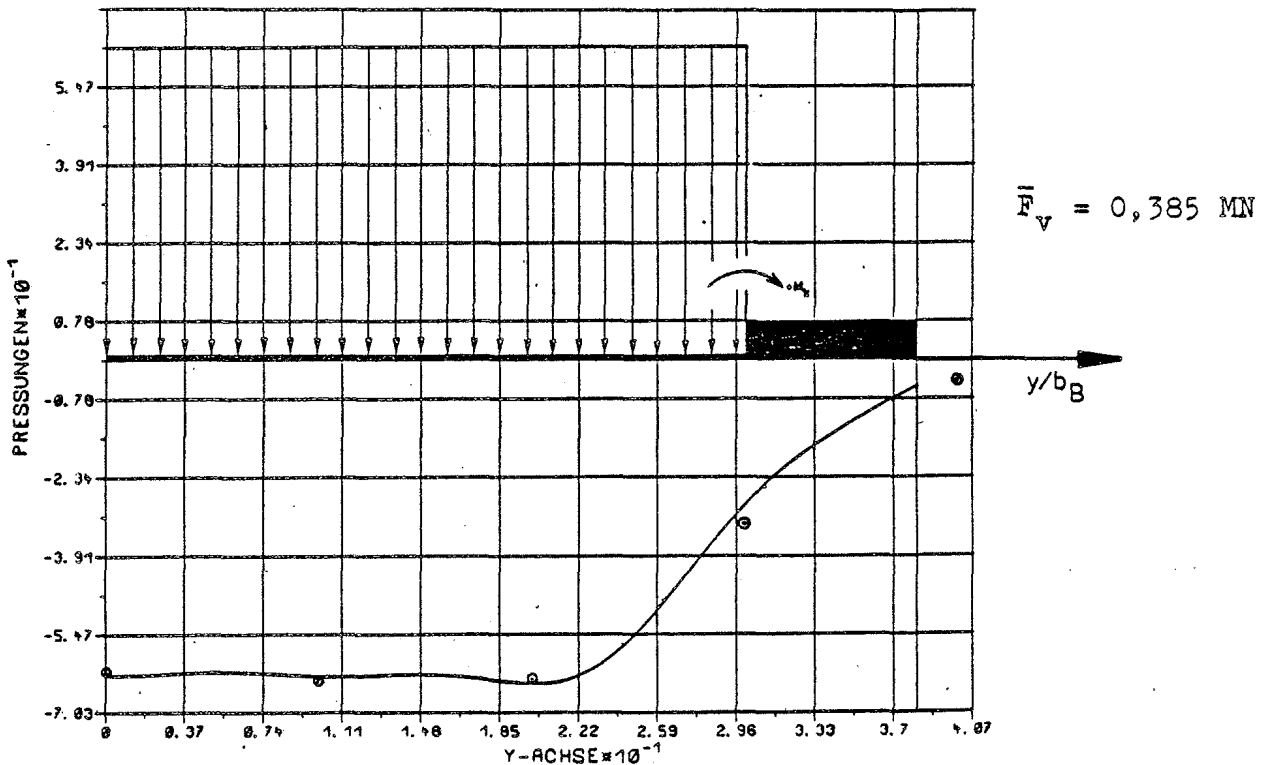
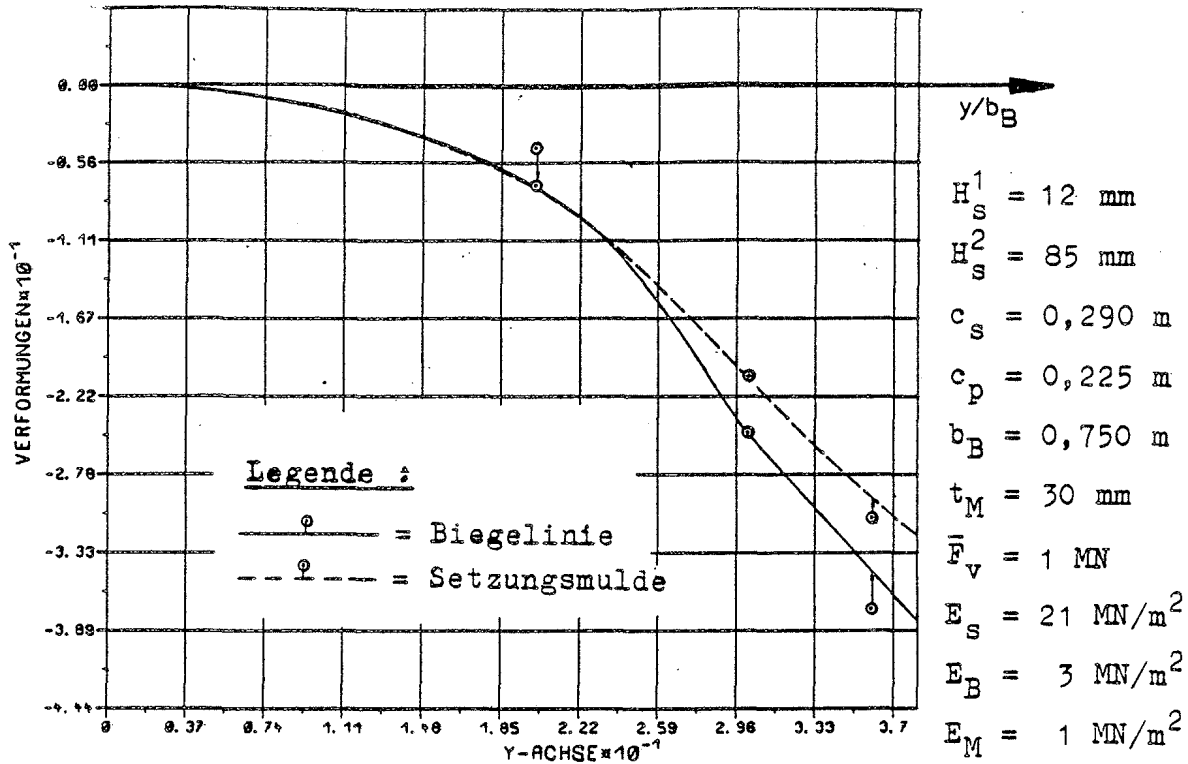


Legende : —x—x—x—  $\hat{=}$  Relativverformung nach Versuch  
 - · - · -  $\hat{=}$  Relativverformung nach [25]  
 ---  $\hat{=}$  Relativverformung nach [13]  
 ·····  $\hat{=}$  Relativverformung nach elast. Bettung

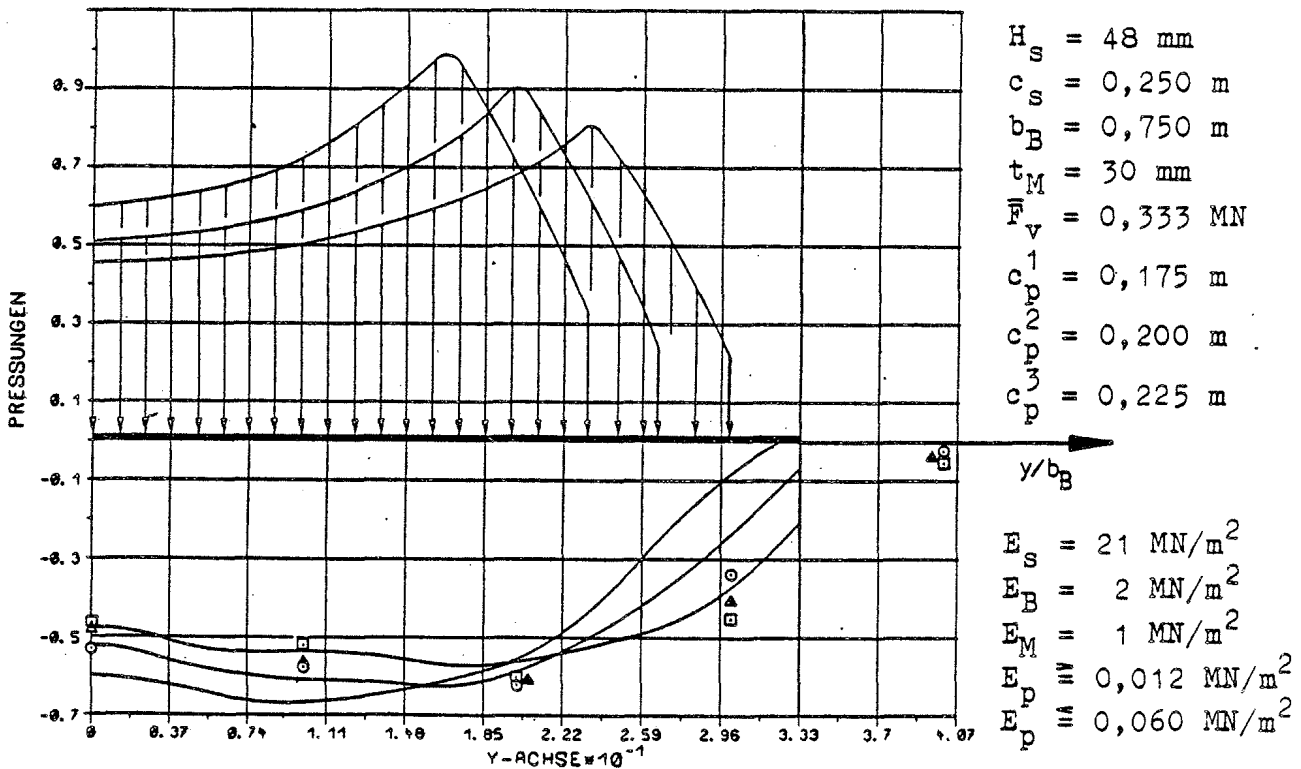
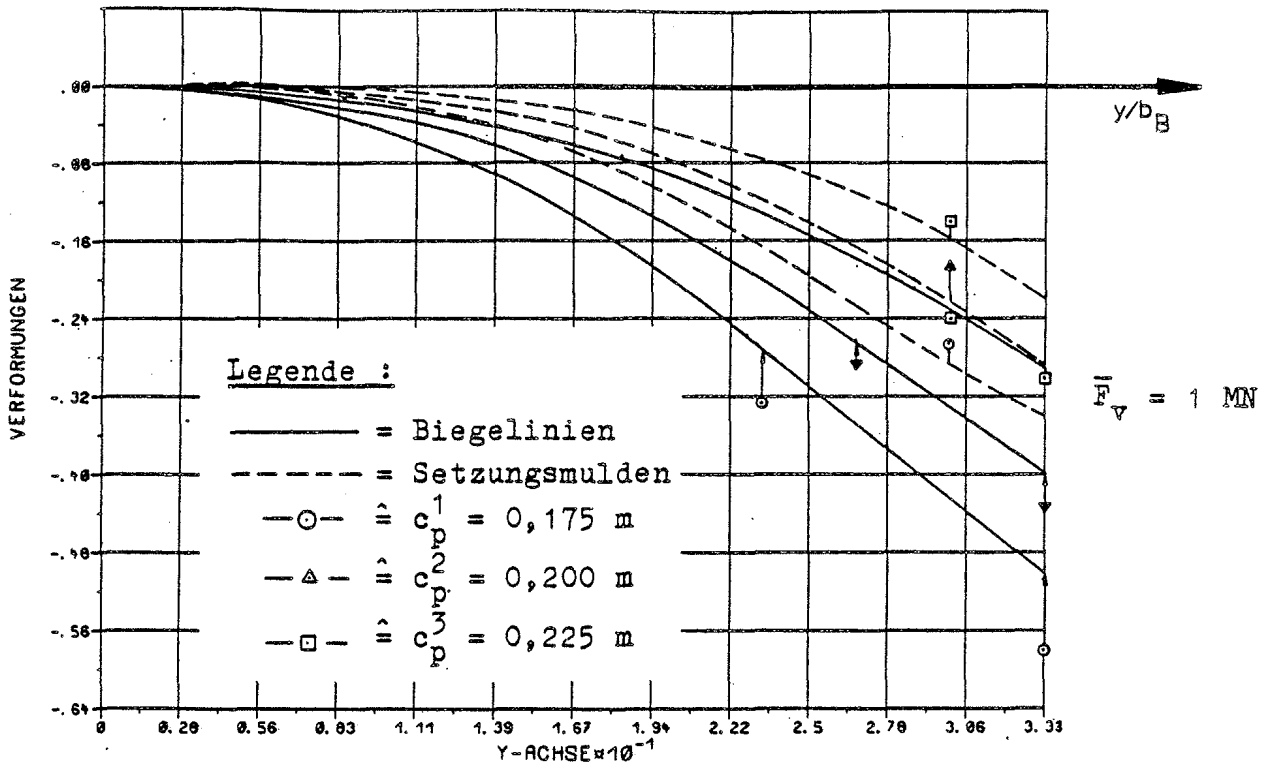
Anlage 109: Vergleich Der Relativverformungen im Bereich der PTFE-Scheiben nach Versuch, eigener Theorie und konventioneller Bemessung; Lagerplatte:  $D_{LP} = 250$  mm,  $H_{LP} = 48$  mm; PTFE-Dicke:  $T_p = 4,5$  mm; Dicke der Mörtelfuge:  $T_M = 30$  mm; vertikale Auflast:  $F_V = 1$  MN (inhaltlich identisch mit Anlage 47 aus [13])



Anlage 109a: Verformungen der Lagerplatte eines Rollenlagers und des Betonkörpers und Sohlpressungen in Längs- (Bewegungs-) und Querrichtung (Richtung der Rollenachse) im Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach 25 (Rollendurchmesser  $D_R = 150 \text{ mm}$ ) (identisch mit Anlage 43 aus [13])

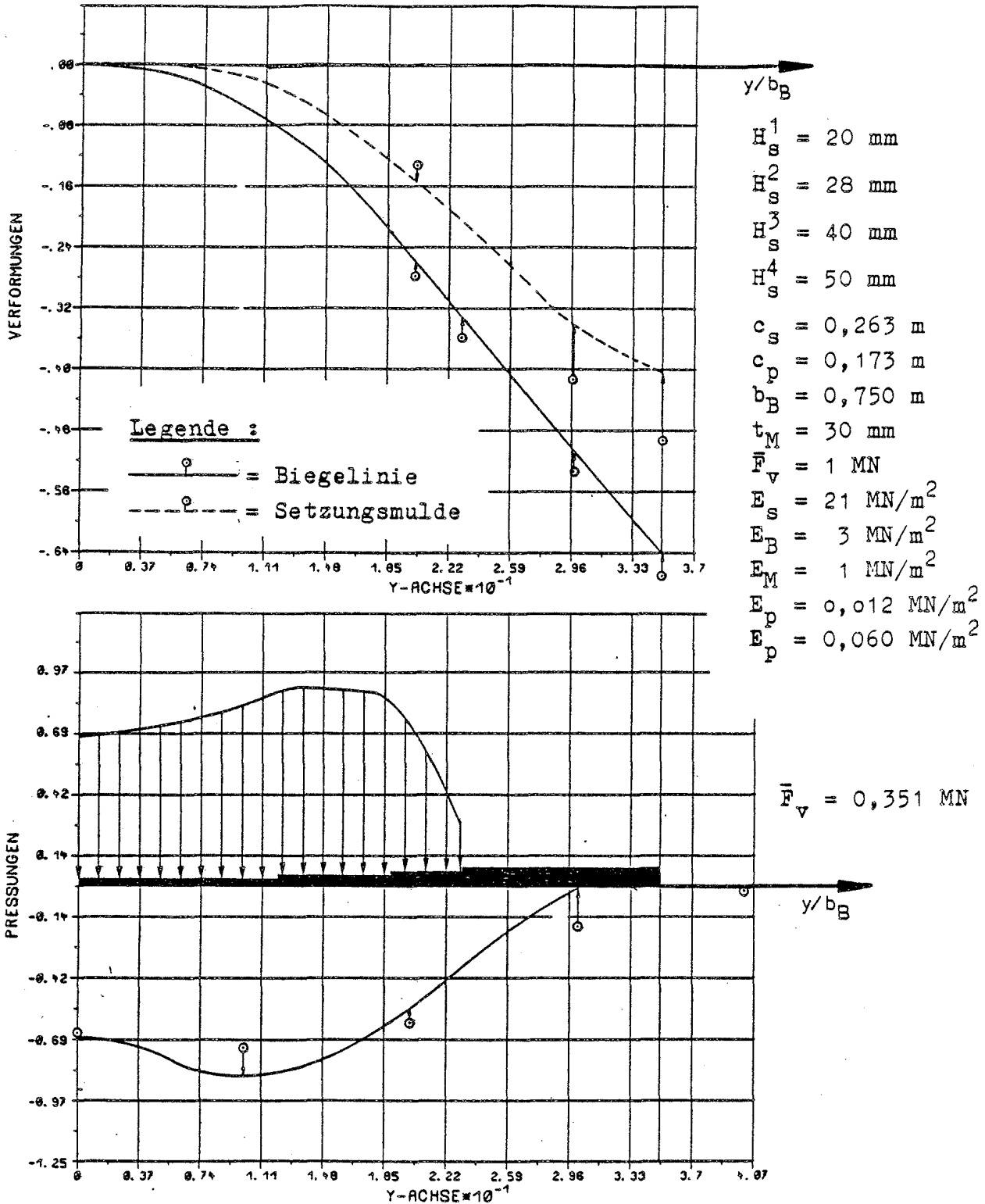


Anlage 109b: Verformungen des Bodens eines runden Topflagers und des Betonkörpers und Sohlpressungsverteilung im Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach 25 (Außendurchmesser des Topfes  $D_T = 580 \text{ mm}$ )  
(identisch mit Anlage 44 aus [13])



Anlage 109c: Verformungen der Lagerplatte und des Betonkörpers bei Gleitlagern mit verschieden großen PTFE-Flächen und zugehörige Sohl- und PTFE-Pressungsverteilungen im Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach 25 (identisch mit Anlage 45 aus [13])

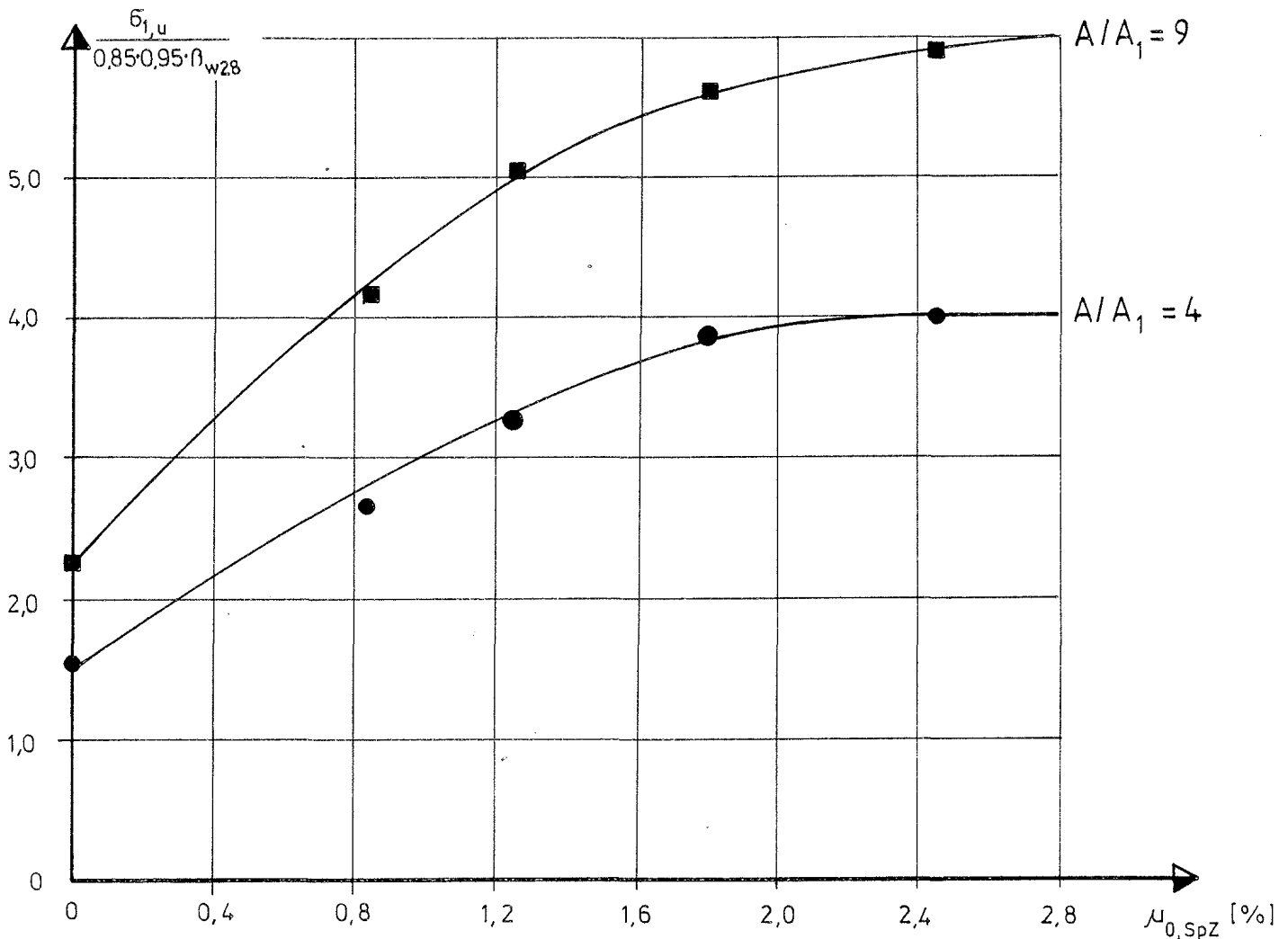




Anlage 109d: Verformung des runden, konkaven Lagerunterteils eines Kalottenlagers und des Betonkörpers und Sohl- und PTFE-Pressungsverteilung im Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach 25 (Außendurchmesser  $D_{LP} = 525 \text{ mm}$ ) (identisch mit Anlage 46 aus [13])

Steigerung der Betonbruchlasten teilflächenbelasteter Betonprismen bei biege-  
steifer (starrer) Lasteinleitung und Lastausstrahlung nach allen Seiten durch  
Wendelbewehrung aus BSt 420/500 in Abhängigkeit vom Spaltzugbewehrungs-  
prozentsatz  $\mu_{0,SpZ}$

- Auswertung der Münchener Versuche Serien XIII ( $A/A_1 = 4$ ) und XIV ( $A/A_1 = 9$ ) aus Beton "B 30" mit  $\beta_{w28} = 37 \text{ MN/m}^2$
- Wendel über gesamte Höhe des Probekörpers konstant durchgehend und Wendelenden verschweißt, deshalb vergleichbar mit den eigenen Versuchen (unterschiedlich ist jedoch die Form der Probekörper : Prisma/Zylinder)

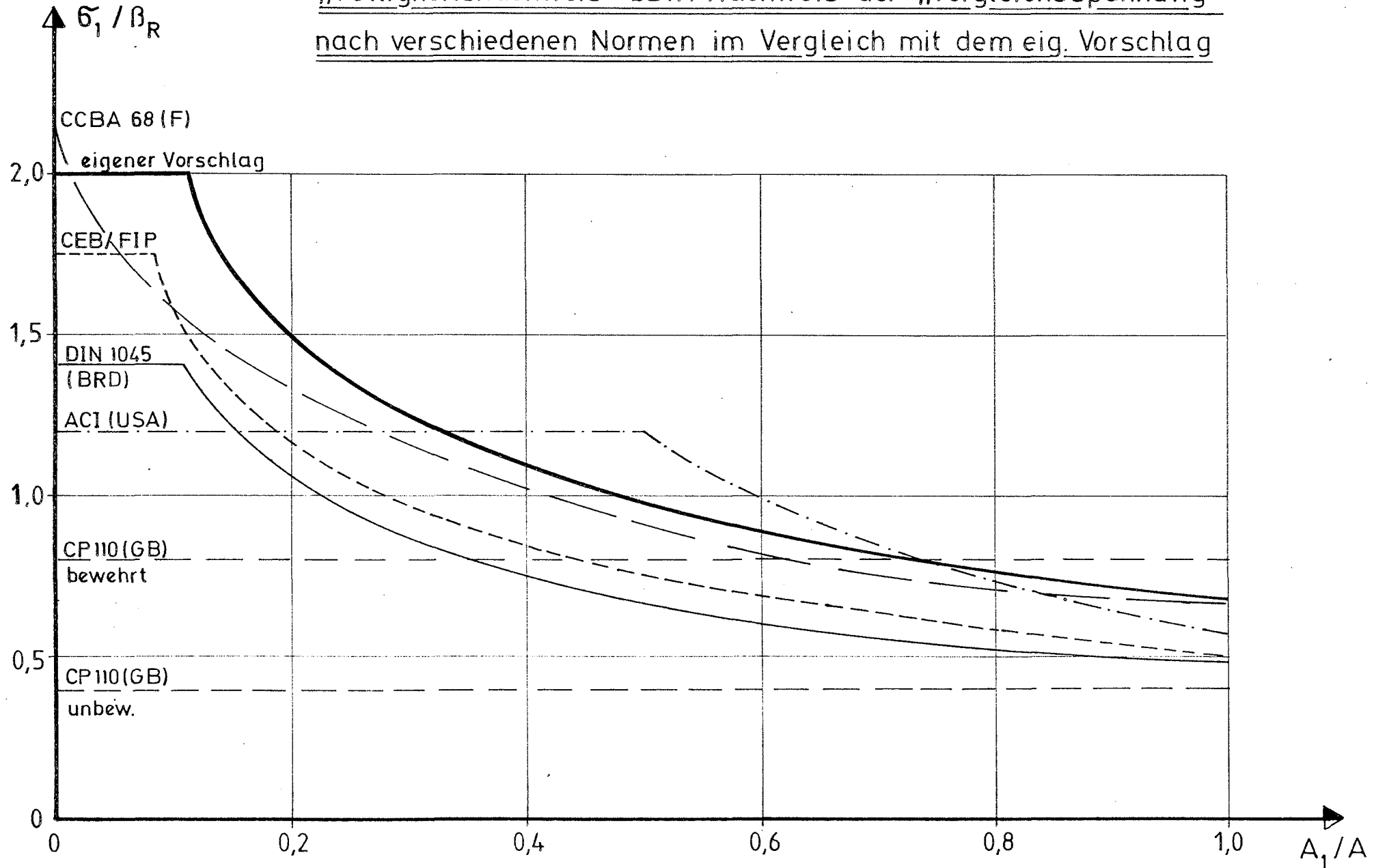


- Relative Bruchlaststeigerungen gegenüber den unbewehrten Proben  $(F_{u,bew.}/F_{u,unbew.} - 1) \cdot 100 [\%]$

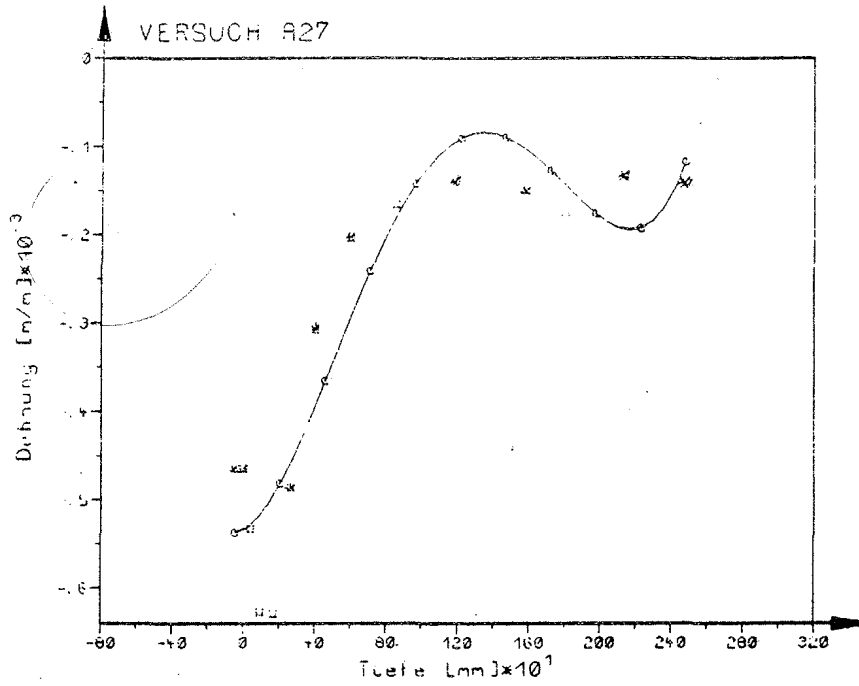
	$A/A_1 = 4$	$A/A_1 = 9$
$\mu_0 = 0 \rightarrow \mu_{0,SpZ} = 0,840 \%$	73	84
$\mu_0 = 0 \rightarrow \mu_{0,SpZ} = 1,246 \%$	111	123
$\mu_0 = 0 \rightarrow \mu_{0,SpZ} = 1,794 \%$	149	148
$\mu_0 = 0 \rightarrow \mu_{0,SpZ} = 2,440 \%$	157	161

Bruchlaststeigerung unabhängig von  $A/A_1$  für alle  $\mu_0$  !

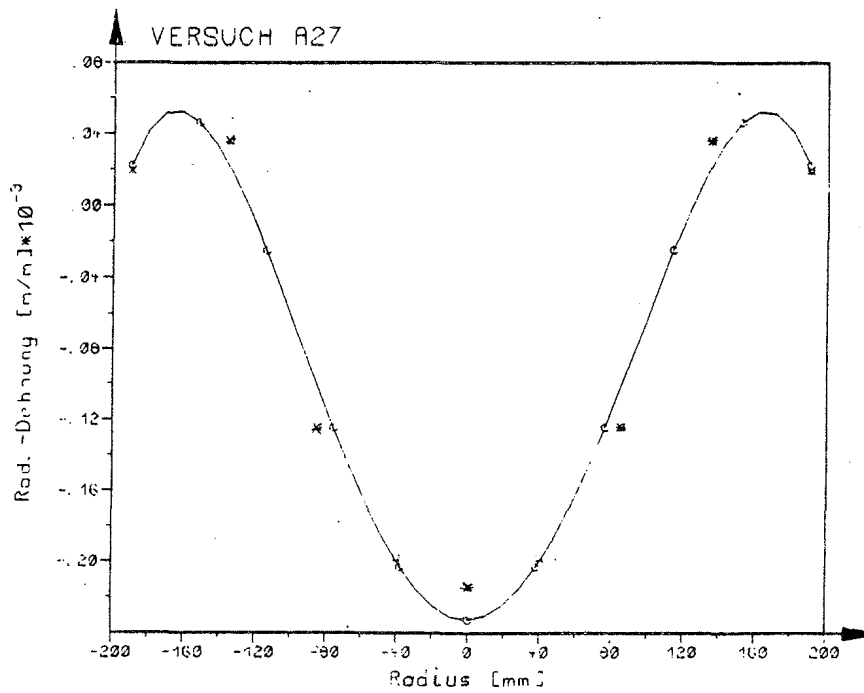
„Völligkeitsnachweis“ bzw. Nachweis der „Vergleichsspannung“  
nach verschiedenen Normen im Vergleich mit dem eig. Vorschlag



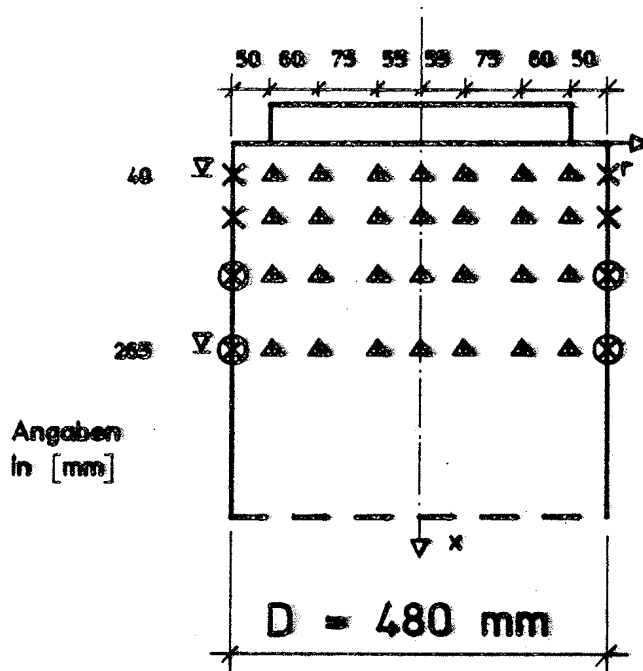
- \* vertikale Betondehnungen bei Gebrauchslast
  - gemessen im in der S.A. verlaufenden BDA
  - Randwerte - - - - - extrapoliert
- Annäherung durch ein Polynom 4.Grades



- \* Radialdehnungen an der Unterseite der Lastplatte bei Gebrauchslast  
(symmetrischer Anteil)
- Ausgleichspolynom 4.Grades



## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A25 und A35 - Vertikaldehnungen



$X_{\min} = 40$  und  $X_{\max} = 265 \text{ mm}$

▲ Messtellen, an der S.A. gespiegelt und Messwerte bei Ueberlappung gemittelt

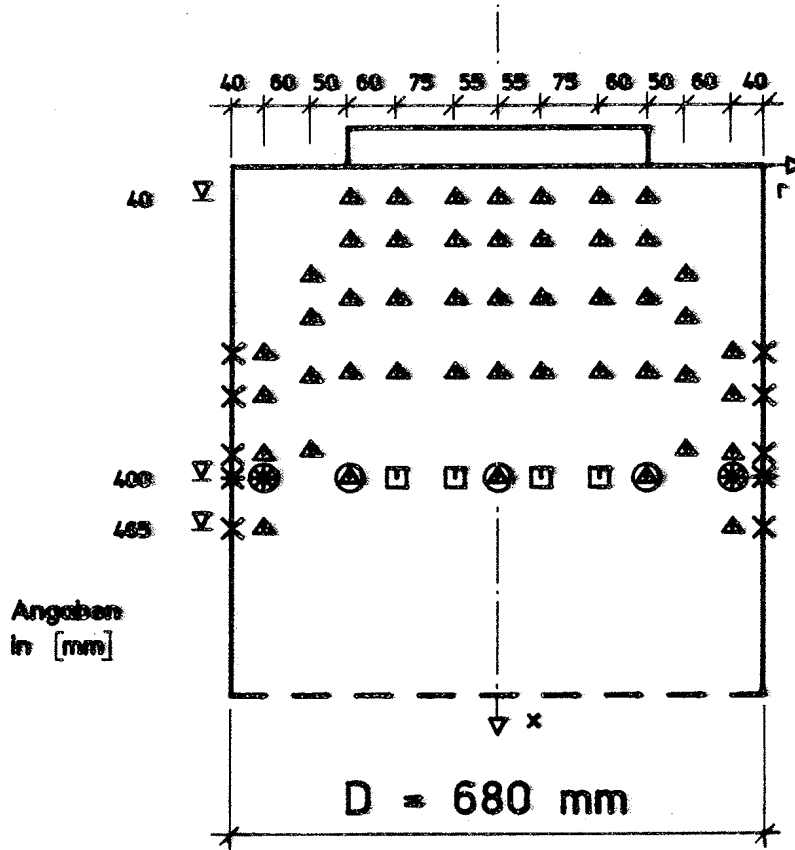
a) NAGLR = -1

× Stuetzstellen, an denen die mittlere vertikale Randdehnung vorgegeben wird

b) NAGLR = -1

○ Nur bei den beiden unteren Stuetzstellen wird die mittlere Vertikaldehnung angesetzt.

## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A26 und A36 - Vertikaldehnungen



a)  $X_{\min} = 40$  und  $X_{\max} = 465 \text{ mm}$  (NAGLR = -2)

△ Messtellen, an der S.A. gespiegelt und Messwerte bei Ueberlappung gemittelt

× vorgegebene Randwerte (wie bei  $r=300 \text{ mm}$ )

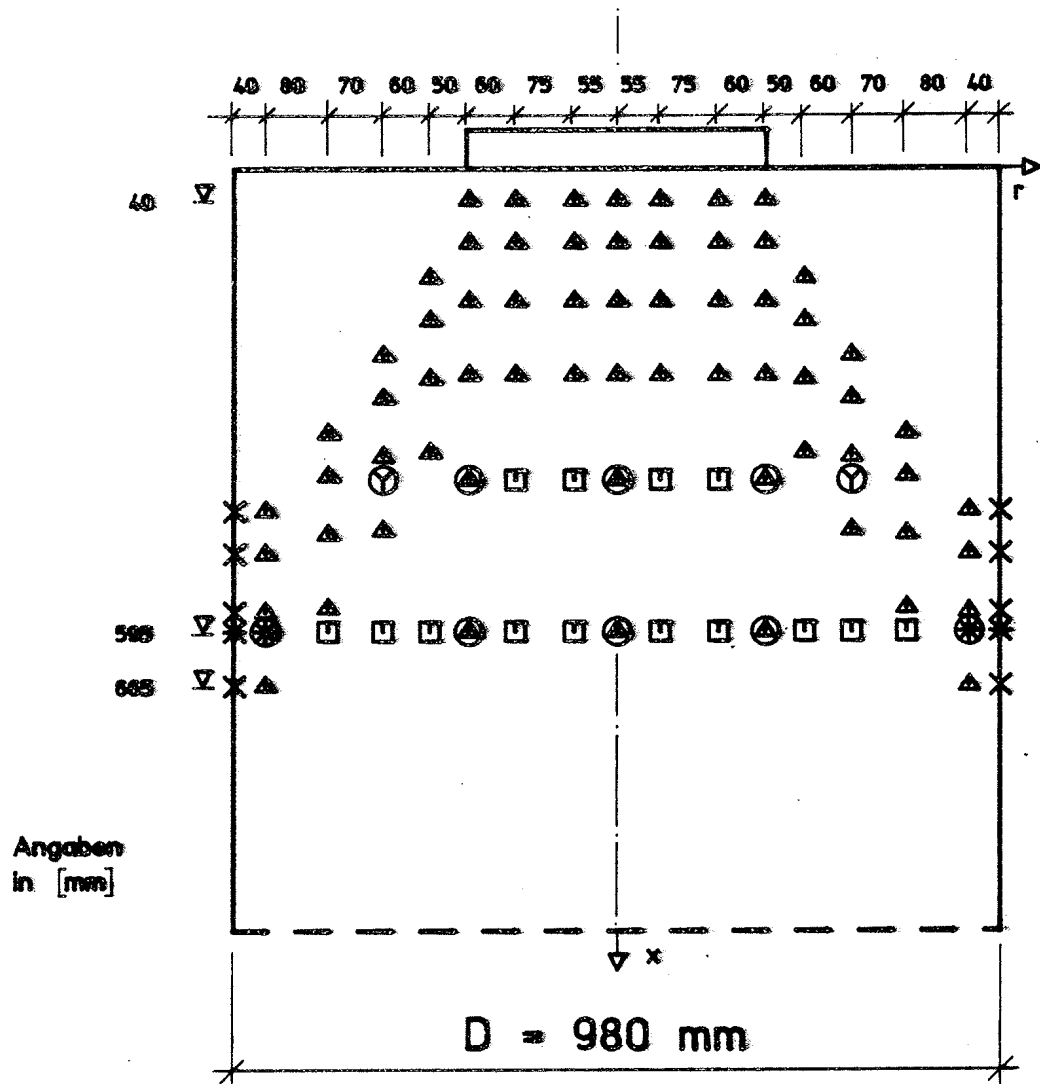
b)  $X_{\min} = 40$  und  $X_{\max} = 400 \text{ mm}$  (NAGLR = -2)  
zusätzlich :

\* Wert aus benachbarten Messtellen (in x-Richtung) linear interpoliert und bei  $r=300$  bzw.  $r=340 \text{ mm}$  vorgegeben

○ Stuetzstellen der Ausgleichs-Parabel bei  $x=400 \text{ mm}$

□ Punkte, an denen Funktionswerte der Parabel vorgegeben werden

## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A27 und A37 - Vertikaldehnungen



a)  $X_{\min} = 40$  und  $X_{\max} = 665 \text{ mm}$  (NAGLR = -2)

▲ Messtellen, an der S.A. gespiegelt und Messwerte bei Ueberlappung gemittelt

× vorgegebene Randwerte (wie bei  $r=450 \text{ mm}$ )

b)  $X_{\min} = 40$  und  $X_{\max} = 595 \text{ mm}$  (NAGLR = -2)  
zusätzlich :

\* Wert aus benachbarten Messtellen (in x-Richtung) linear interpoliert und bei  $r=450$  bzw.  $r=490 \text{ mm}$  vorgegeben

Y Wert aus benachbarten Messtellen linear interpoliert

○ Stuetzstellen der beiden Ausgleichs-Parabeln bei  $x=400$  und  $x=595 \text{ mm}$

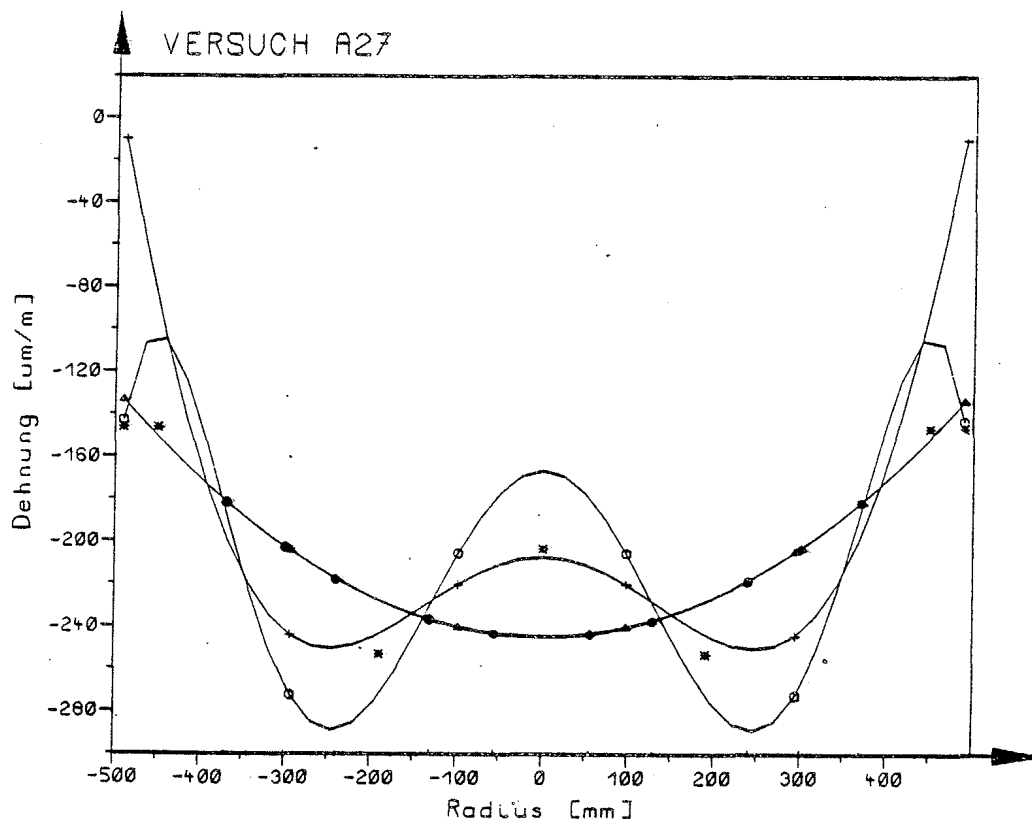
□ Punkte, an denen Funktionswerte der Parabeln vorgegeben werden

Ausgleichspolynome der Vertikaldehnungen am unteren Rand

Am unteren Rand ihres Gültigkeitsbereiches sind die Ausgleichspolynome durch relativ wenige Messwerte abgedeckt. Deshalb kommt es dort zu einem Uzsillieren der berechneten Ausgleichsfunktionen.

Um dieses auszuschalten, werden die vorhandenen Messwerte zunächst durch eine Parabel angenähert. Zusammen mit den Messwerten werden dann an verschiedenen Stellen Funktionswerte dieser Parabel bei der Ausgleichsrechnung vorgegeben (siehe Anlagen 10 u.11).

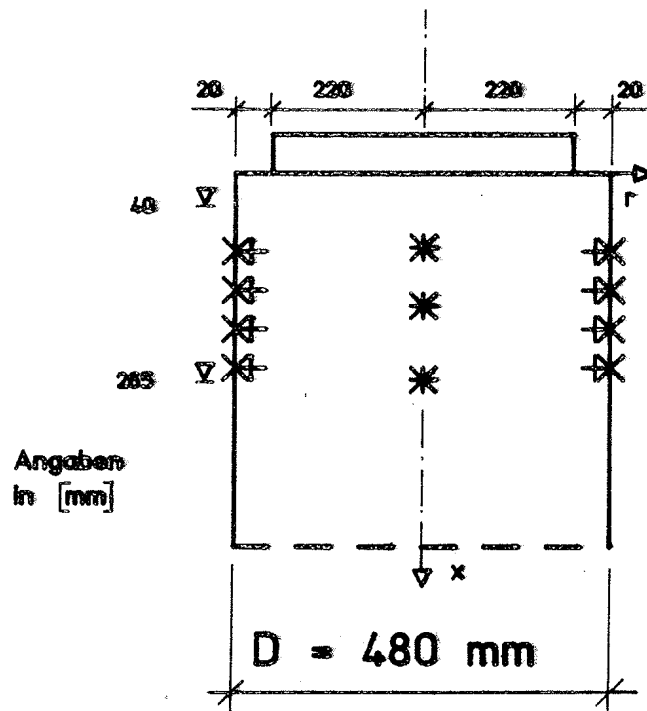
Das folgende Beispiel zeigt das Ausgleichspolynom der Vertikaldehnungen bei Gebrauchslast am unteren Rand ( $x=595\text{mm}$ ). Der Grad des Polynoms in radialer Richtung beträgt 6.



- \* gemessene Vertikaldehnungen (symmetrischer Anteil)
- Verlauf des daraus berechneten Ausgleichspolynoms
- △ Ausgleichsparabel
- zusätzlich vorgegebene Funktionswerte der Parabel
- + Verlauf der Ausgleichsfunktion, wie er sich aus den Meßwerten und den Ordinatenwerten der Parabel ergibt



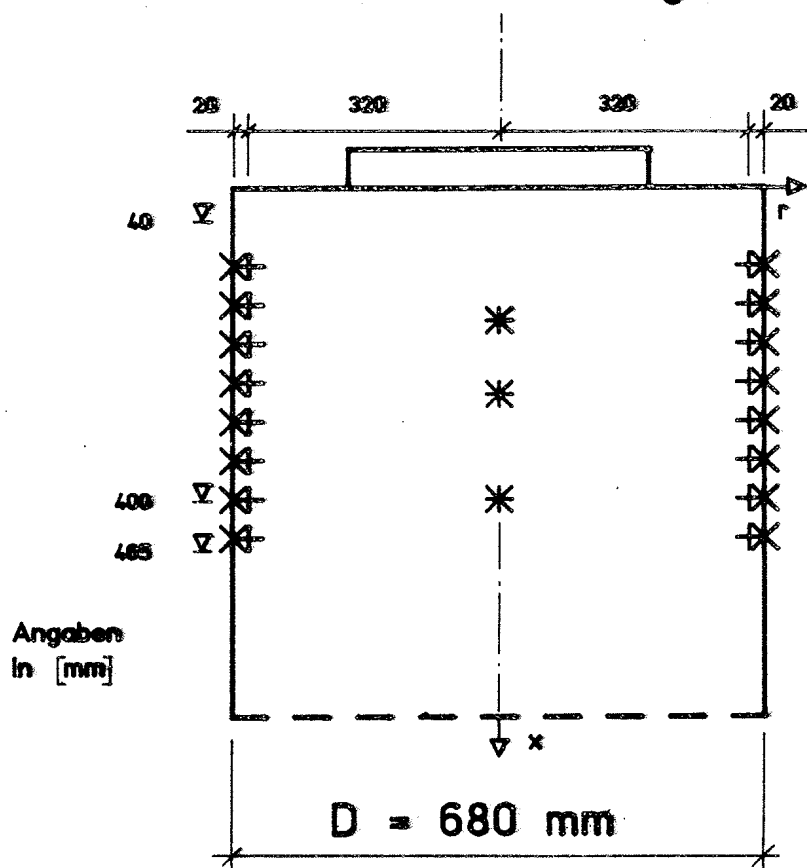
## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A25 und A35 - Tangentialdehnungen



$X_{\min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{\max} = 265 \text{ mm}$

- \* In der Symmetrieachse gemessene Horizontaldehnung
- + Tangentialdehnung aus dem Mittel der an jeweils gegenüberliegenden Messstellen ermittelten Wendelaufweitungen bestimmt
- X vorgegebene Randwerte ( wie bei  $r=220 \text{ mm}$  )

## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A26 und A36 - Tangentialdehnungen

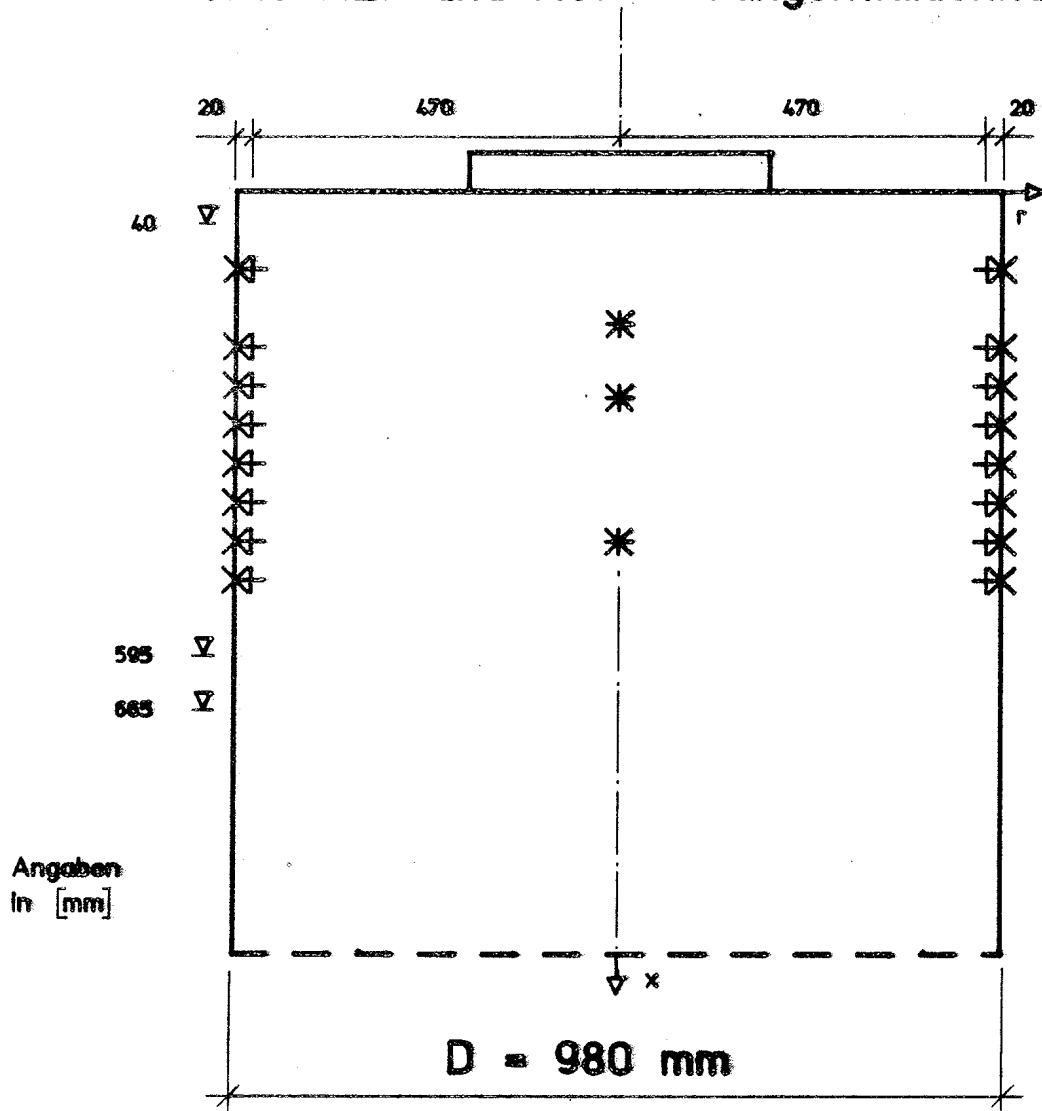


Angaben  
in [mm]

$X_{\min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{\max} = 400 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )  
 $X_{\max} = 465 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )

- \* In der Symmetrieachse gemessene Horizontaldehnung
- + Tangentialdehnung aus dem Mittel der an jeweils gegenueberliegenden Messstellen ermittelten Wendelaufweitungen bestimmt
- x vorgegebene Randwerte ( wie bei  $r=320 \text{ mm}$  )

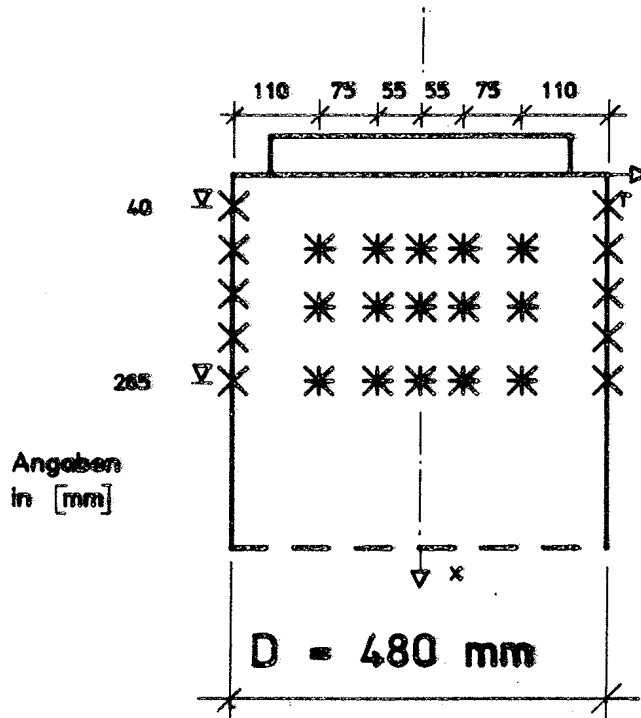
## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A27 und A37 - Tangentialdehnungen



$X_{\min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{\max} = 595 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )  
 $X_{\max} = 665 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )

- \* In der Symmetrieachse gemessene Horizontaldehnung
- + Tangentialdehnung aus dem Mittel der an jeweils gegenueberliegenden Messstellen ermittelten Wendelaufweitungen bestimmt
- X vorgegebene Randwerte ( wie bei  $r=470 \text{ mm}$  )

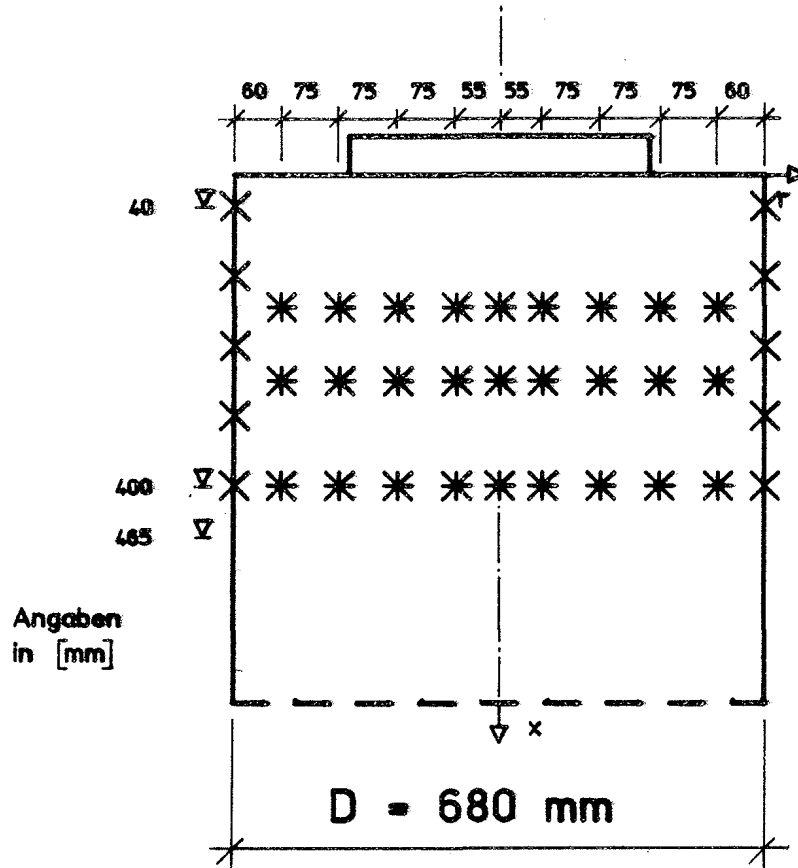
## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A25 und A35 - Radialdehnungen



$X_{min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{max} = 265 \text{ mm}$

- \* Stuetzstellen an denen die gemittelten Messwerte der symmetrischen Messstellen vorgegeben werden
- X zwischen  $X_{min}$  und  $X_{max}$  in aequidistanten Abstaenden vorgegebene Randwerte

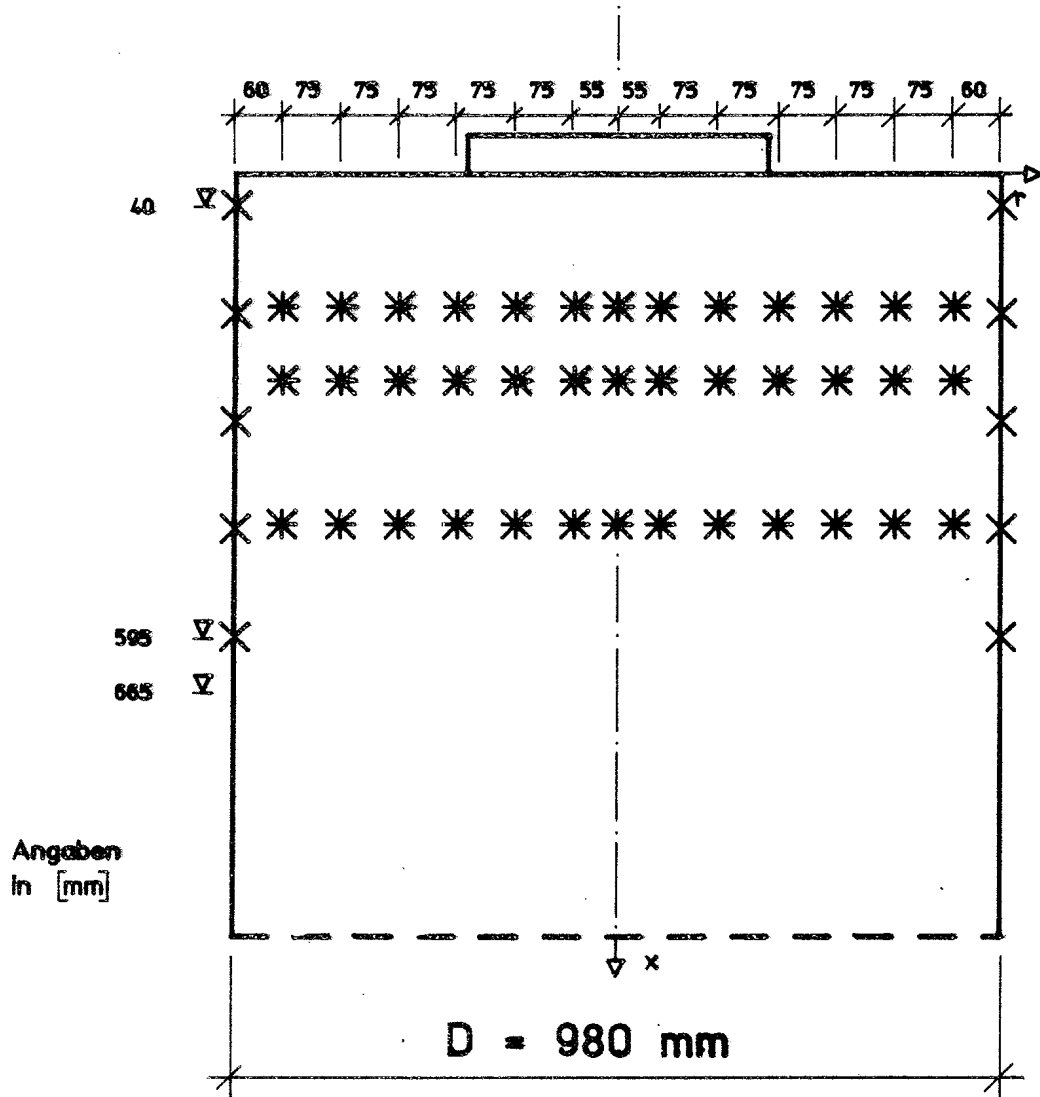
## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A26 und A36 - Radialdehnungen



$X_{\min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{\max} = 400 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )  
 $X_{\max} = 465 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )

- \* Stuetzstellen an denen die gemittelten Messwerte der symmetrischen Messstellen vorgegeben werden
- X zwischen  $X_{\min}$  und  $X_{\max}$  in aequidistanten Abstaenden vorgegebene Randwerte ( hier fuer  $X_{\max}=400\text{mm}$  )

## Stuetzstellen der Ausgleichspolynome Versuche A27 und A37 - Radialdehnungen



$X_{\min} = 40 \text{ mm}$  und  $X_{\max} = 595 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )  
 $X_{\max} = 665 \text{ mm}$  ( NAGLR = -2 )

- \* Stuetzstellen an denen die gemittelten Messwerte der symmetrischen Messstellen vorgegeben werden
- X zwischen  $X_{\min}$  und  $X_{\max}$  in aequidistanten Abstaenden vorgegebene Randwerte ( hier fuer  $X_{\max}=595\text{mm}$  )

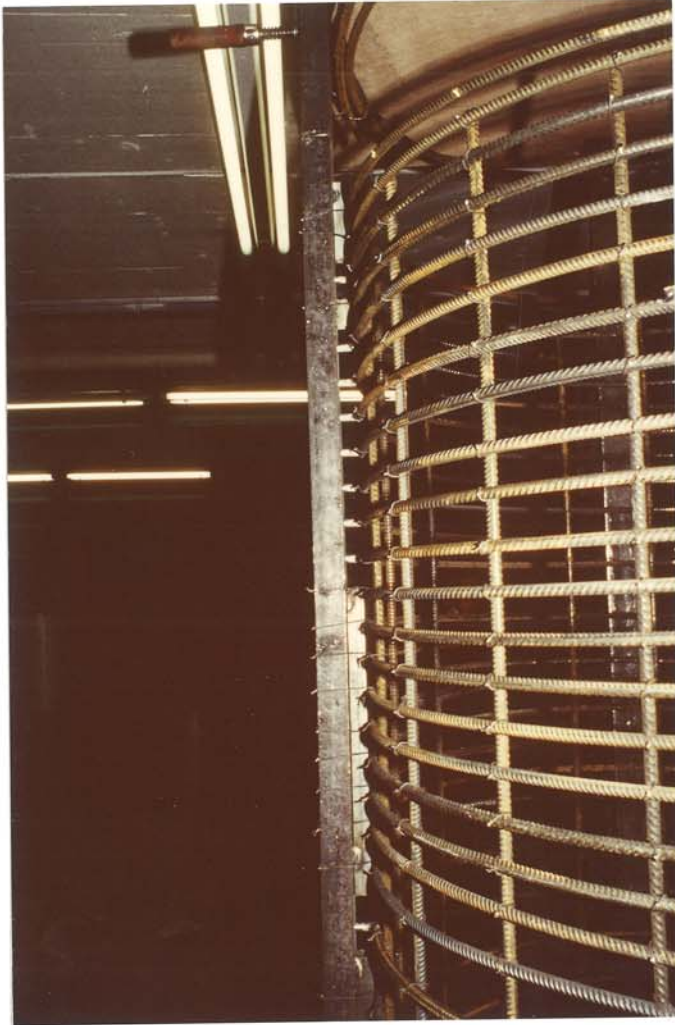


Bild 6: Schablone zur  
Herstellung der Wendeln

Bild 7: Betonzylinder  $\varnothing$  980 mm  
für einen A-Versuch mit ein-  
gebauten Betoninnendehnungs-  
aufnehmern (BDA)





Bild 8: Probekörper für eine A-Versuchsreihe vor dem Betonieren



Bild 9: Kalottenlager für die Versuche A 46 bis A 48 unmittelbar nach Anlieferung



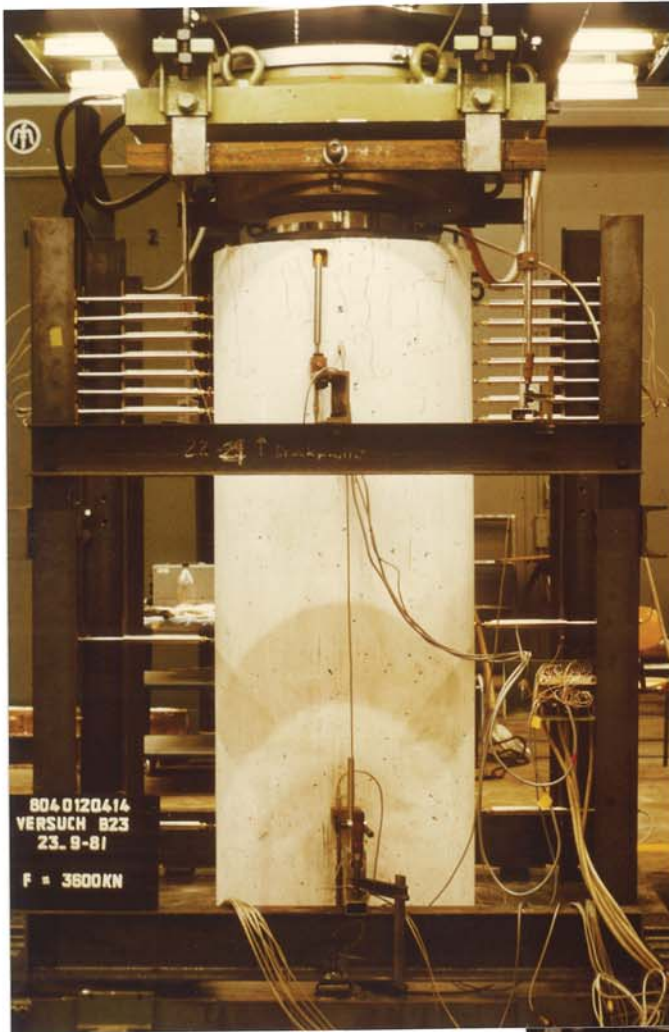
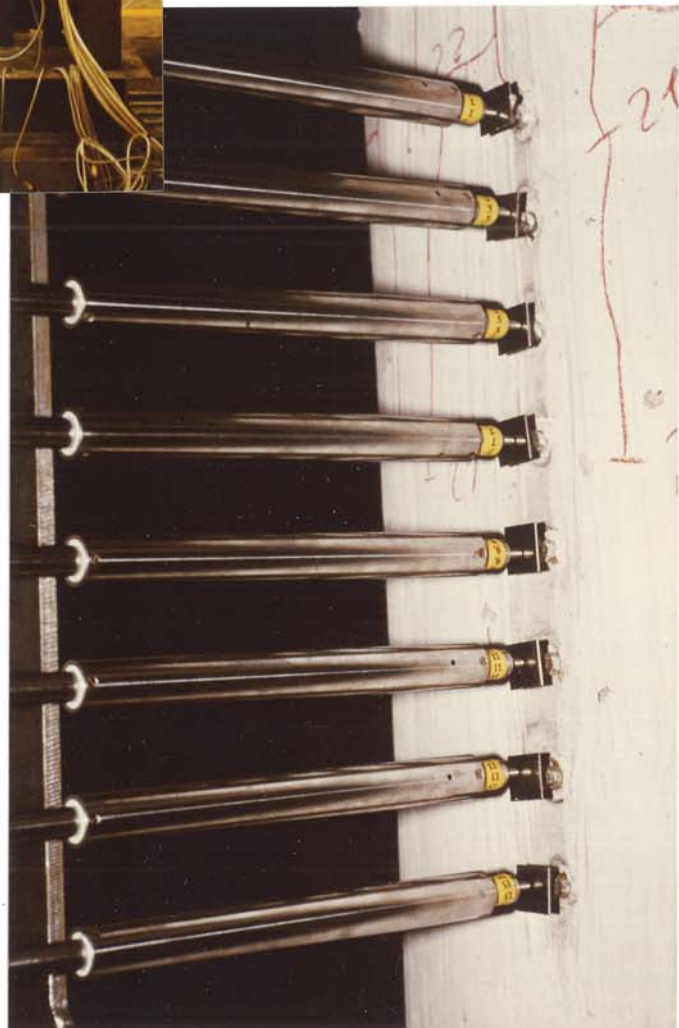


Bild 10 und 11:

Probekörper  $\varnothing$  680 mm unmittelbar vor Versuchsbeginn und mit Detail der Induktiv-taster (IND) während des Versuchs



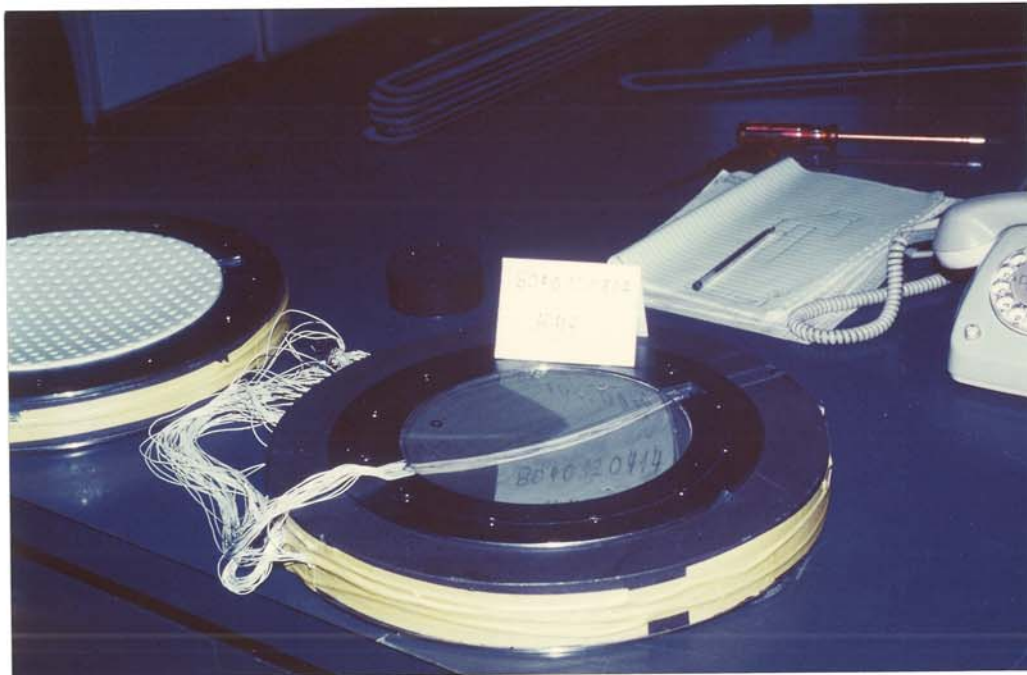


Bild 12: Kalottenlager für Versuch A 47 nach Vergießen der  
DMS-Leiste mit Kunstharz in der Kalotte



Bild 13: Sohlpressungsabdruck  
des Versuchs B 9 bei einfacher  
und doppelter Gebrauchslast

Bild 14: Sohl- und PTFE-  
Pressungsabdruck des Versuchs  
B 13 unter rechnerischer  
Gebrauchslast



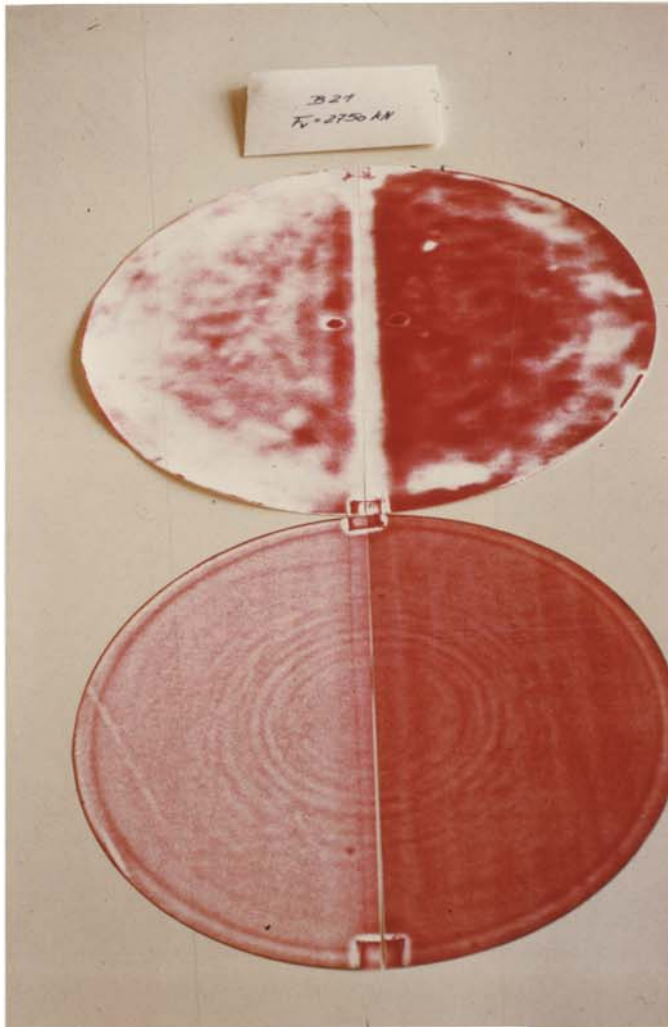


Bild 15: Sohlpressungsabdruck unter einem Topflager und im Topf desselben

Bild 16: Sohlpressungsabdruck unter einem bewehrten Elastomerlager  $\varnothing$  400 mm unter  $F_{V1} = 2750\text{KN}$  und  $F_{V2} = 5500\text{KN}$

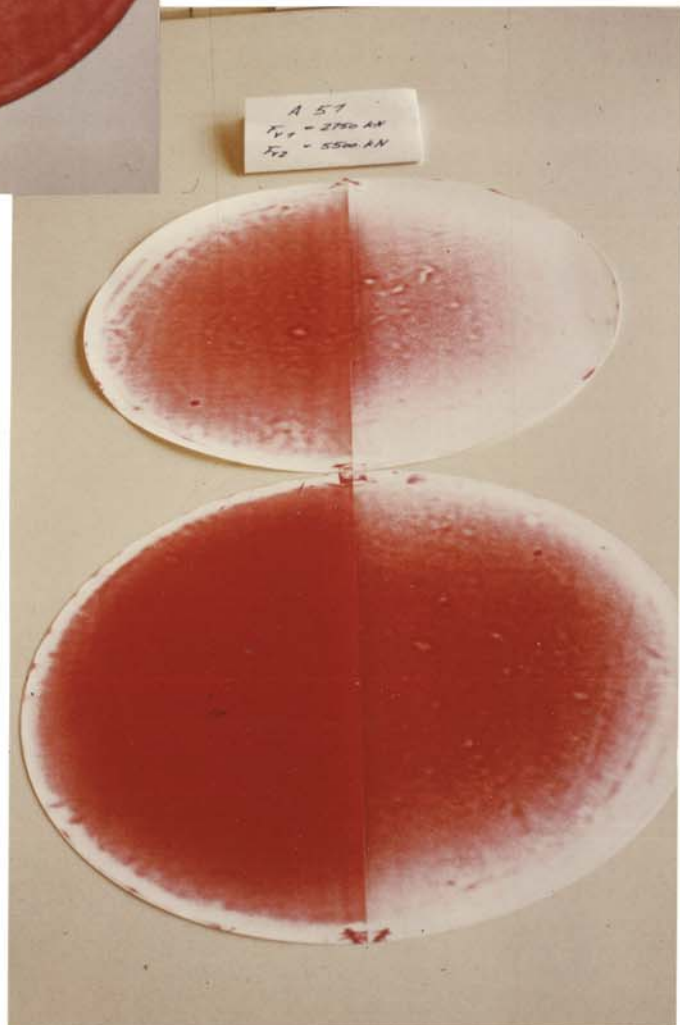




Bild 17: Übliche Versagens-  
ursache: Wendelbruch

Bild 18: Manchmal zu  
beobachtende Begleit-  
erscheinung nach Erreichen  
der Systembruchlast bei den  
Probekörpern  $\varnothing$  480 mm:  
Ausknicken der Längs-  
bewehrung im weniger  
umschnürten Bereich





Bilder 19 und 20: Einstanzen der Lagerplatte bei steifer und bleibende  
Setzungsmulde bei weicher Lasteinleitung in einen Stahlbetonzylinder  
Ø 480 mm nach Versuchsende



Bilder 21 und 22: Einstanzen der Lagerplatte bei steifer und bleibende  
Setzungsmulde bei weicher Lasteinleitung in einen Stahlbetonzylinder  
 $\varnothing$  680 mm nach Versuchsende



Bilder 23 und 24: Einstanzen der Lagerplatte bei steifer und bleibende  
Setzungsmulde bei weicher Lasteintragung in einen Stahlbetonzylinder  
 $\varnothing$  980 mm nach Versuchsende





Bilder 25 und 26: Stützenköpfe der Versuche B 53 (steife Lasteintragung) und B 56 (weiche Lasteintragung) nach Versuchsende; bei diesen Versuchen war nur eine dünne Ausgleichsschicht aus Kunstharzmörtel aufgezogen worden.



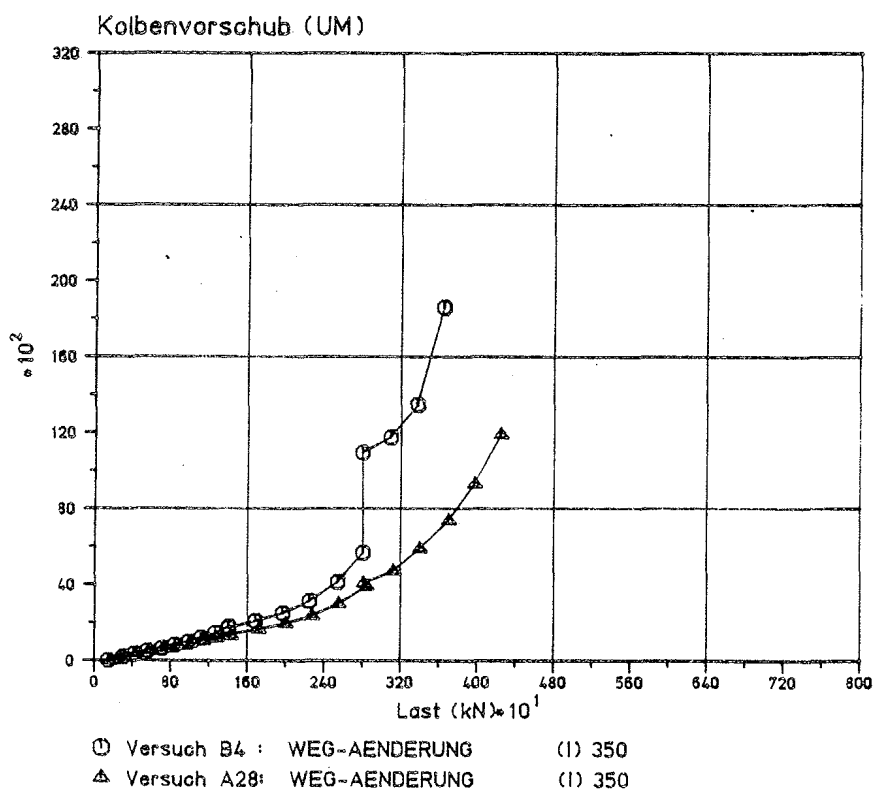
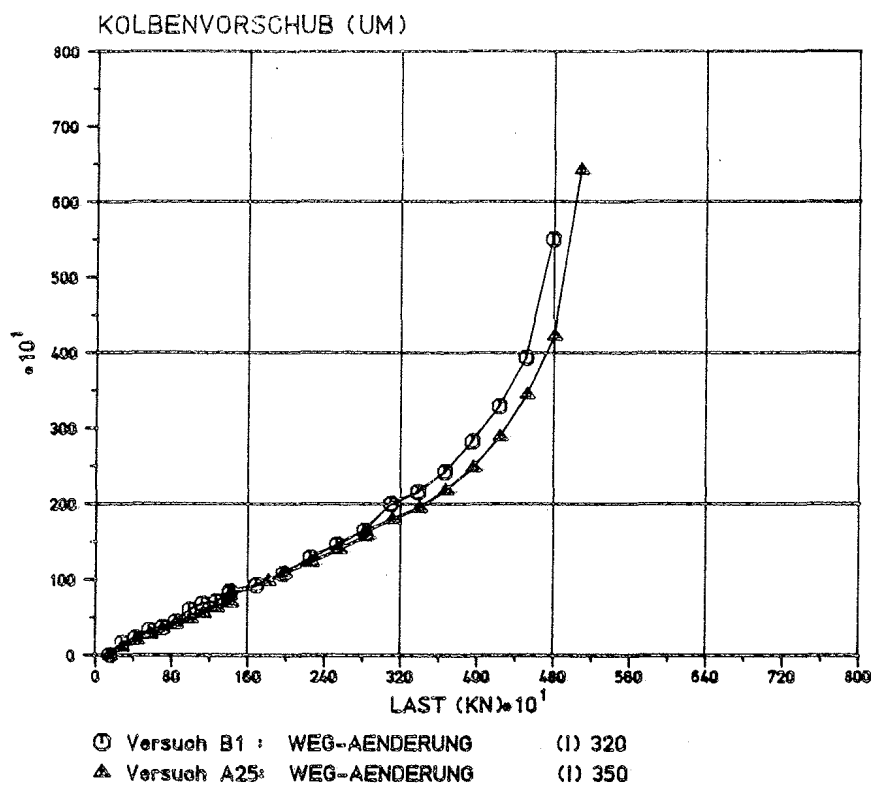
Bild 27: Lagerplatten und Stahldruckstücke der Versuche A 28 bis A 30 nach Versuchsende mit deutlichen Eindrückungen auf den Platten und mit balligen, plastischen Randverformungen der Druckstücke



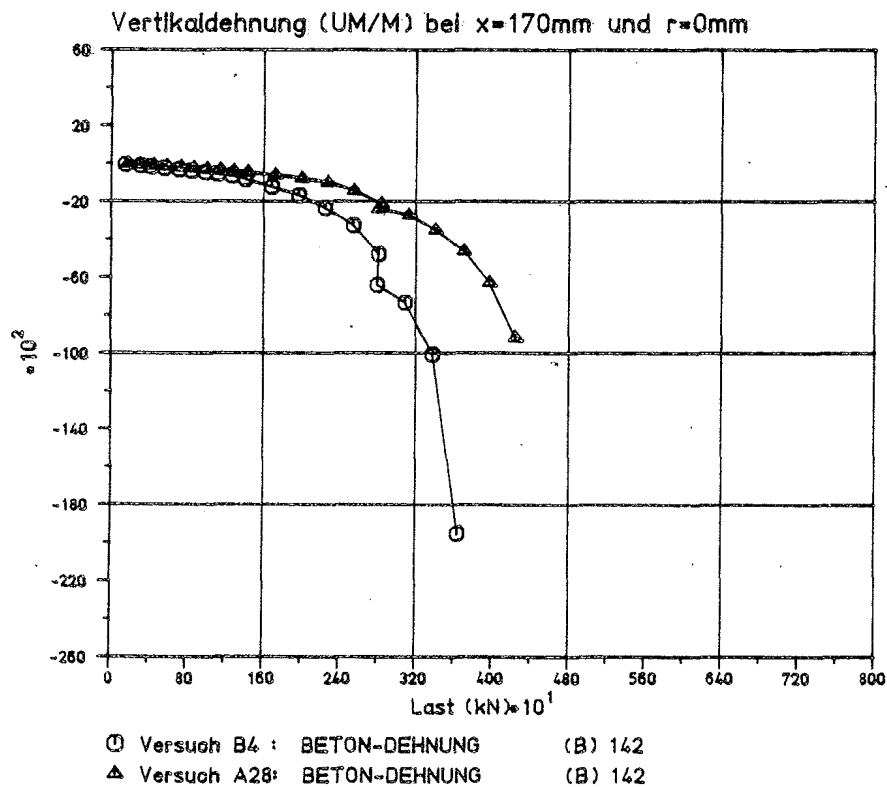
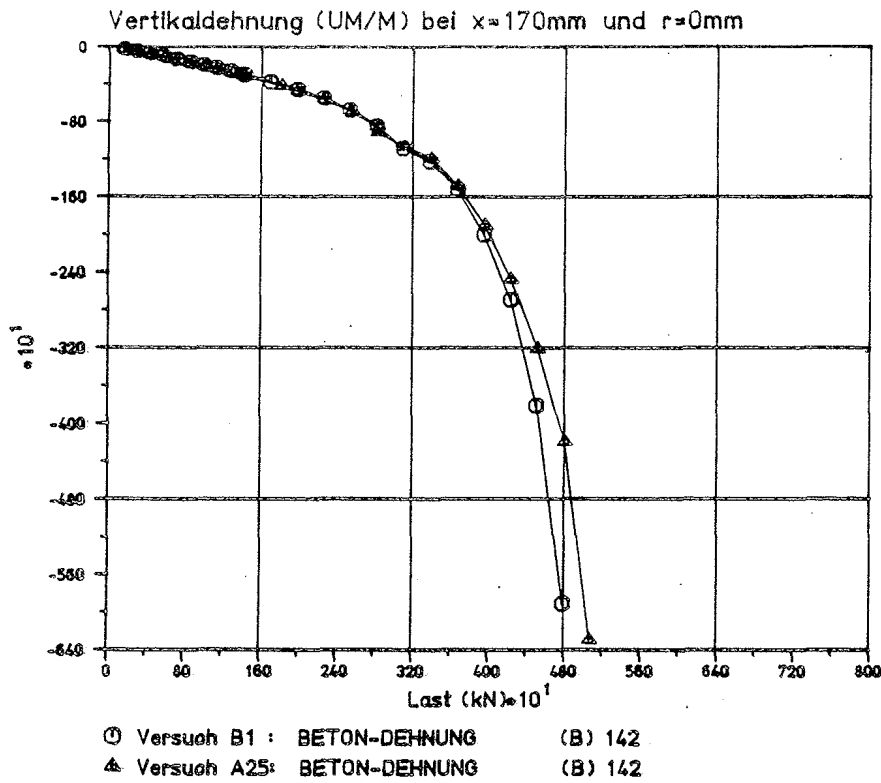
Bild 28: Geöffnetes Topflager des Versuchs B 23 nach Versuchsende; deutlich ist die Konzentration des Schmierfetts im Lagerzentrum als Folge der plastischen Anpassung des Topfbodens an die Setzungsmulde des Betonzylinders zu erkennen

Bild 29: Umgedrehter Topf des Versuchslagers B 24 nach Versuchsende, bei dem deutlich die Wirkung des Krepelmoments in Verbindung mit dem dünnen Topfboden zu erkennen ist.





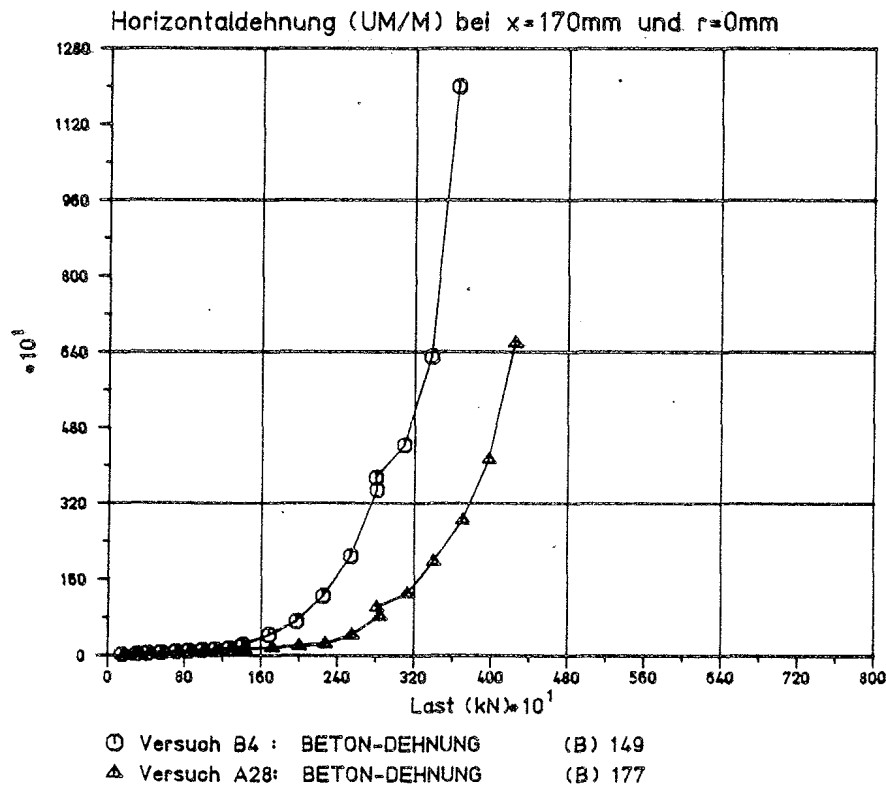
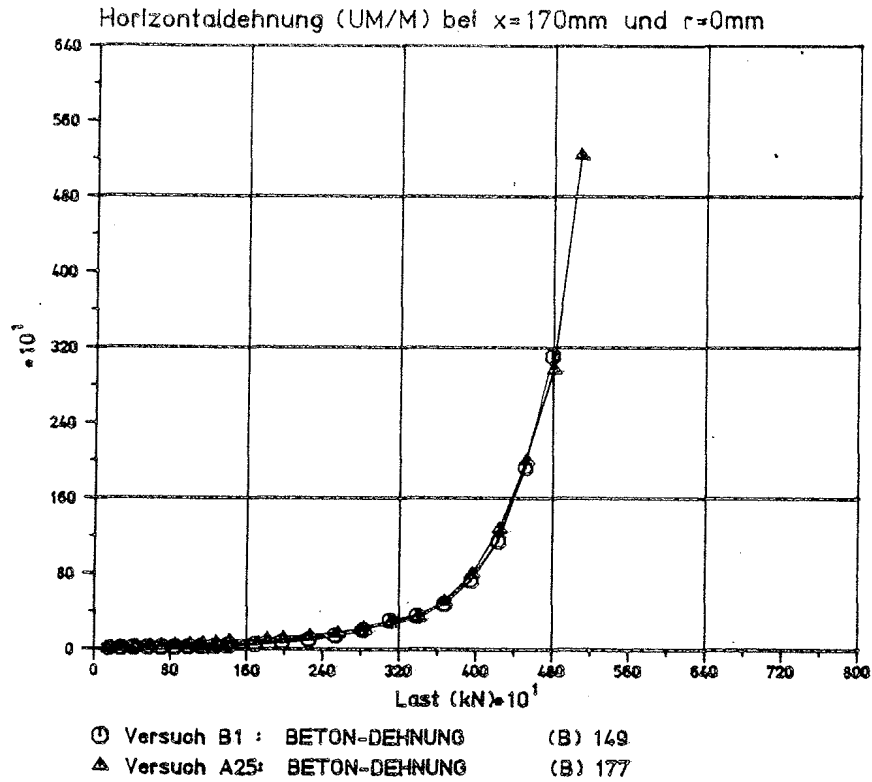
- Kolbenvorschub - Vergleich parameteregleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher  
 Lasteintragung bei  $A/A_1 = 1,55$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

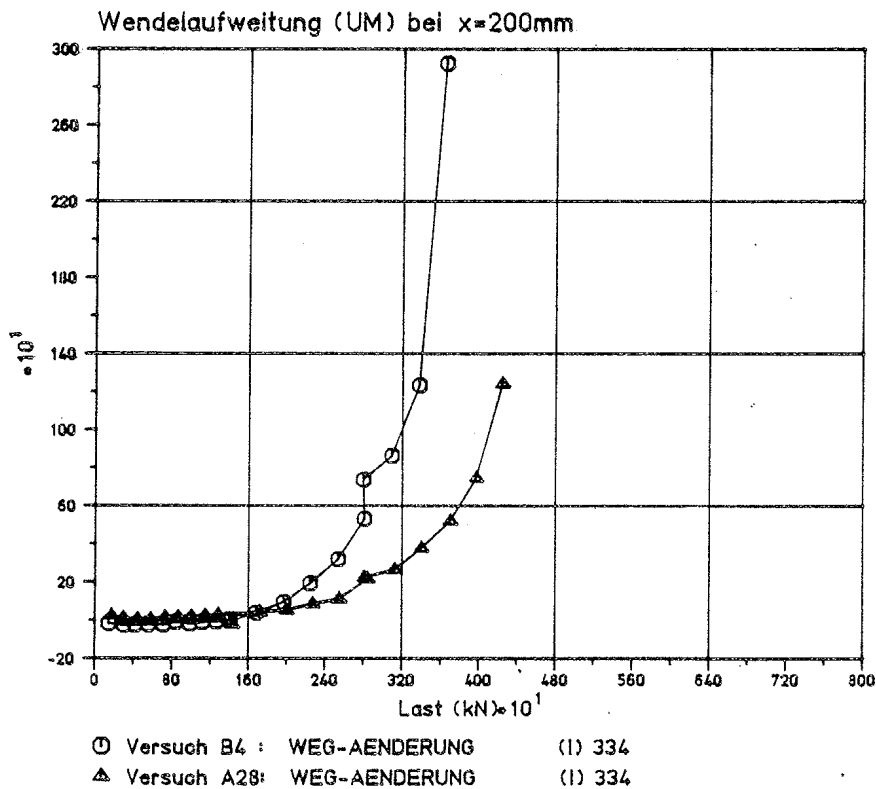
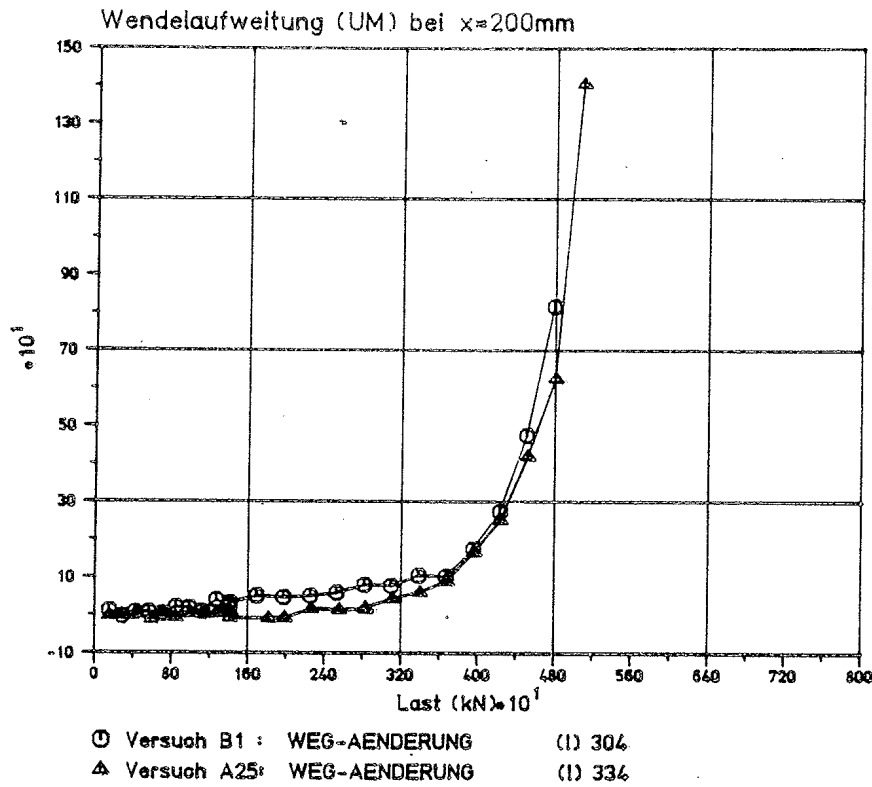
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 1,55$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

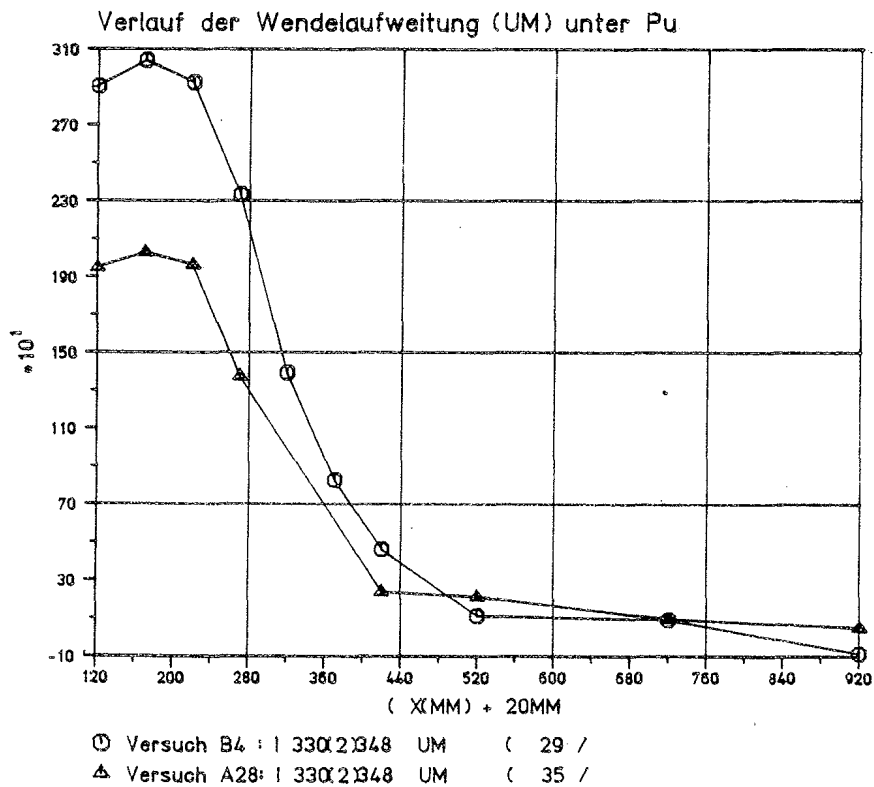
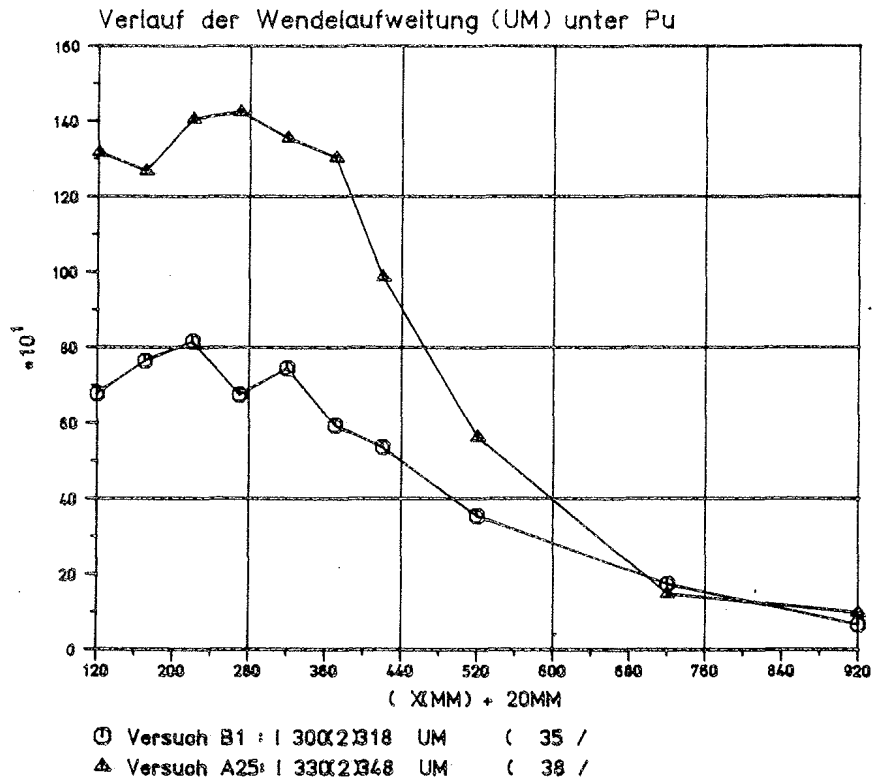
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 1,55$



Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 1,55$

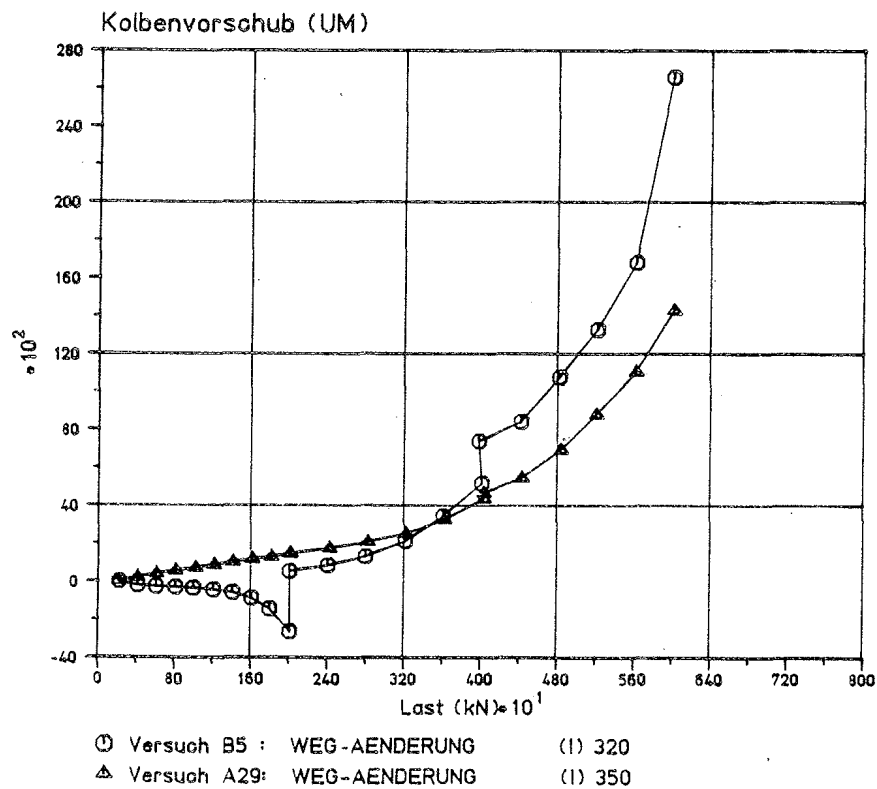
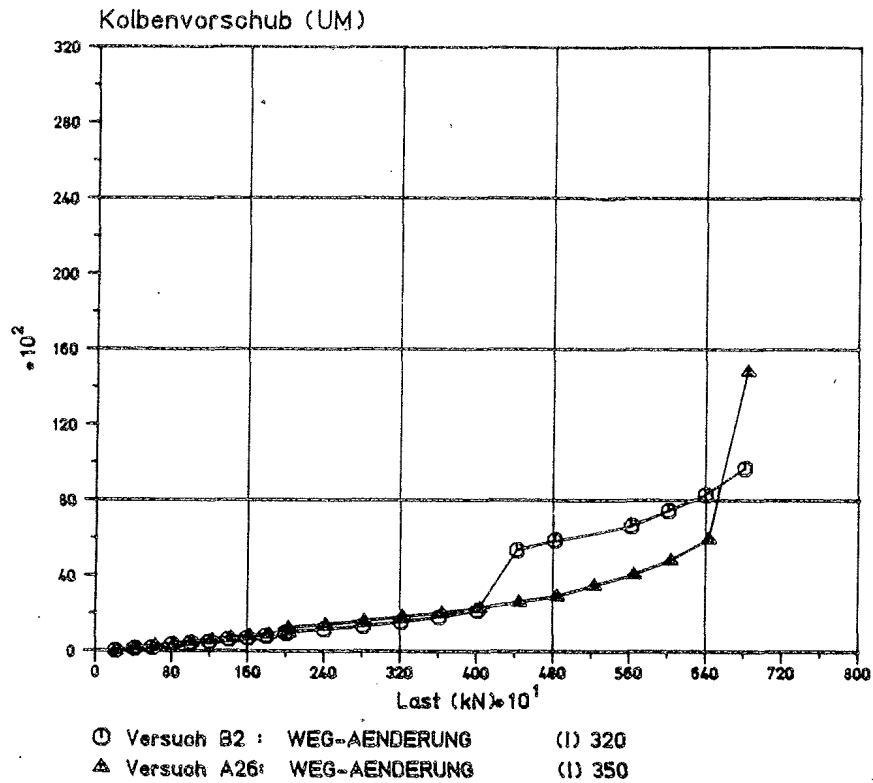


Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

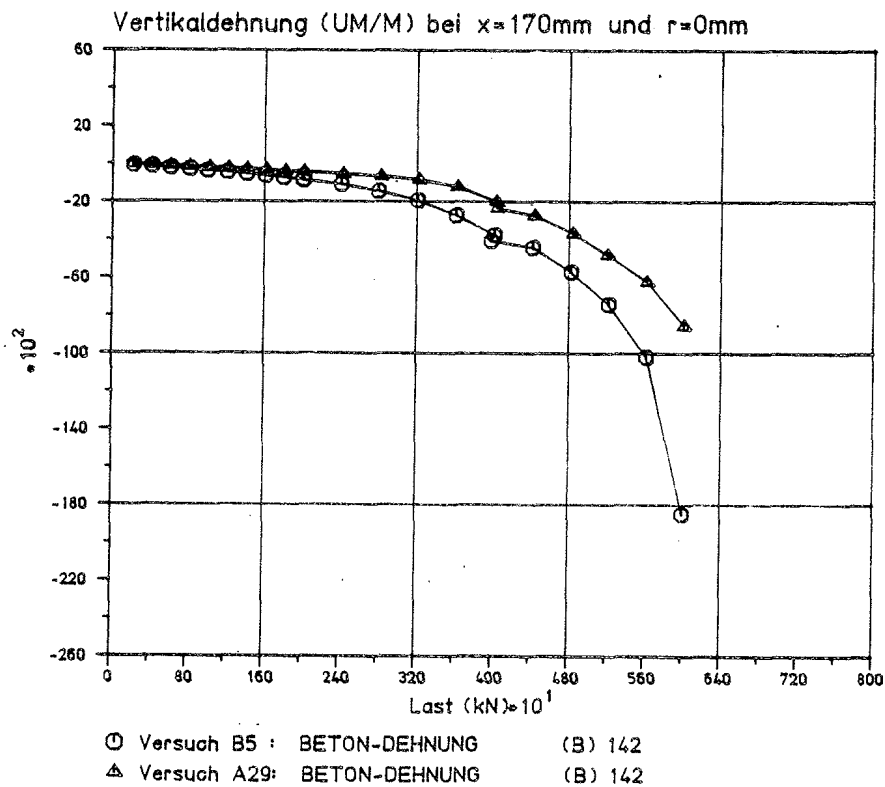
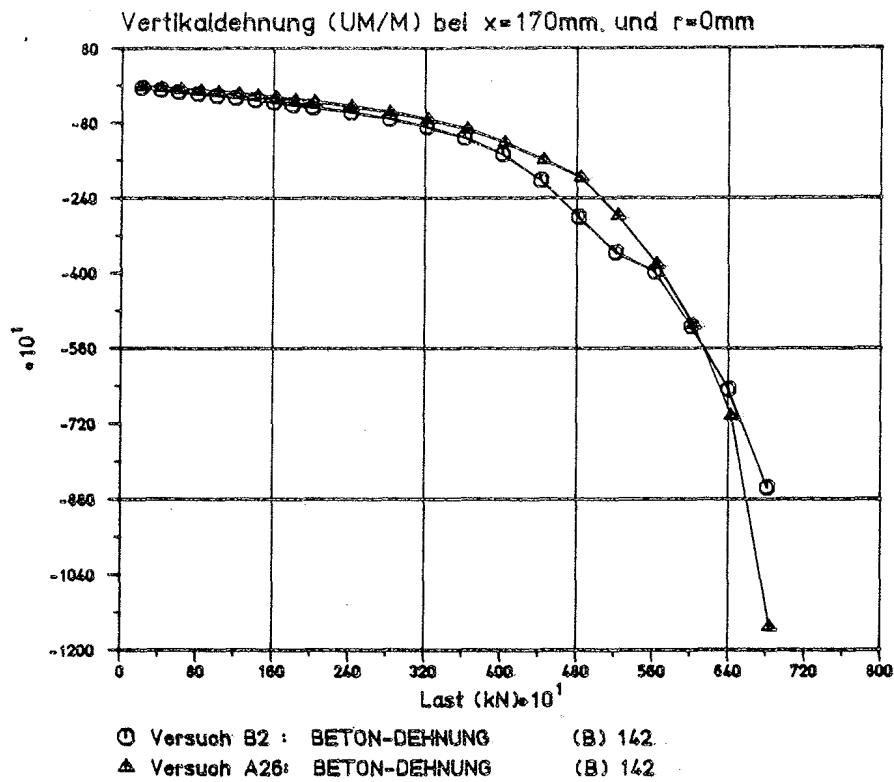
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 1,55$





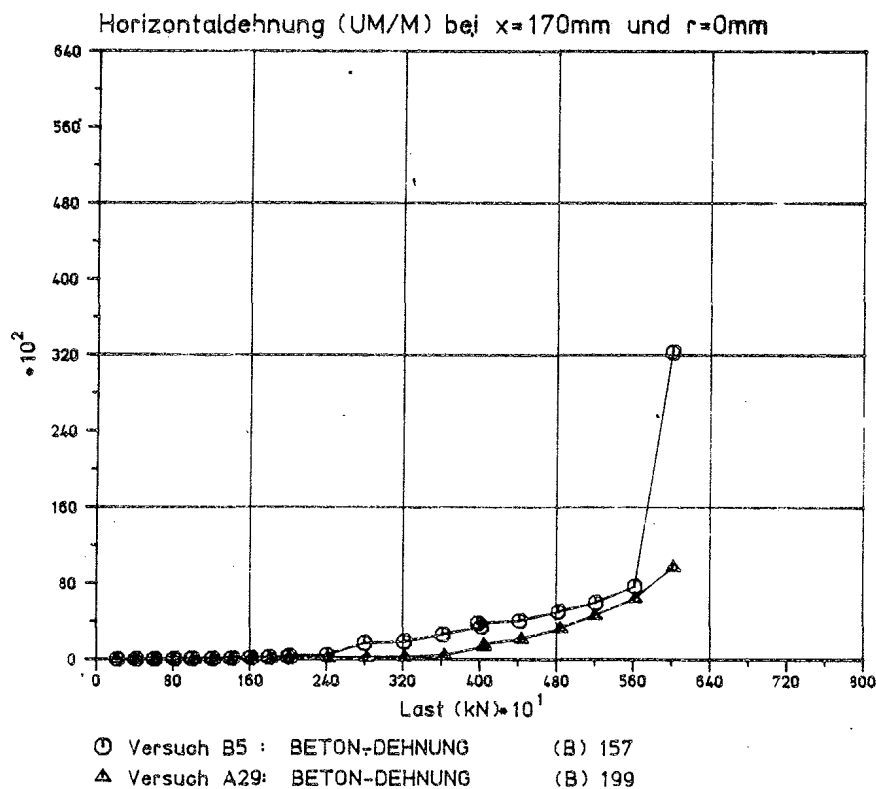
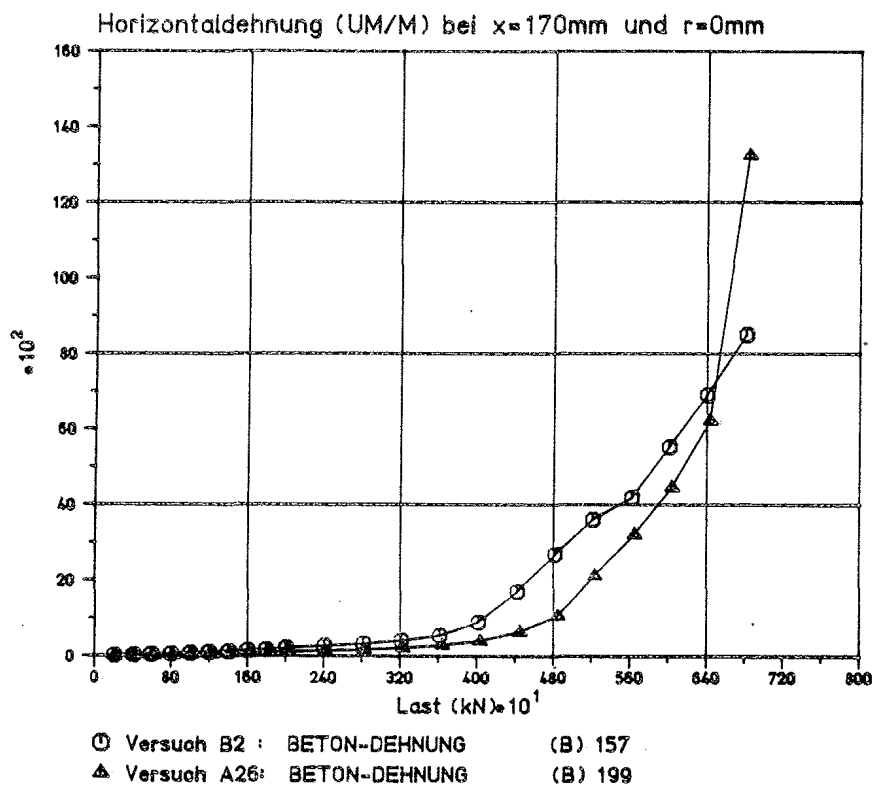
Kolbenvorschub

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 3,12$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

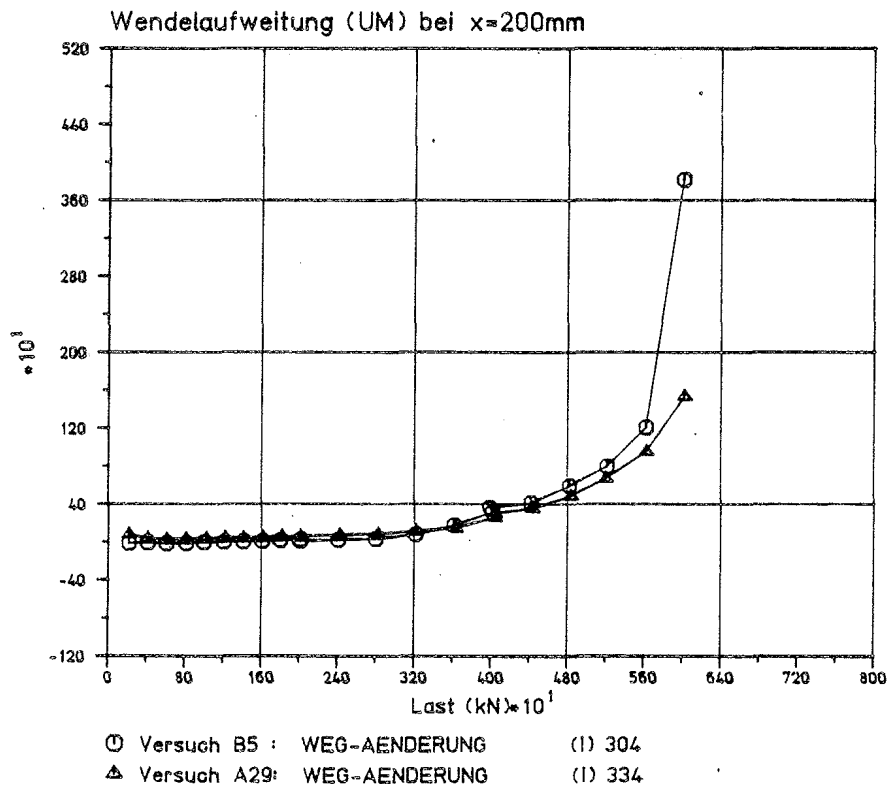
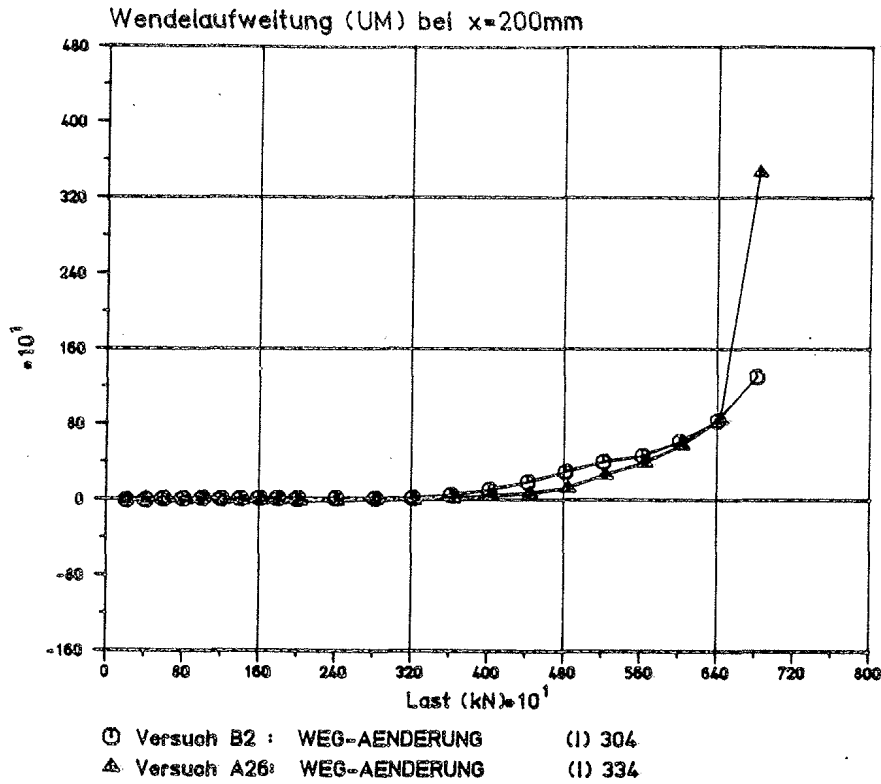
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 3,12$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

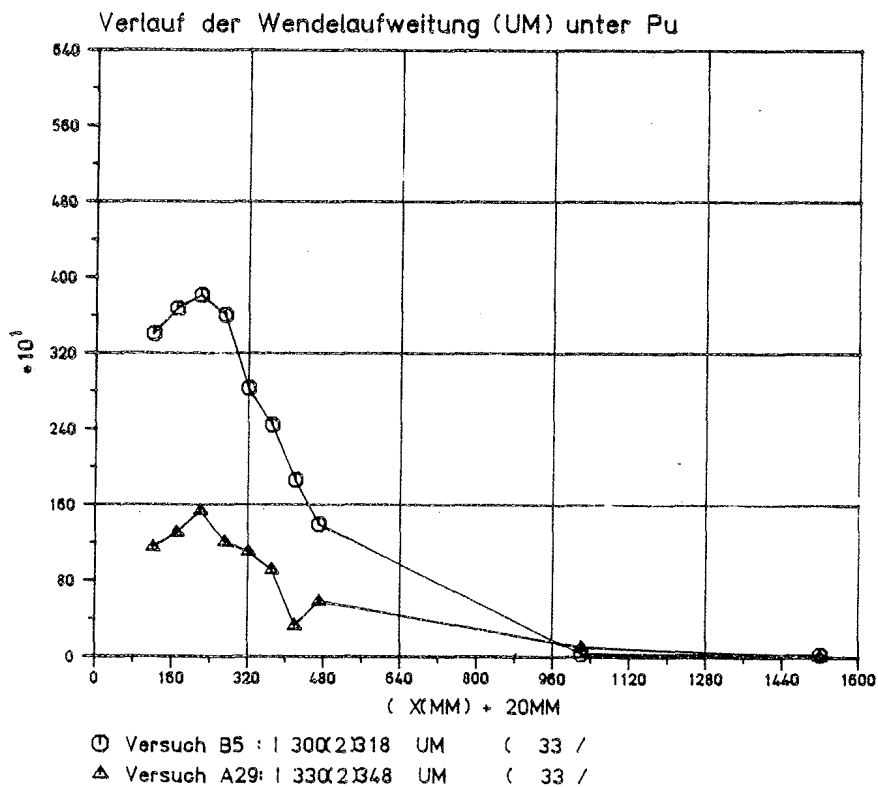
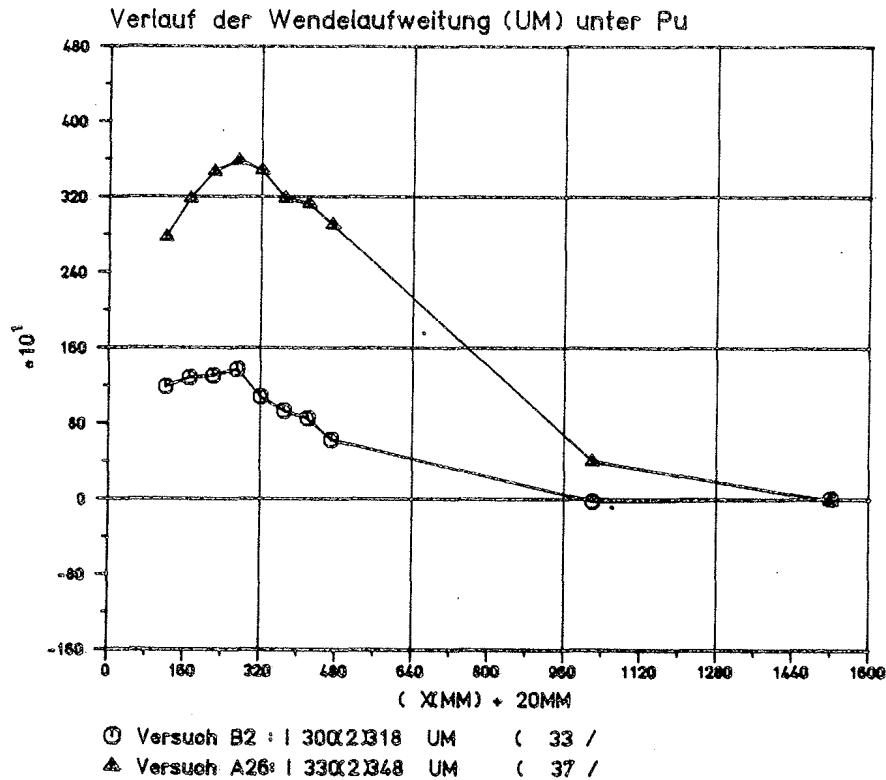
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 3,12$



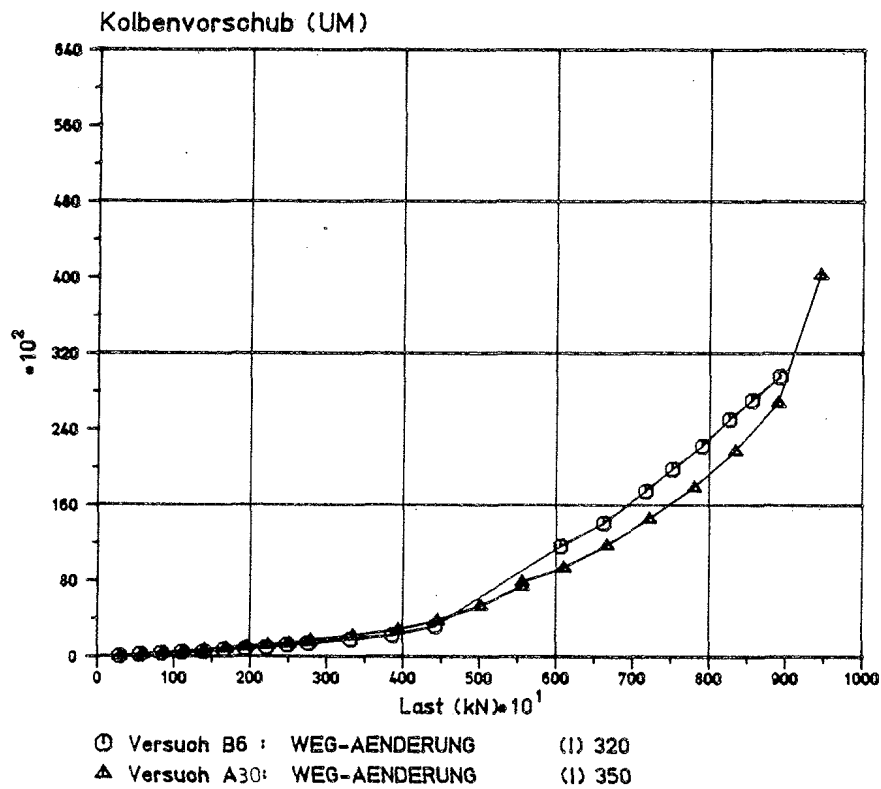
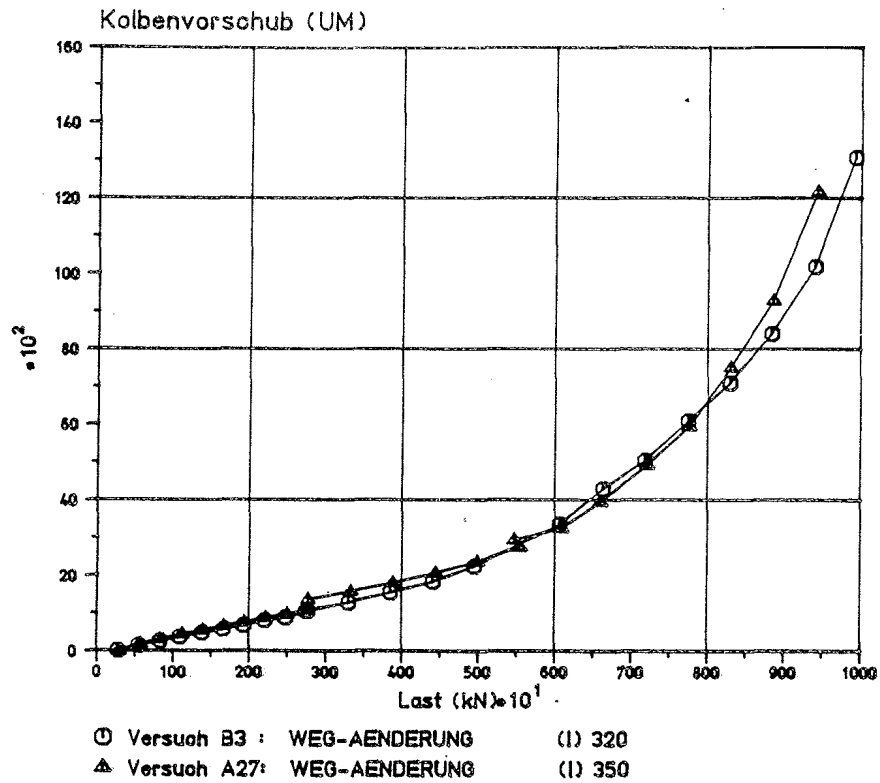
Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 3,12$



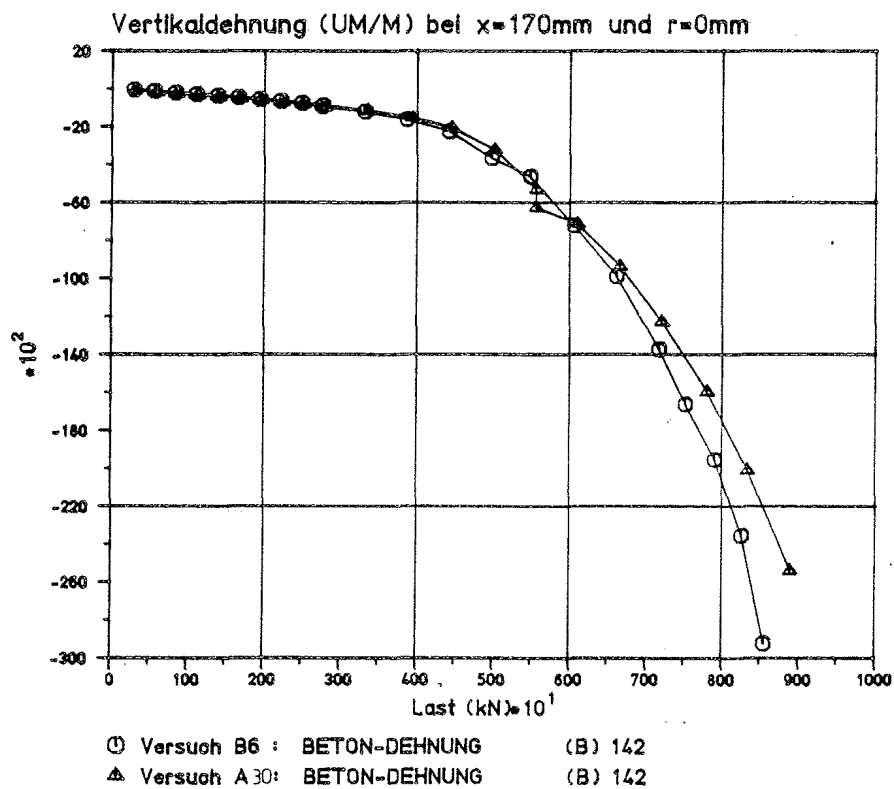
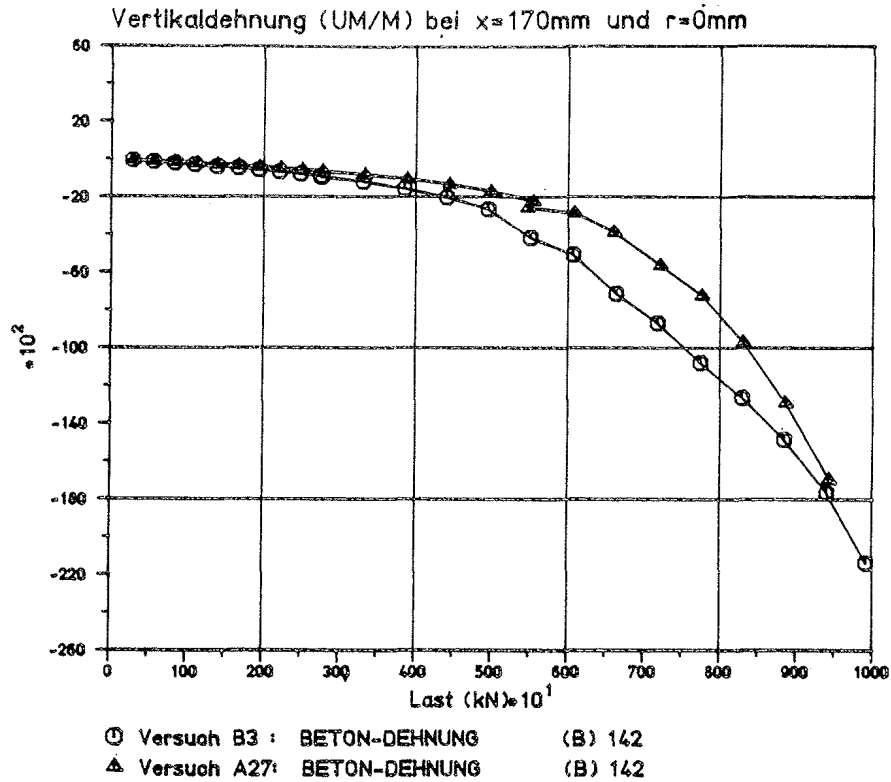
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 3,12$



### Kolbenvorschub

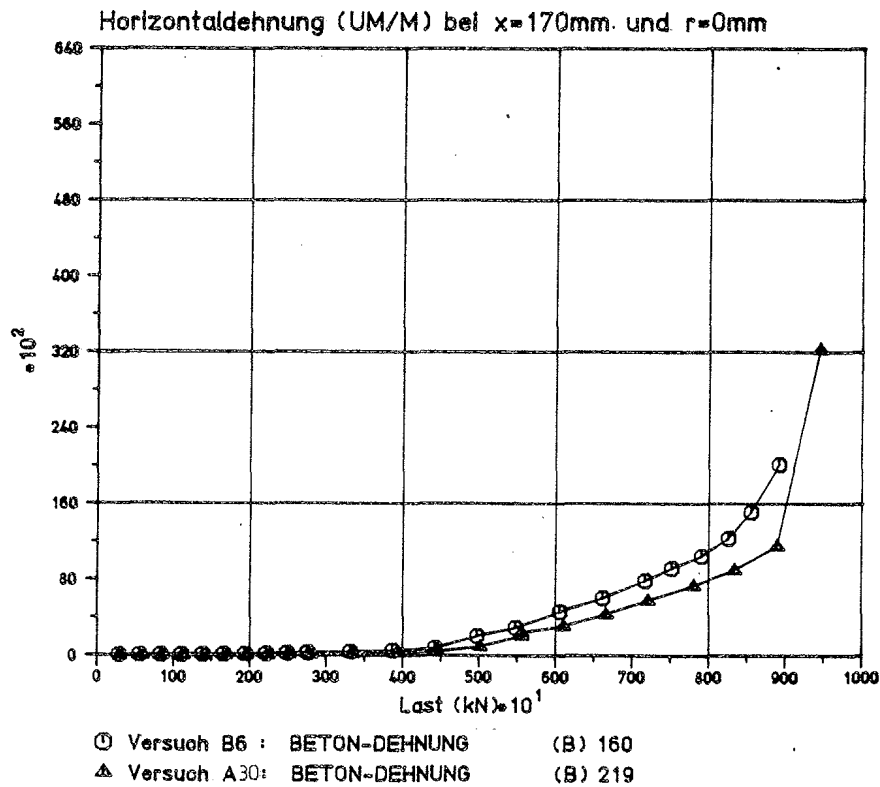
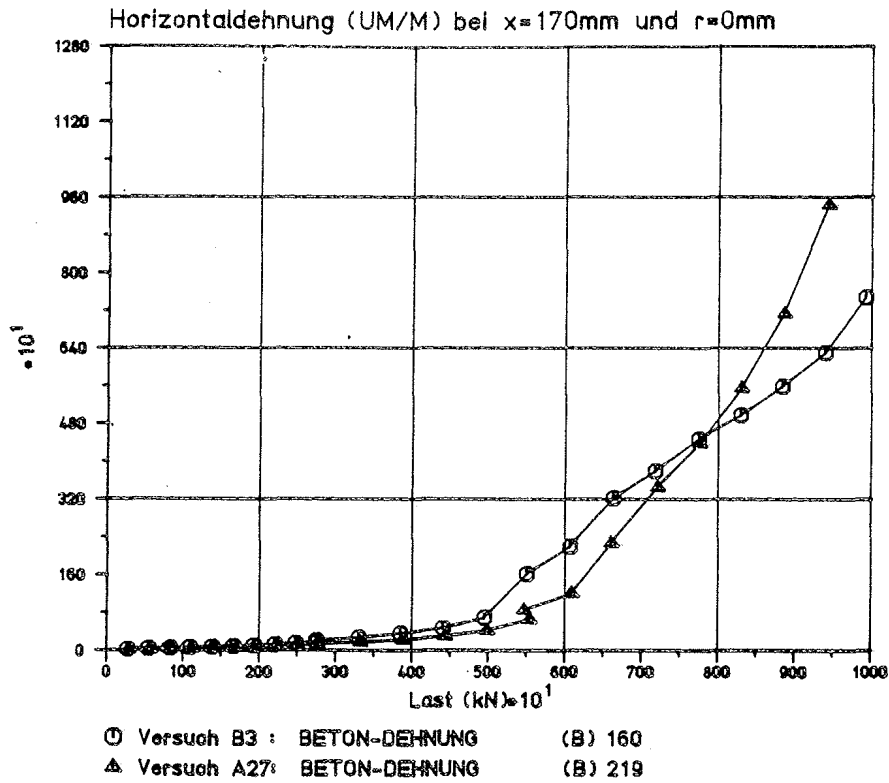
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 6,48$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 6,48$

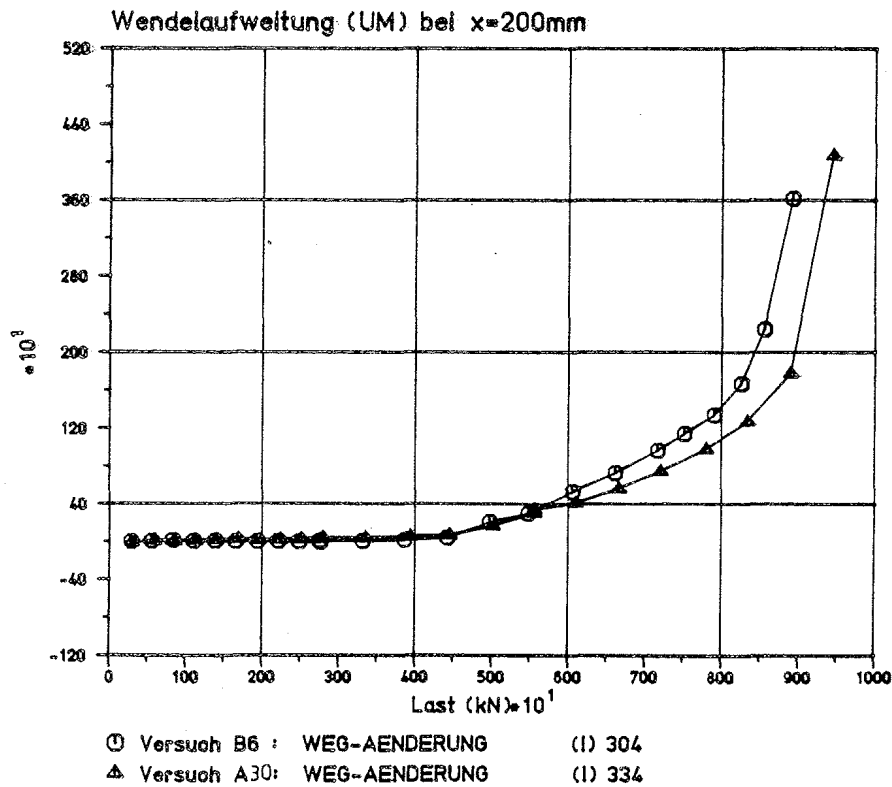
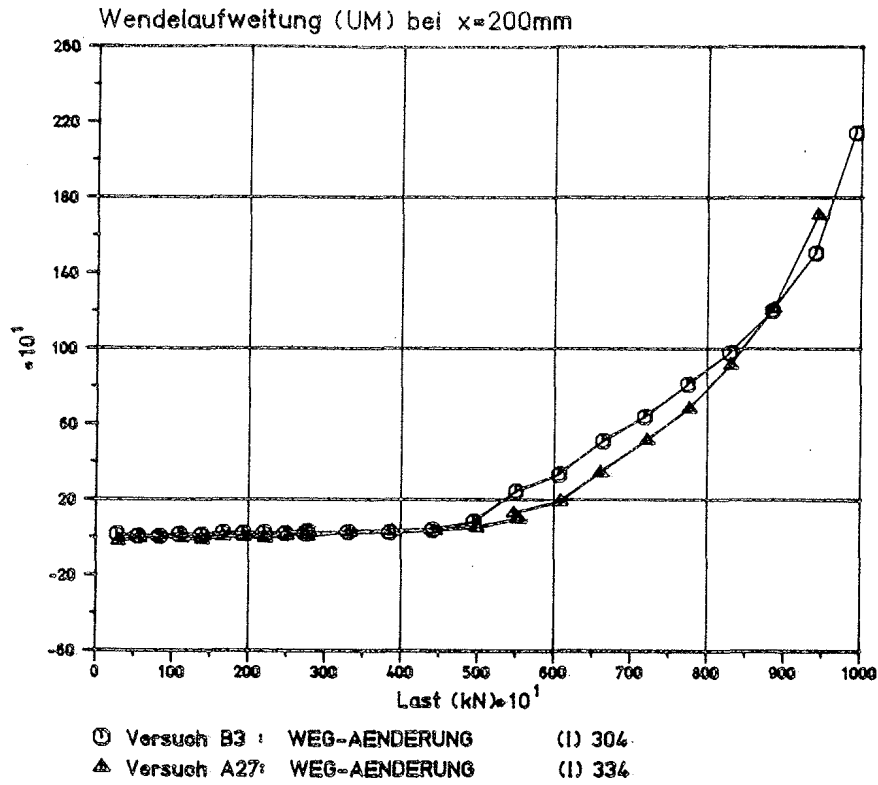


Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

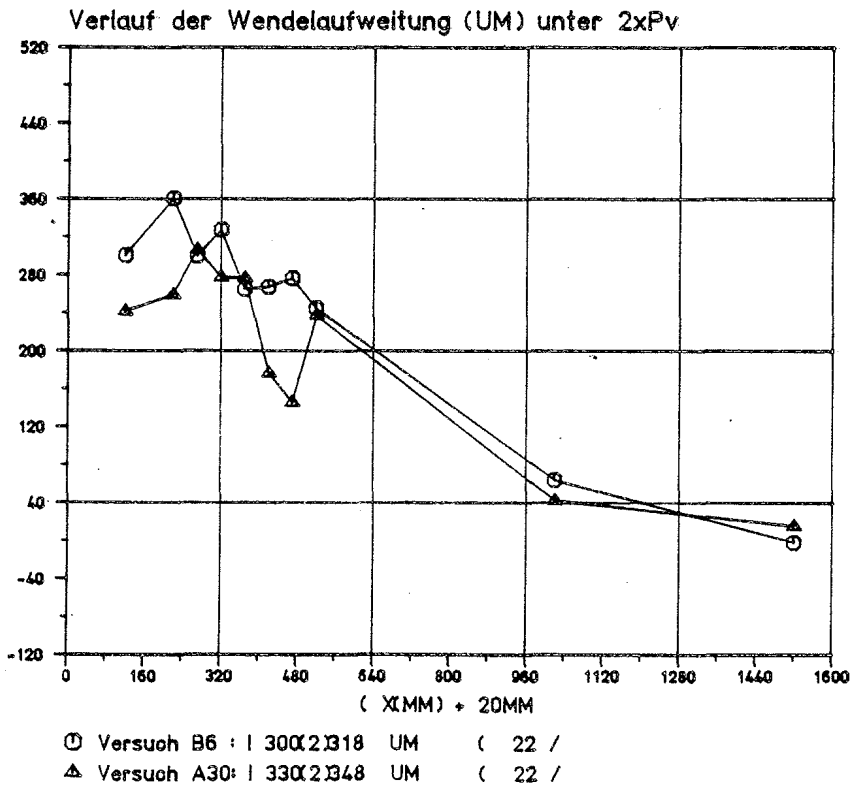
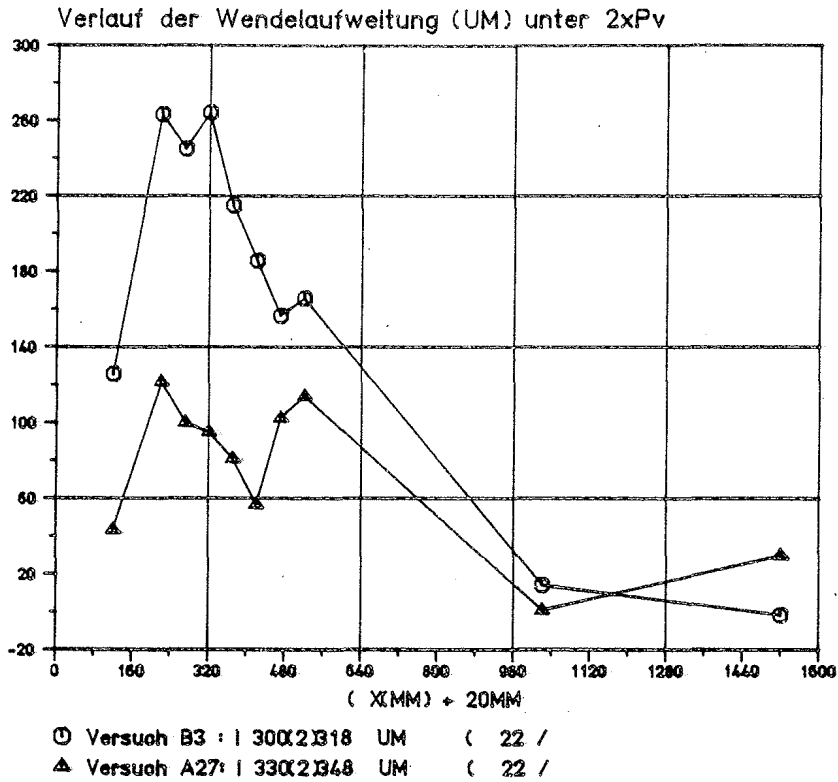
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 6,48$



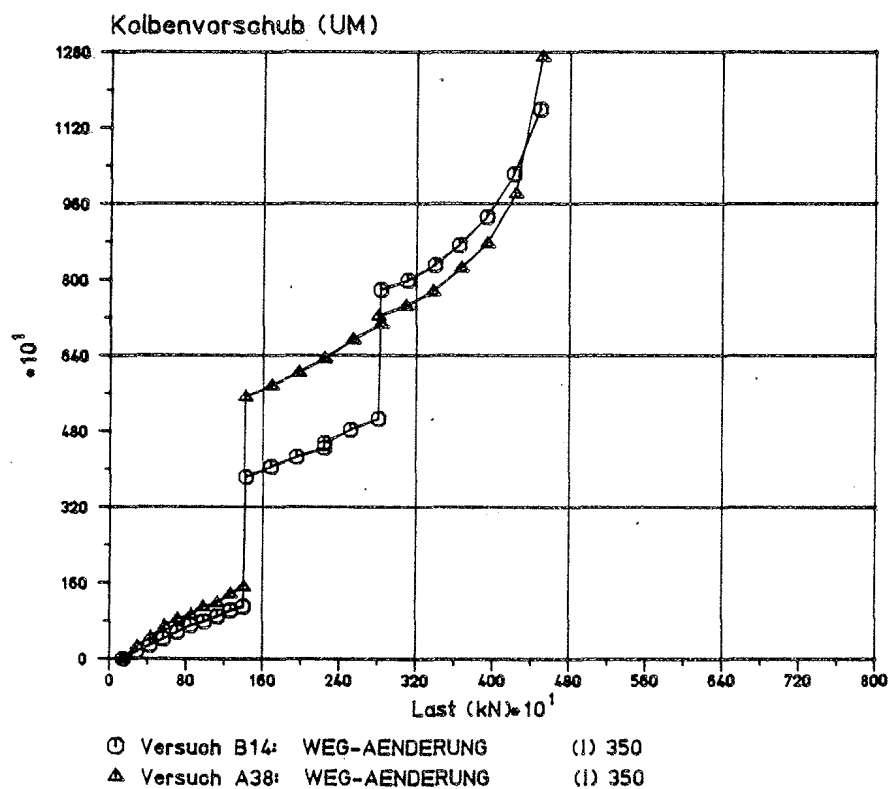
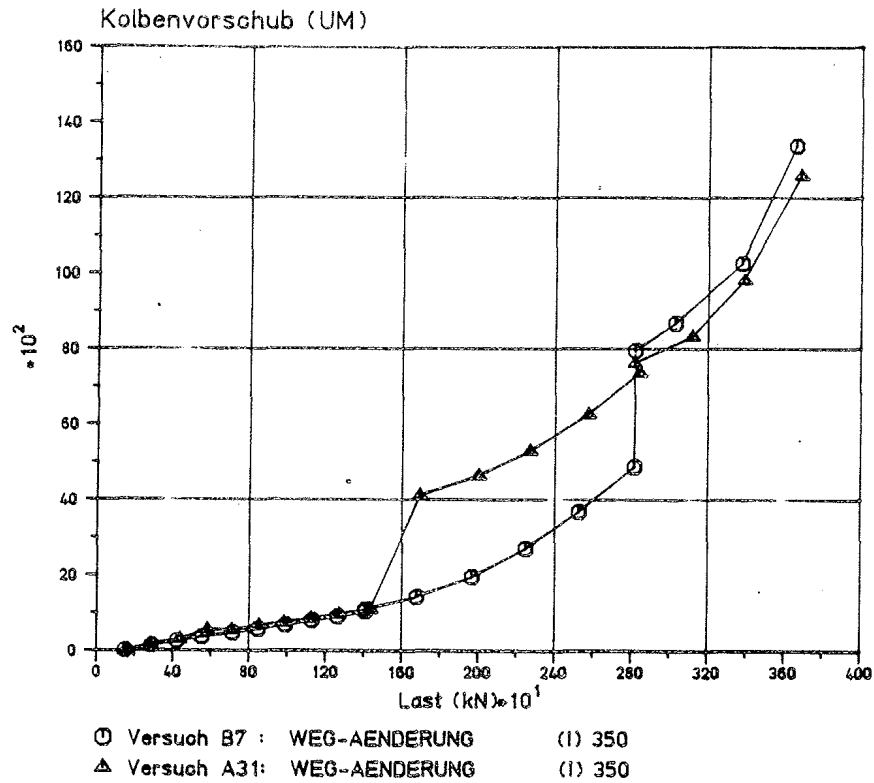


Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 6,48$

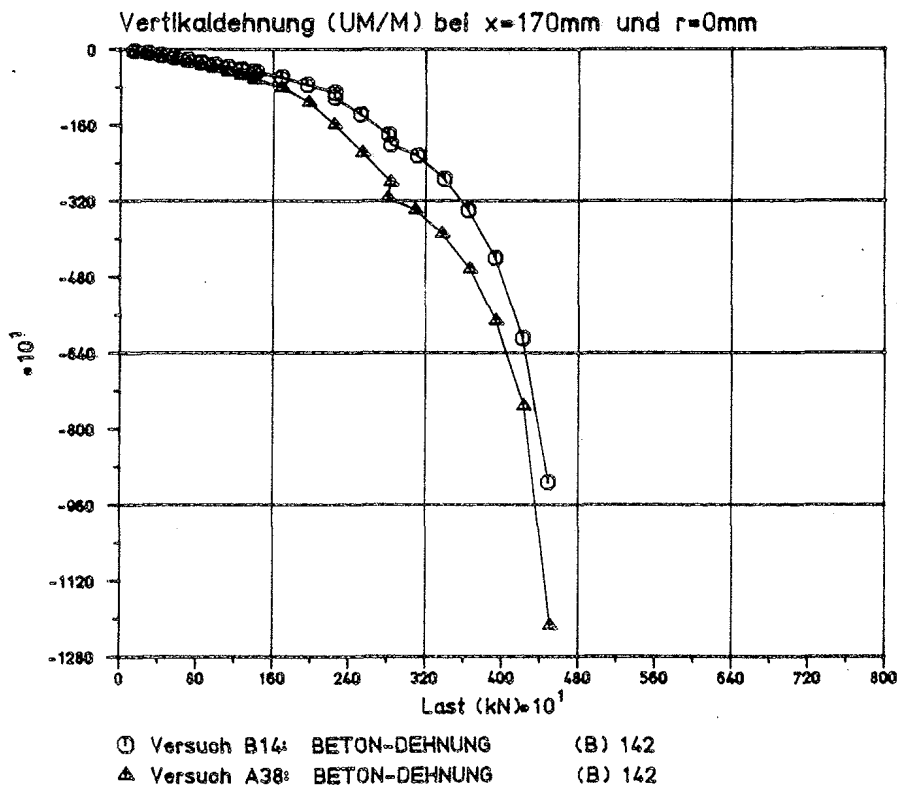
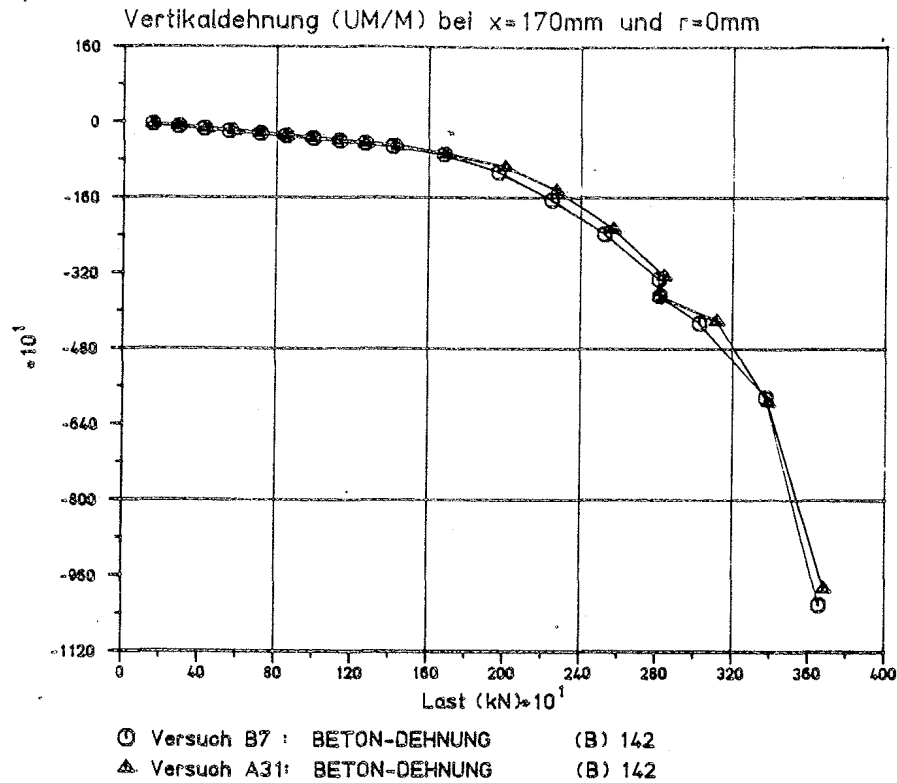


Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe bei doppelter Gebrauchslast  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen biegesteifer und biegeweicher Lasteintragung bei  $A/A_1 = 6,48$

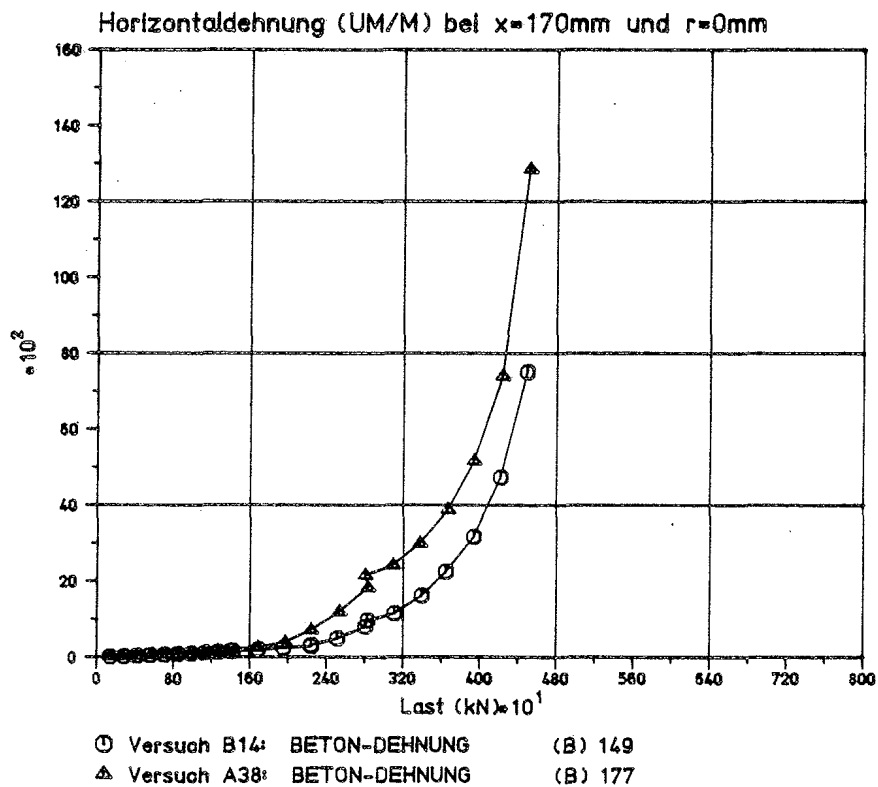
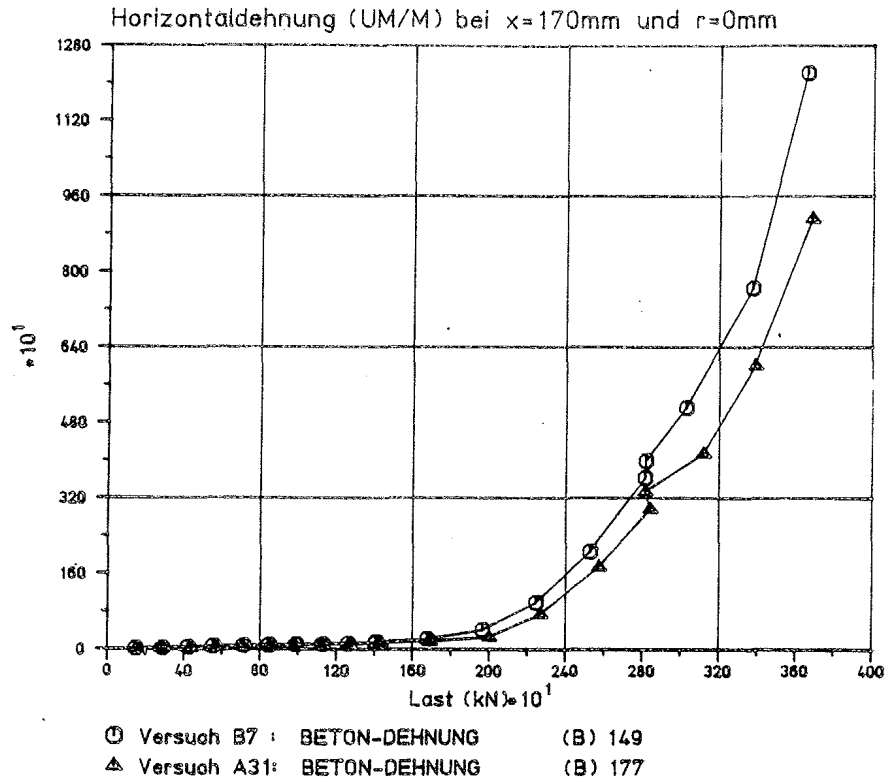


Kolbenvorschub

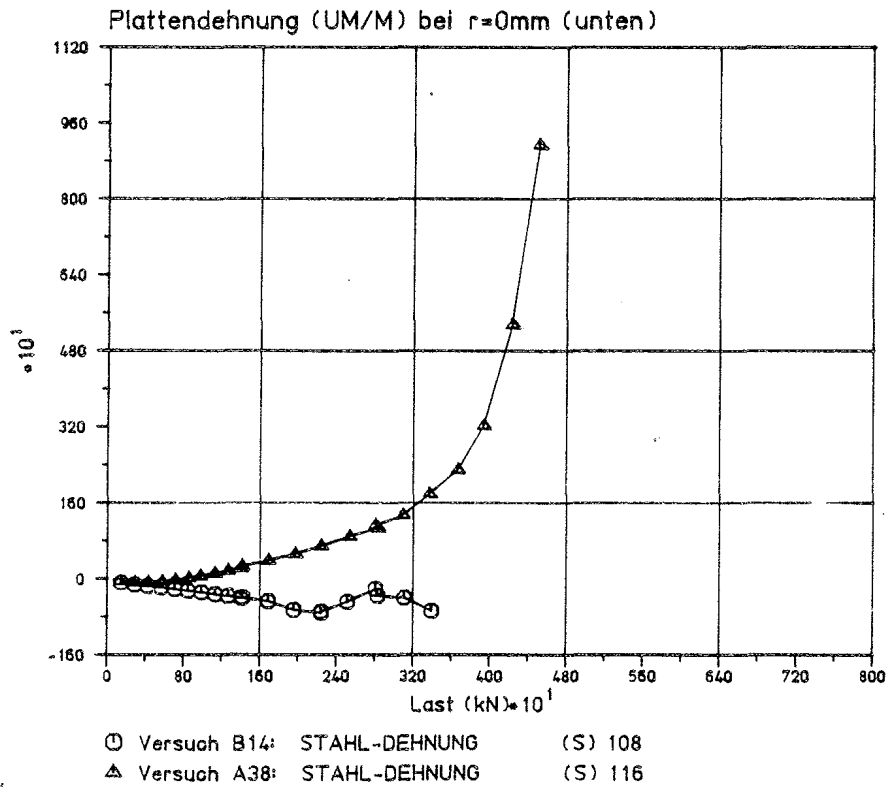
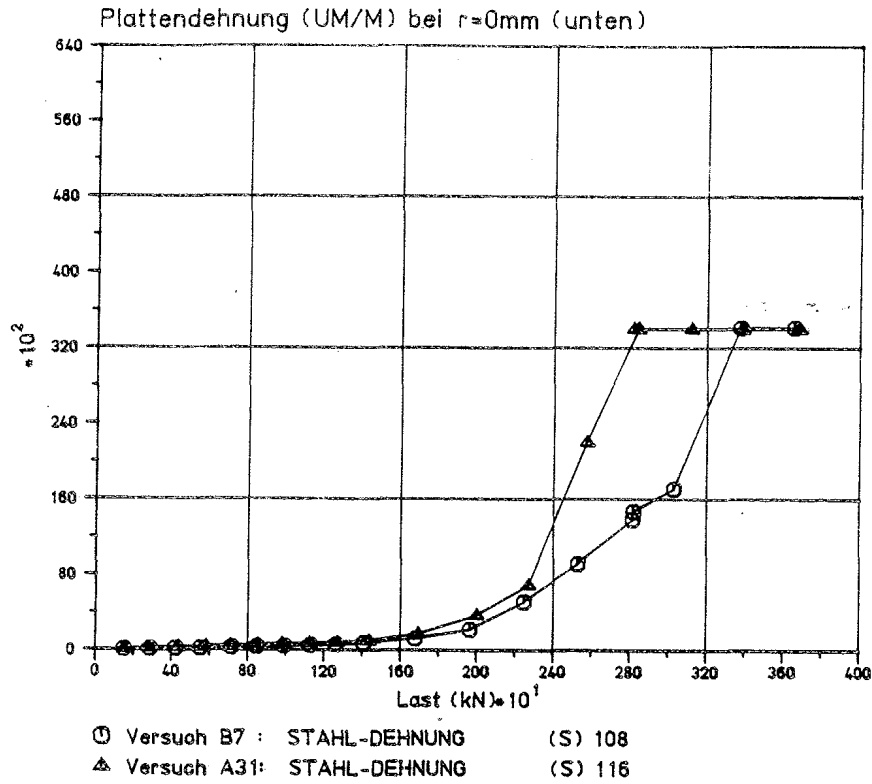
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  
 $A/A_1 = 1,55$



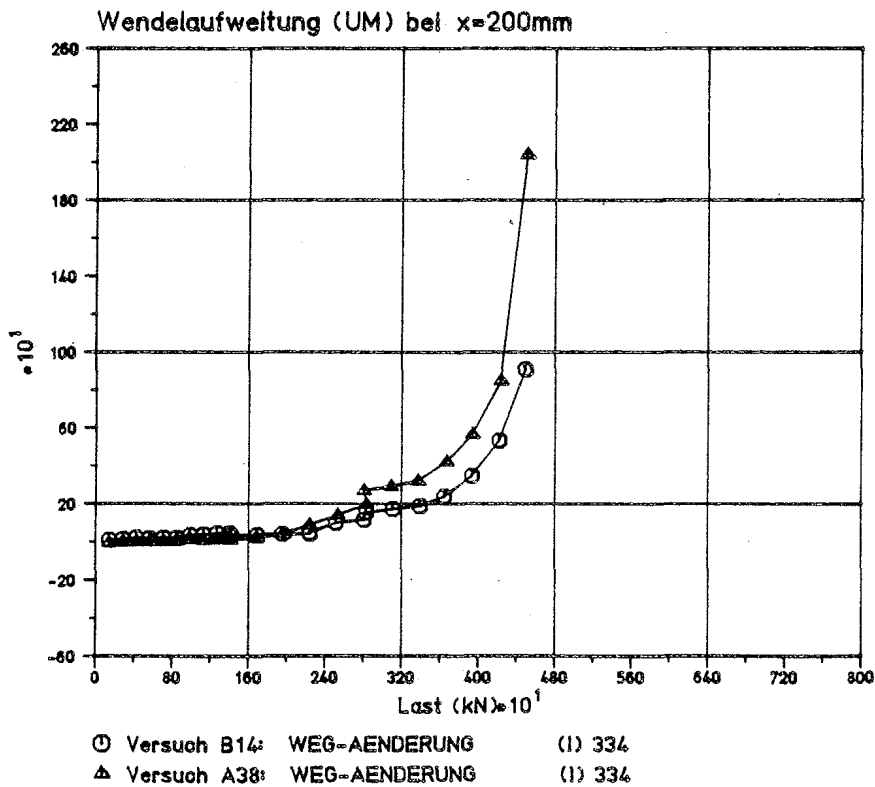
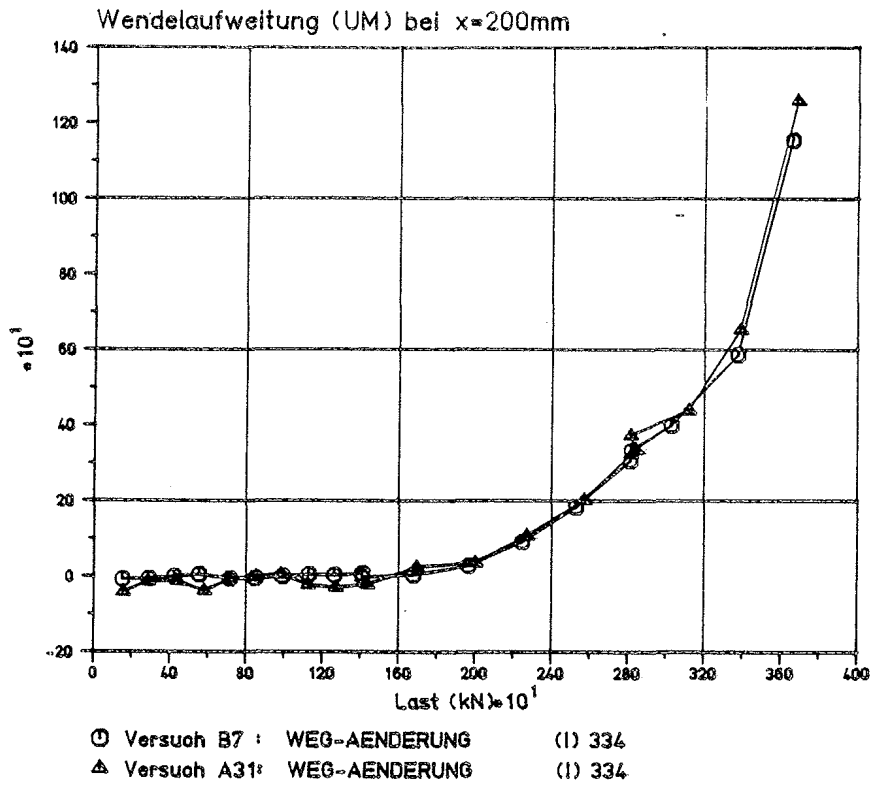
Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 1,55$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 1,55$

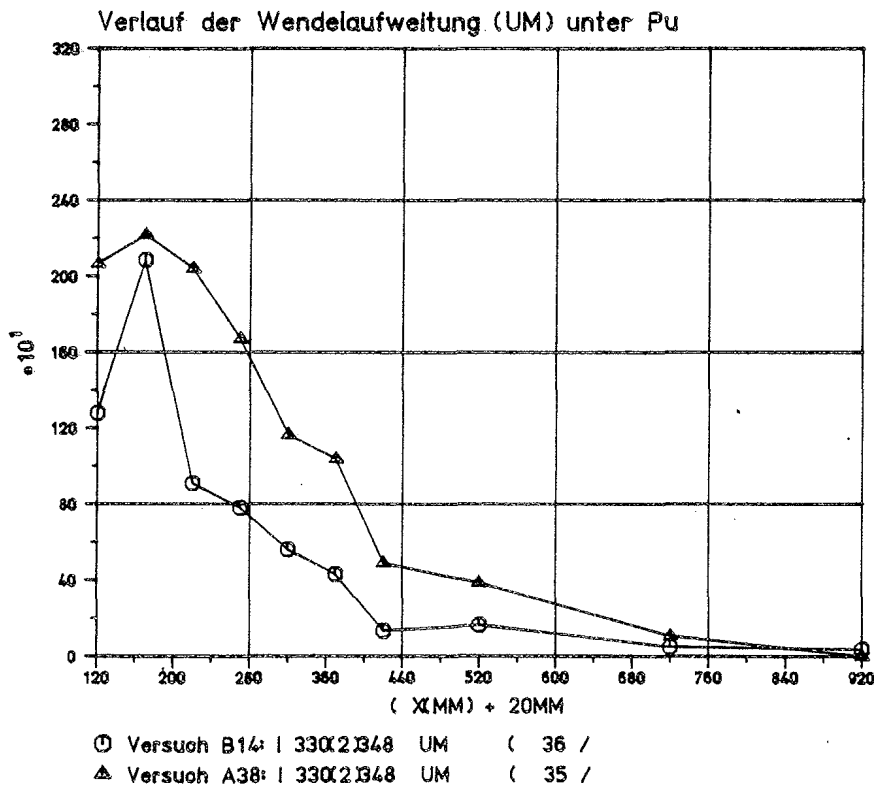
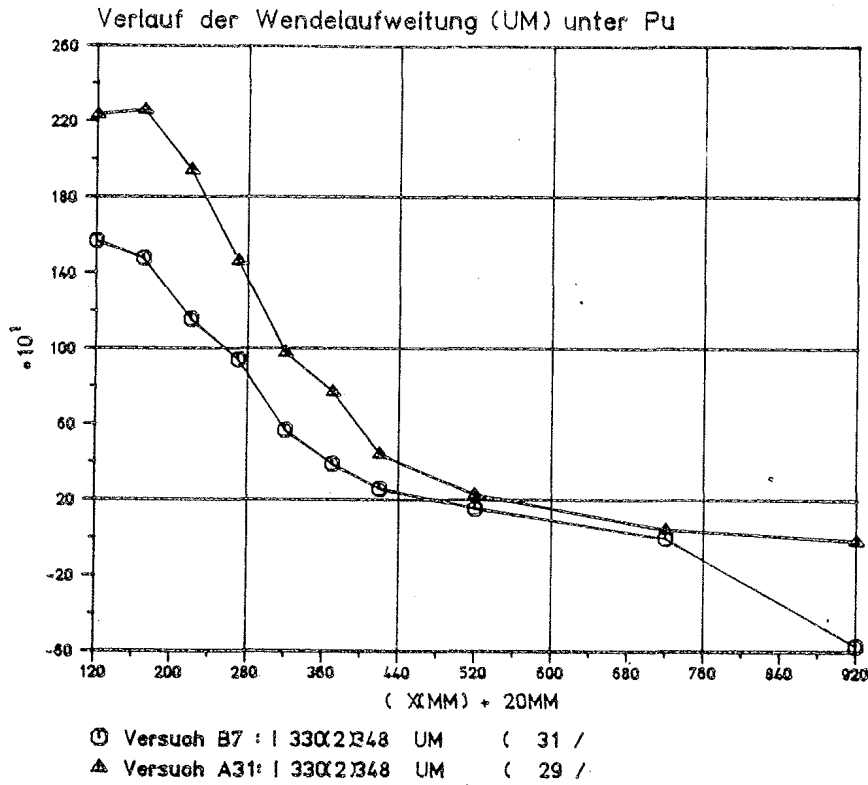


Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
 - Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 1,55$



Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

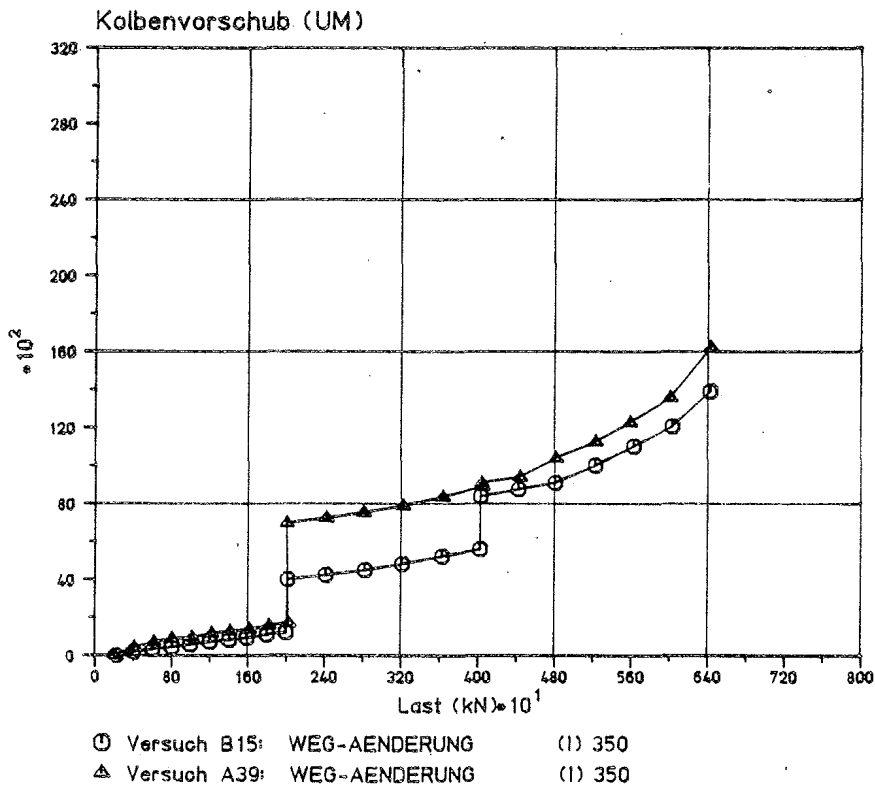
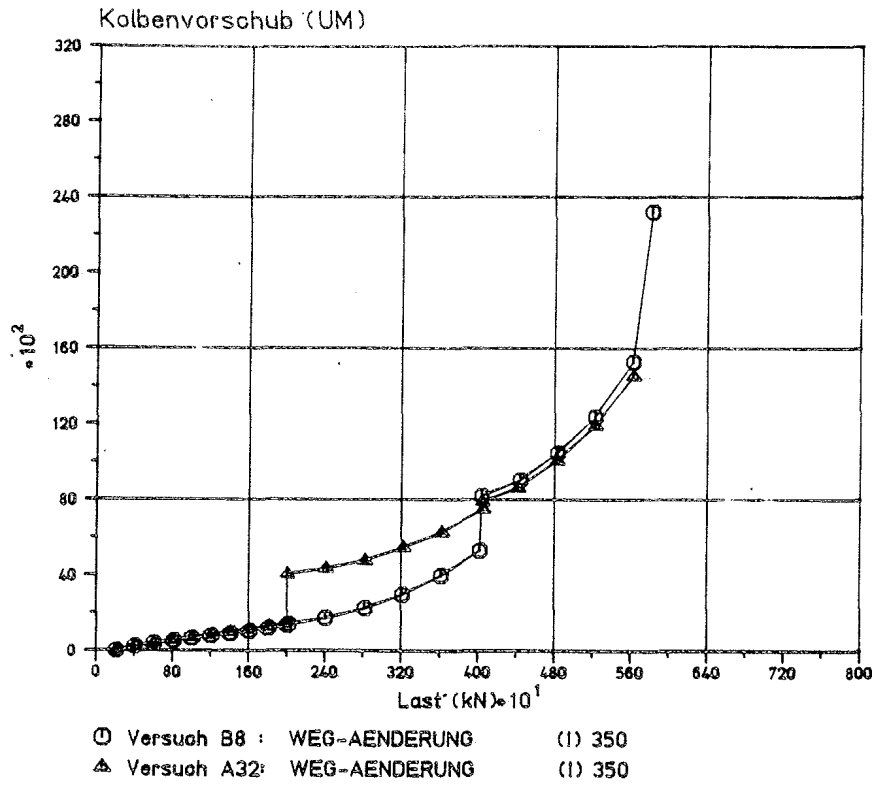
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 1,55$



Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

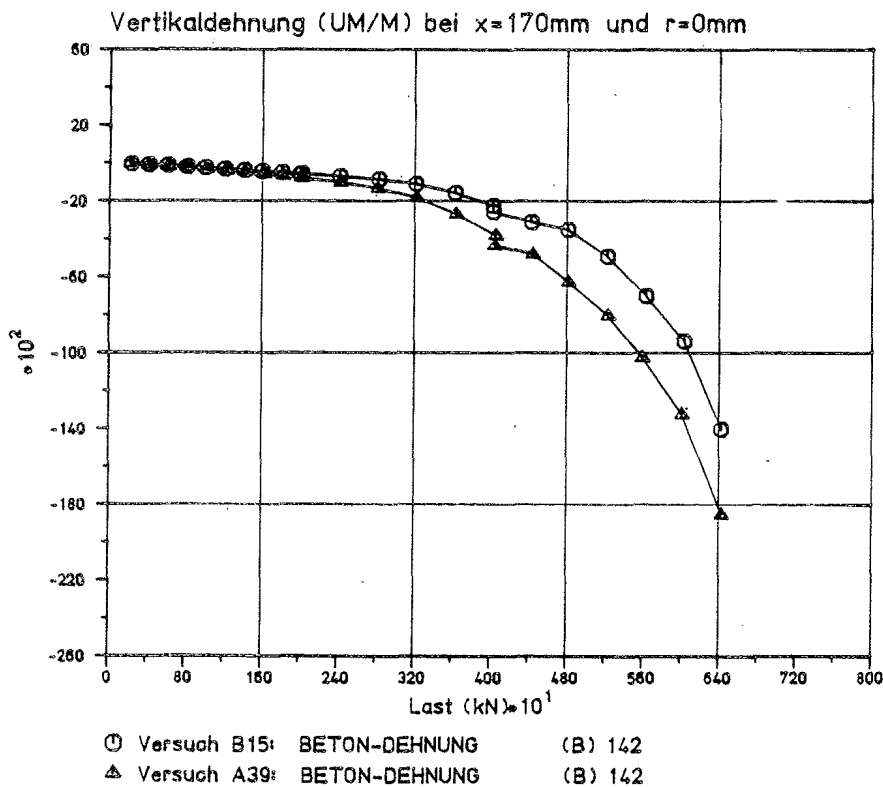
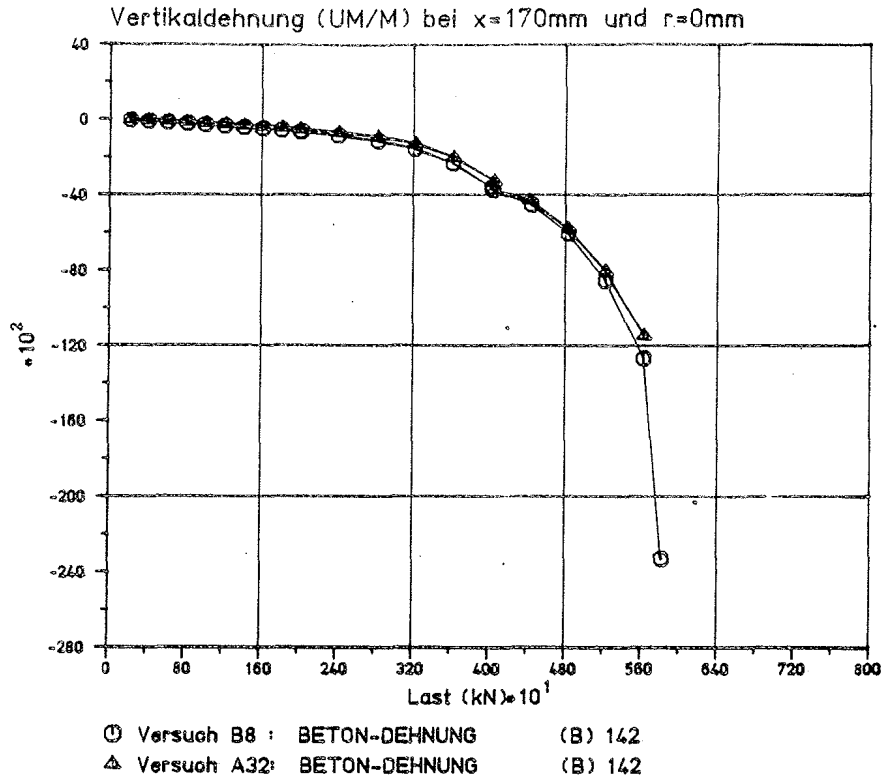
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 1,55$



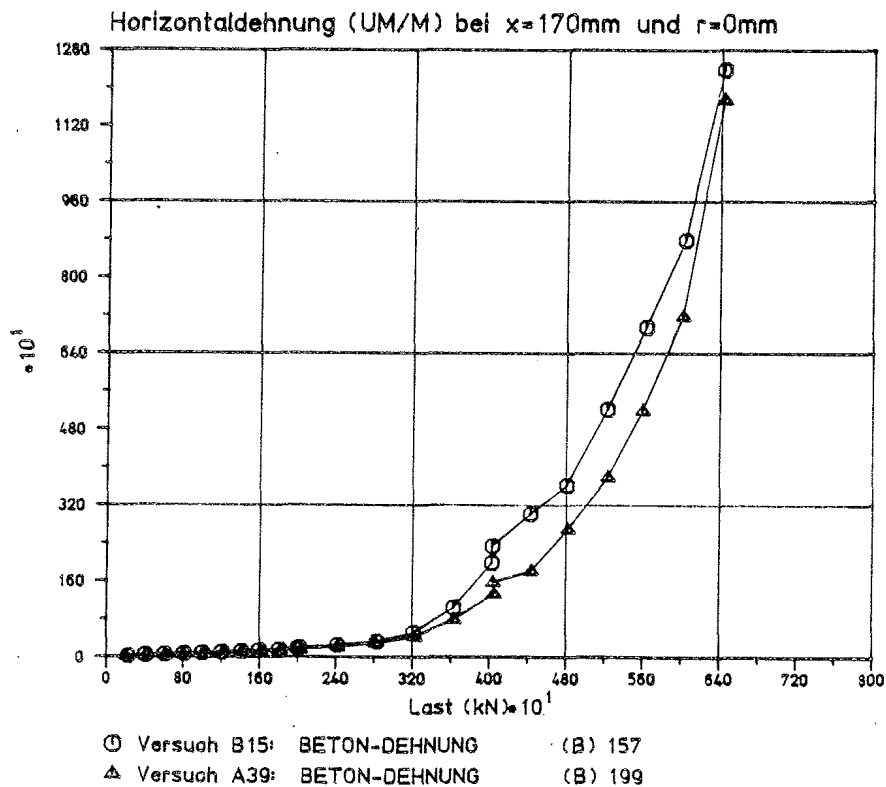
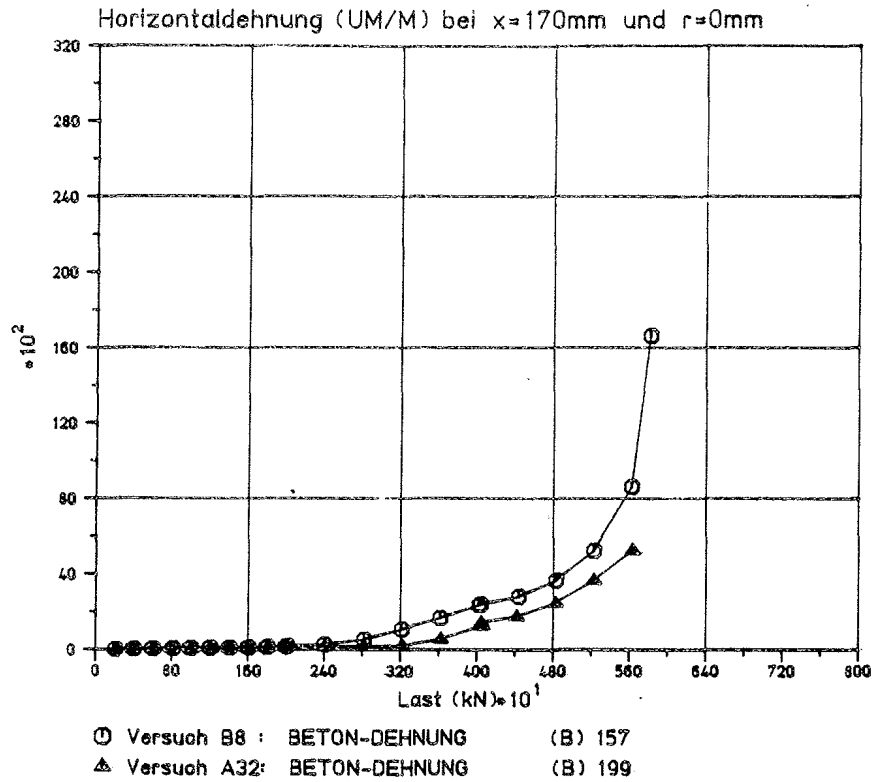


Kolbenvorschub

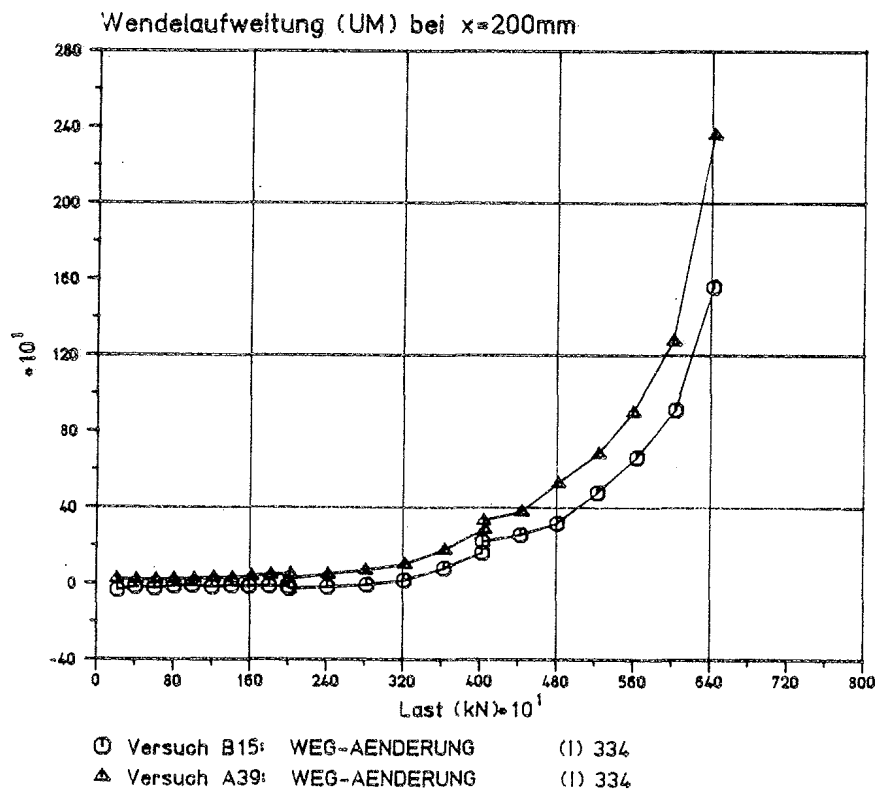
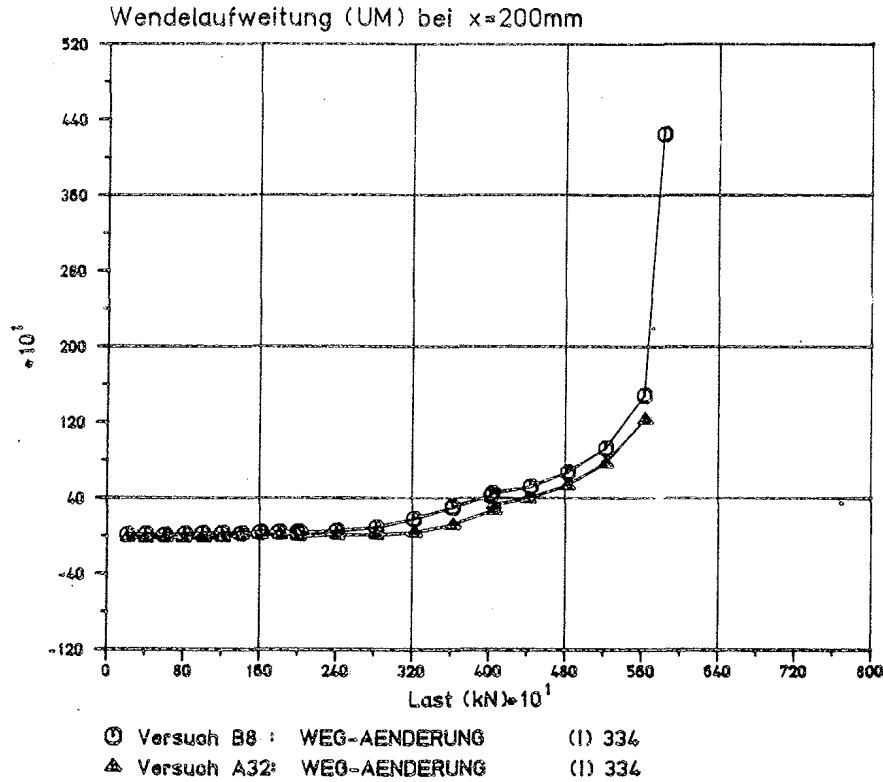
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$



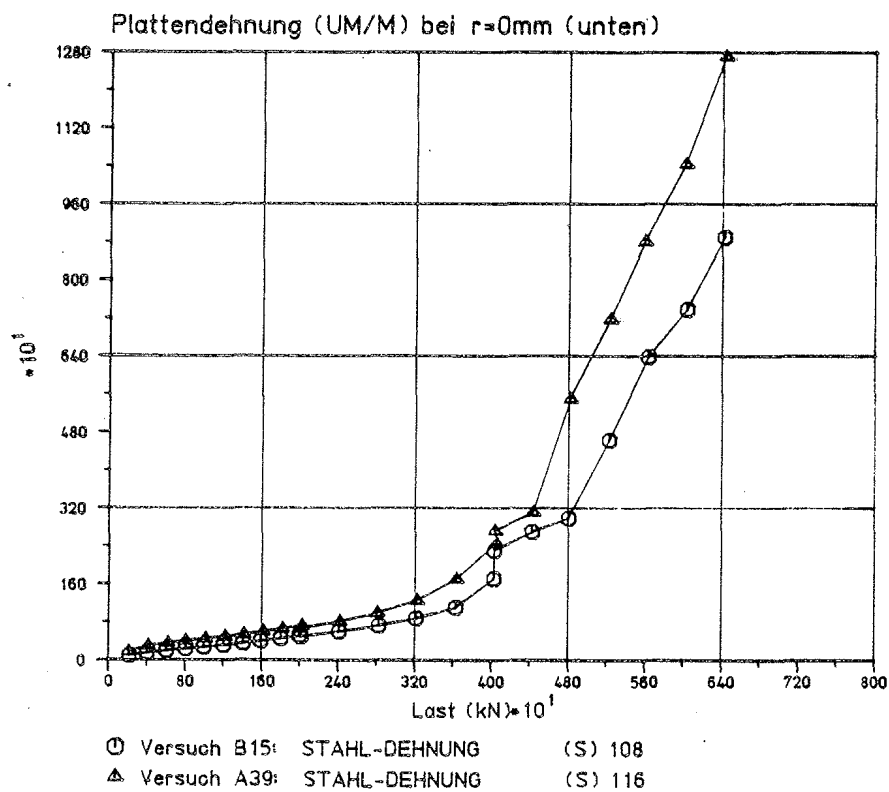
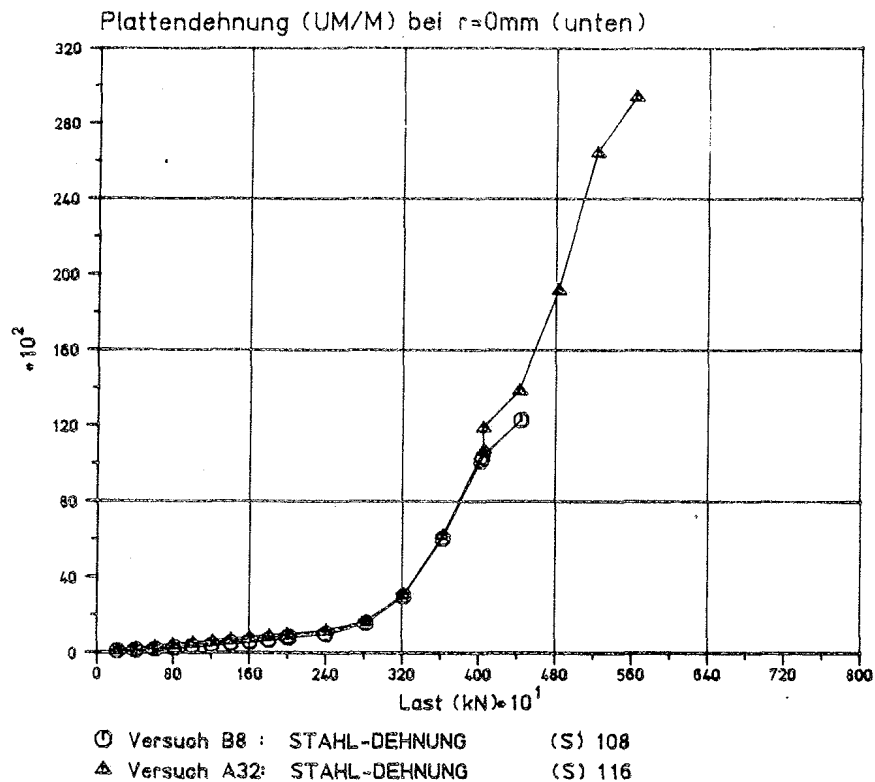
Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$



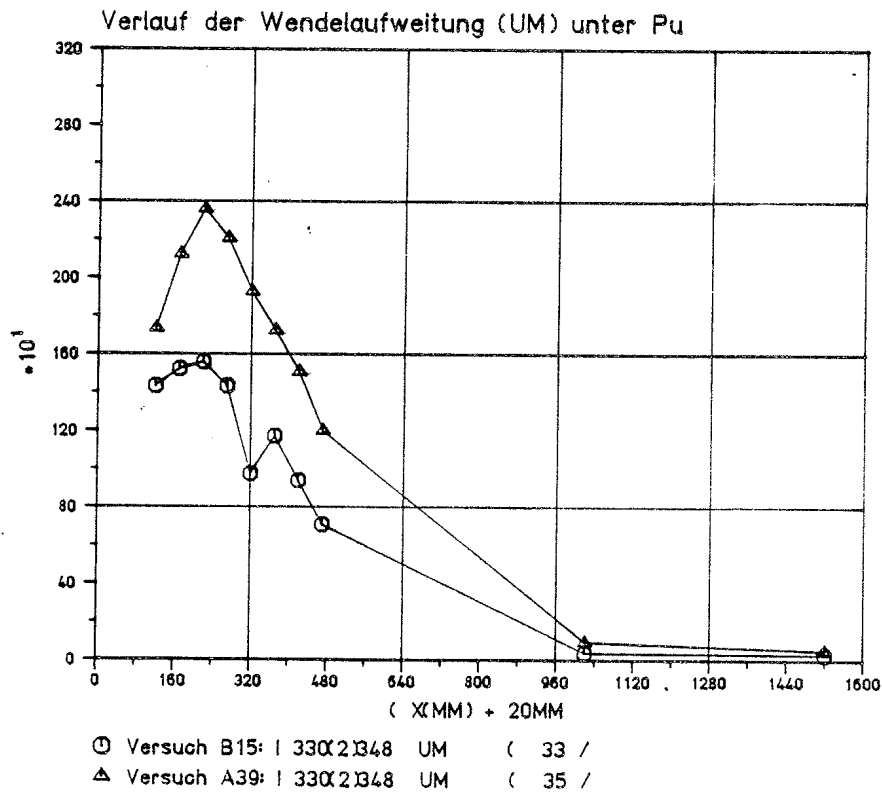
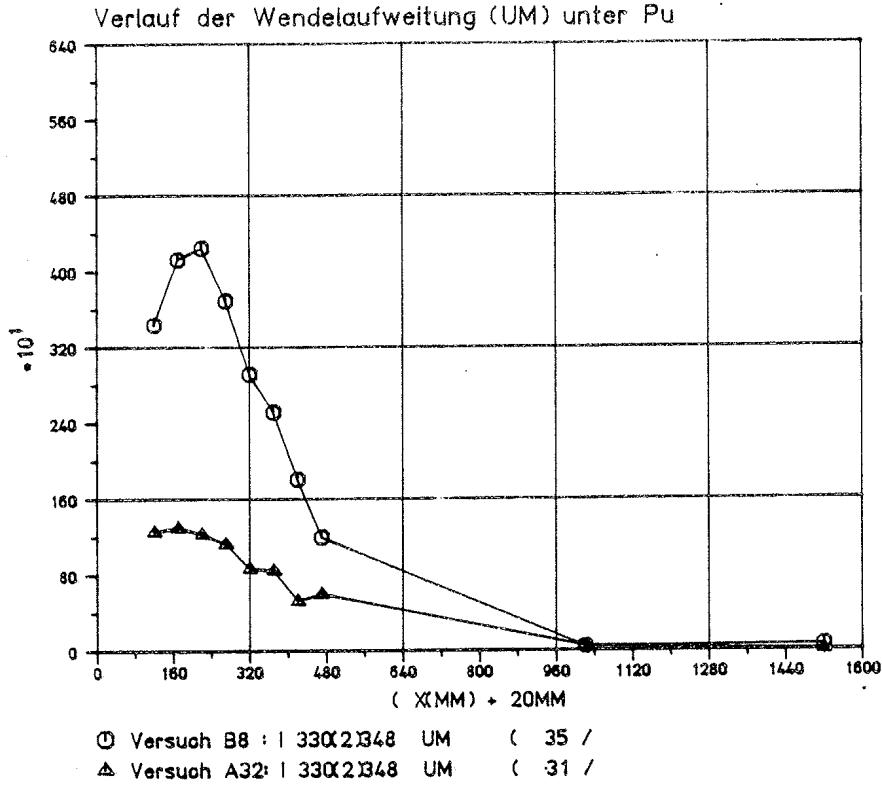
Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$



Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$

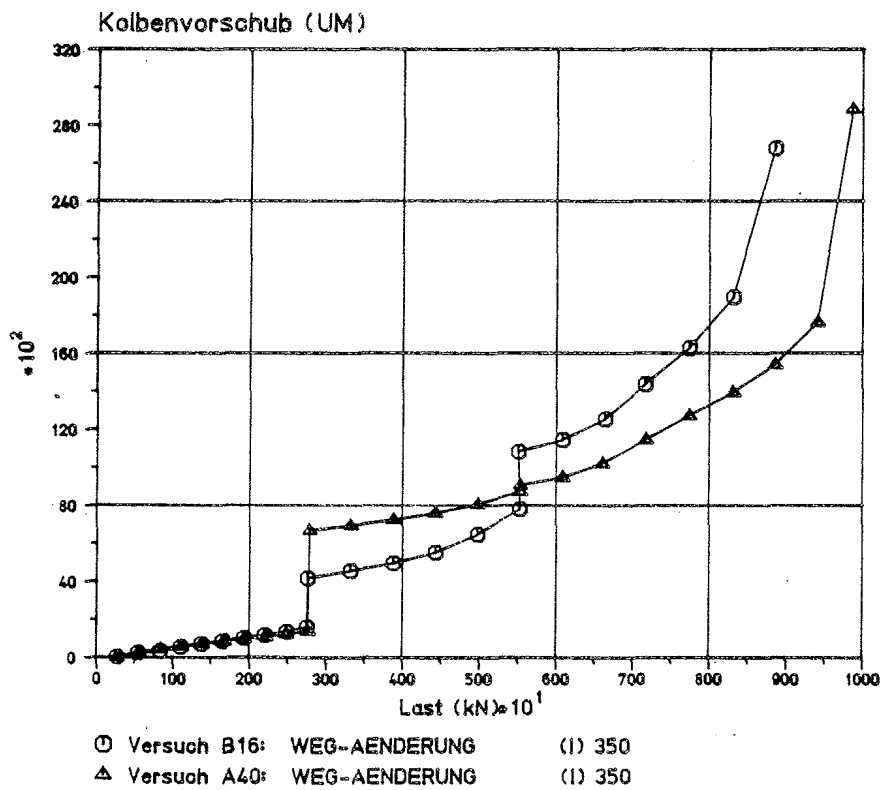
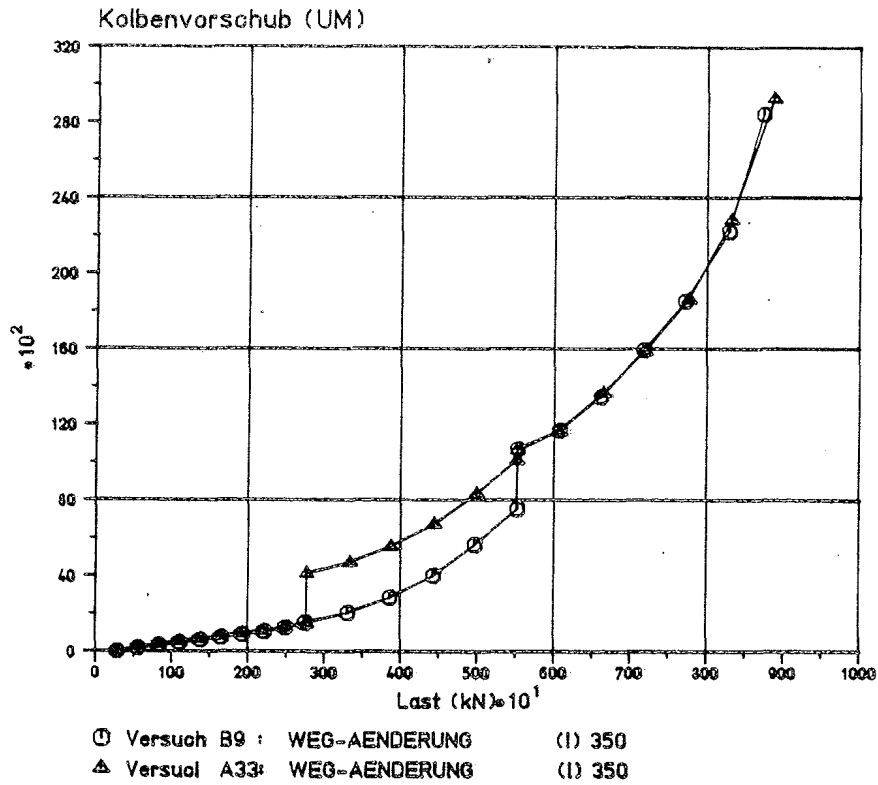


Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
- Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$



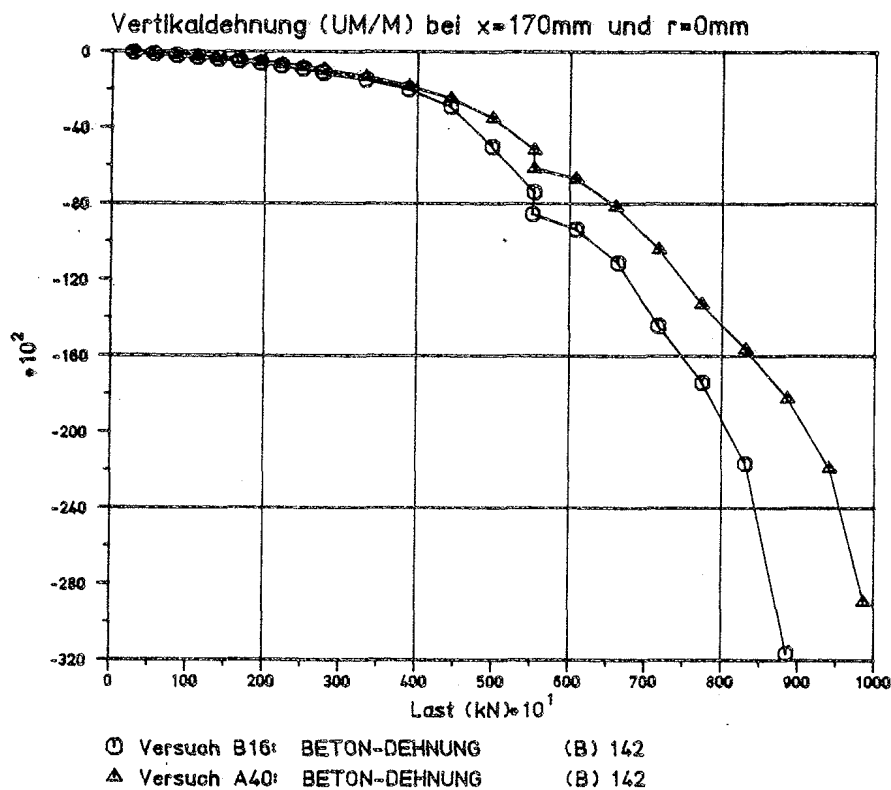
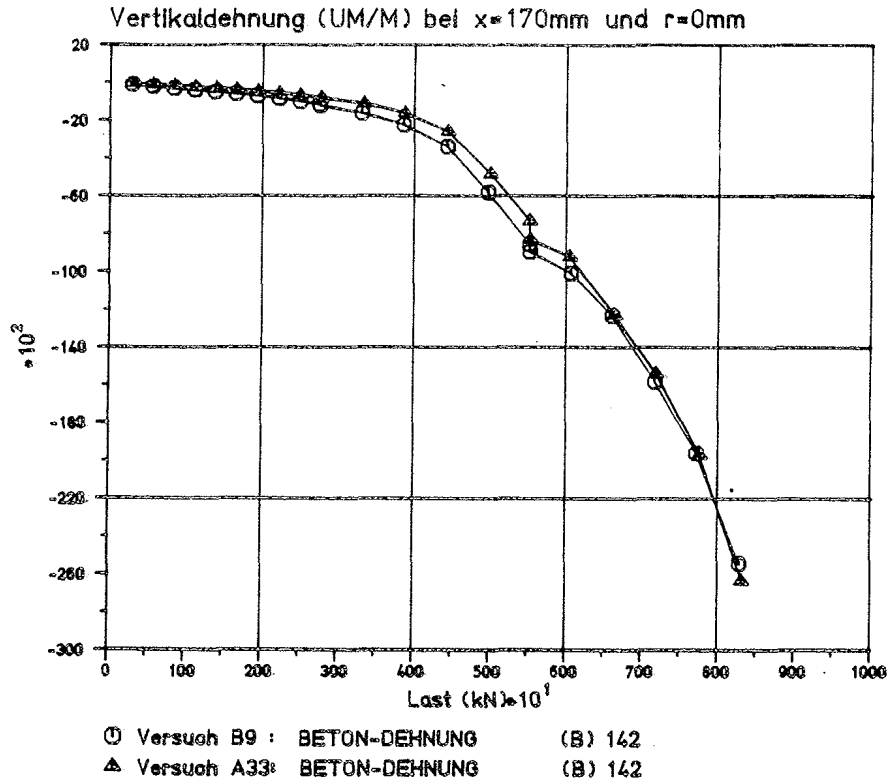
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 3,12$



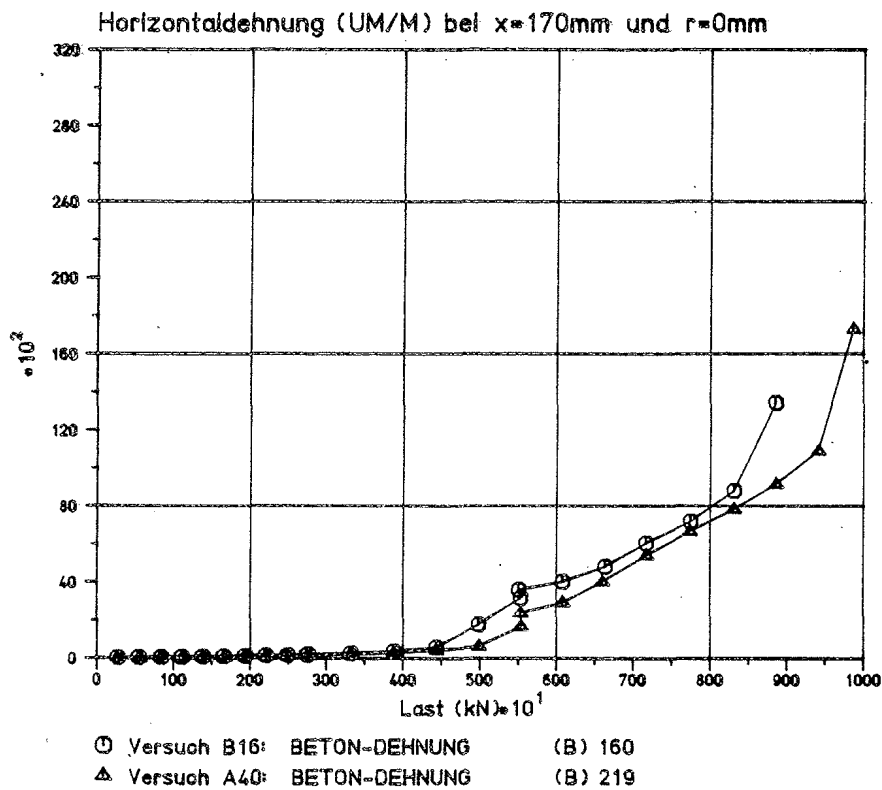
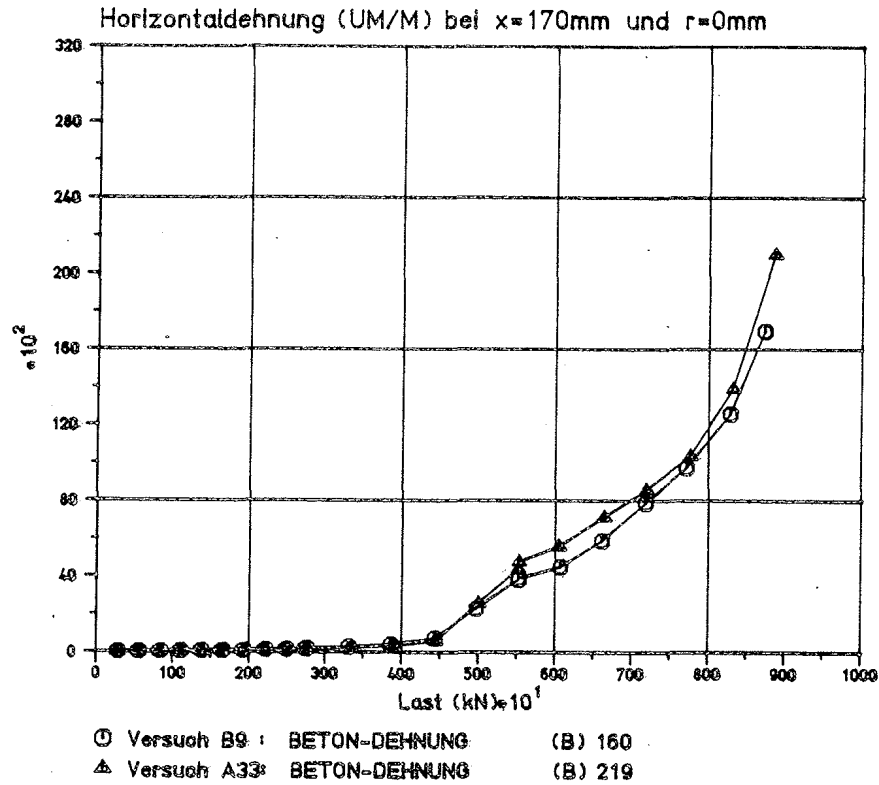
### Kolbenvorschub

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$

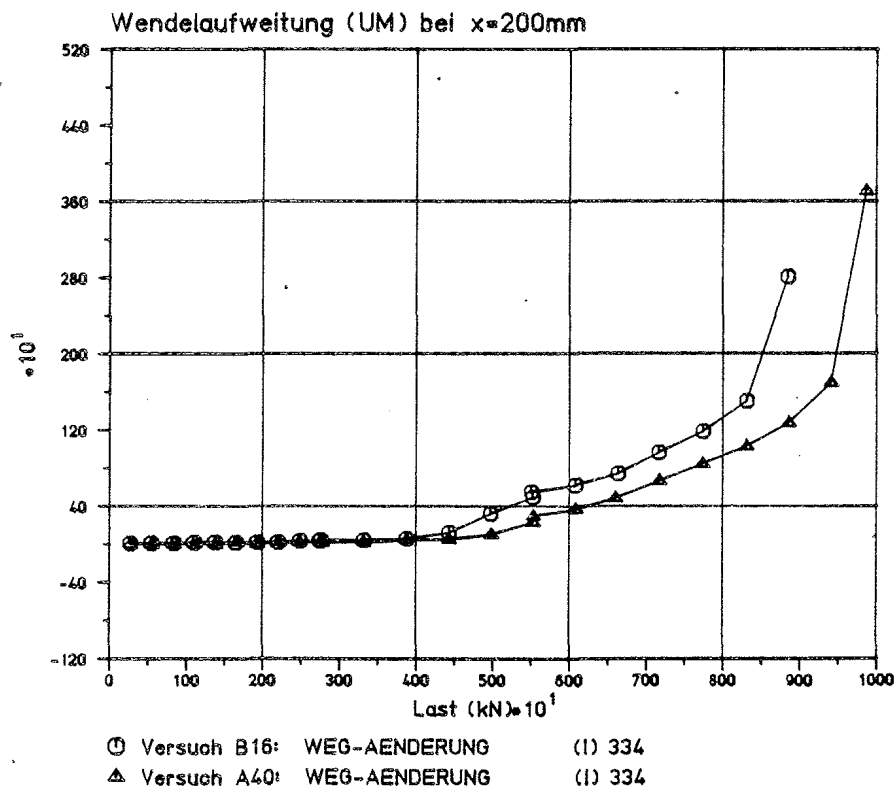
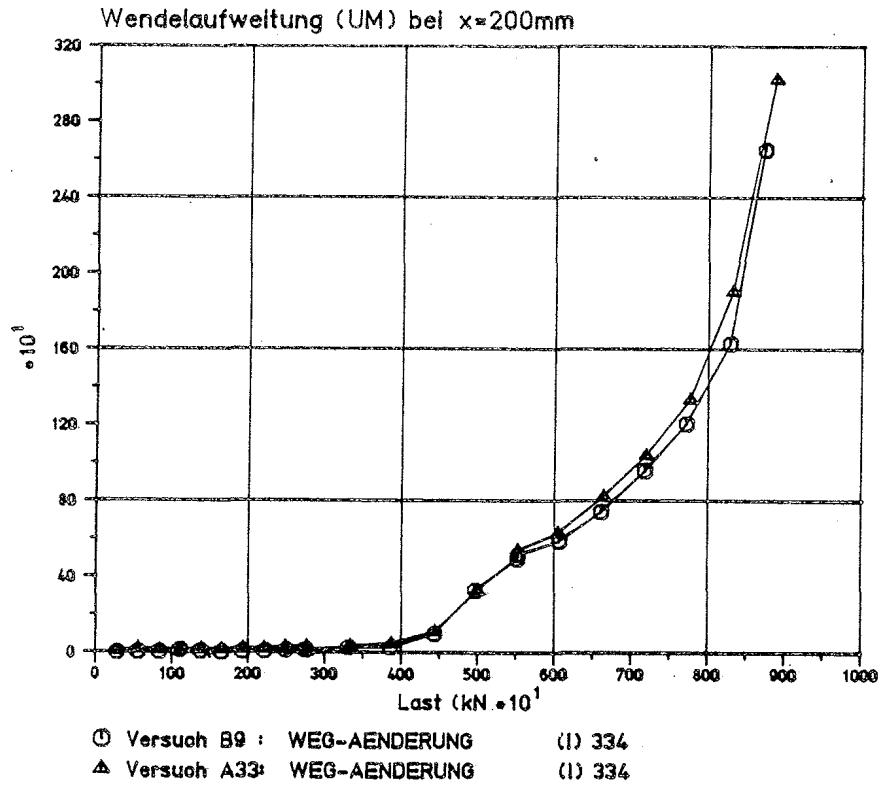


Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$



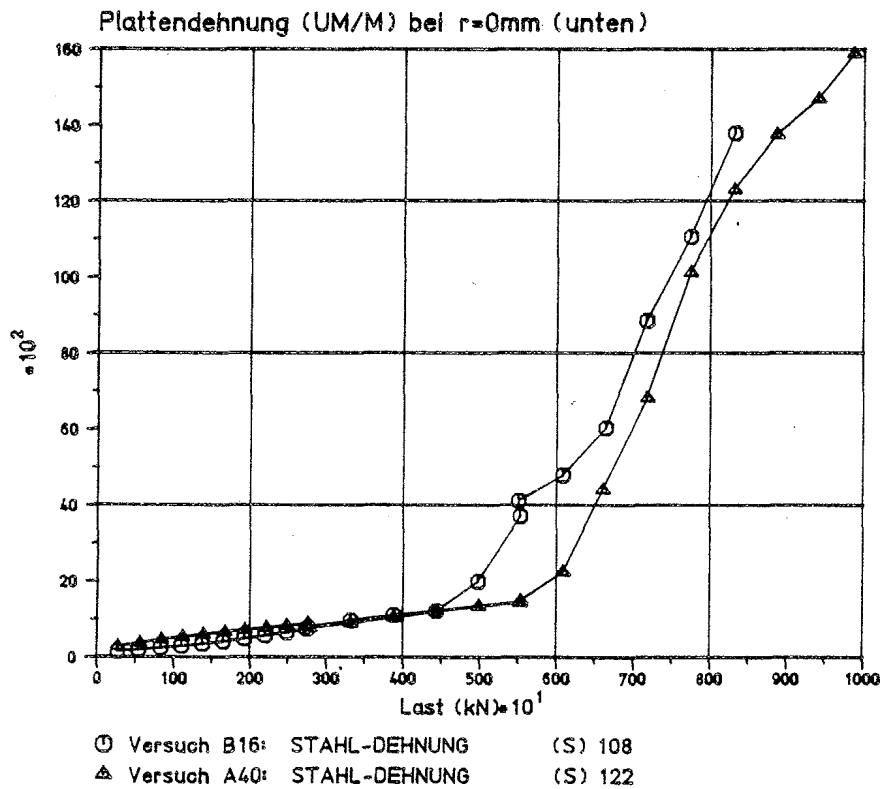
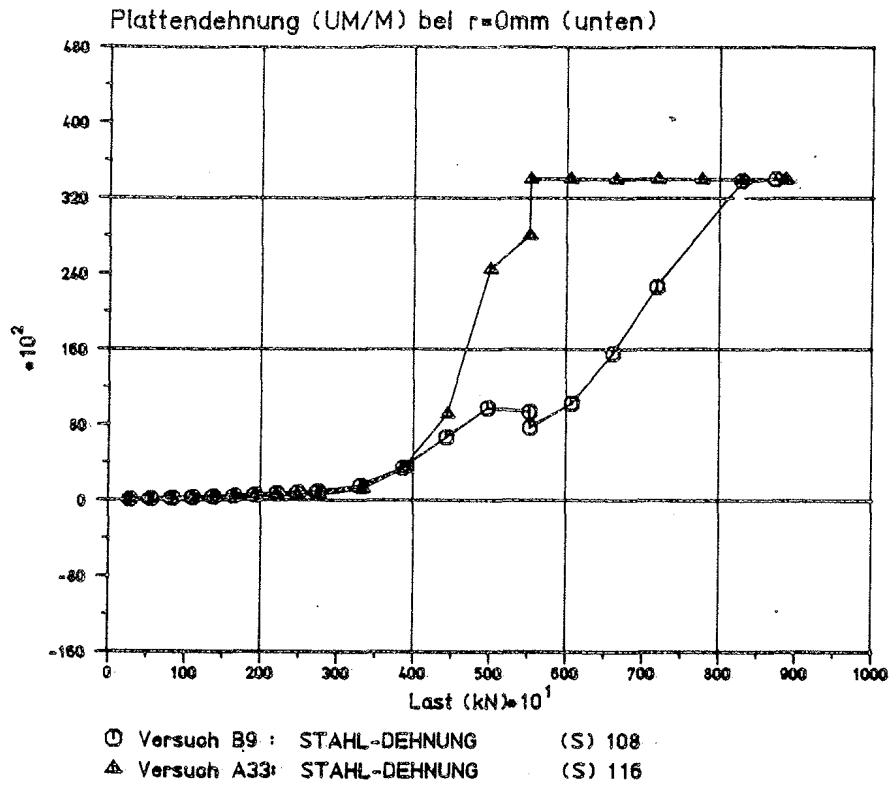


Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche  
 - Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
 bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$

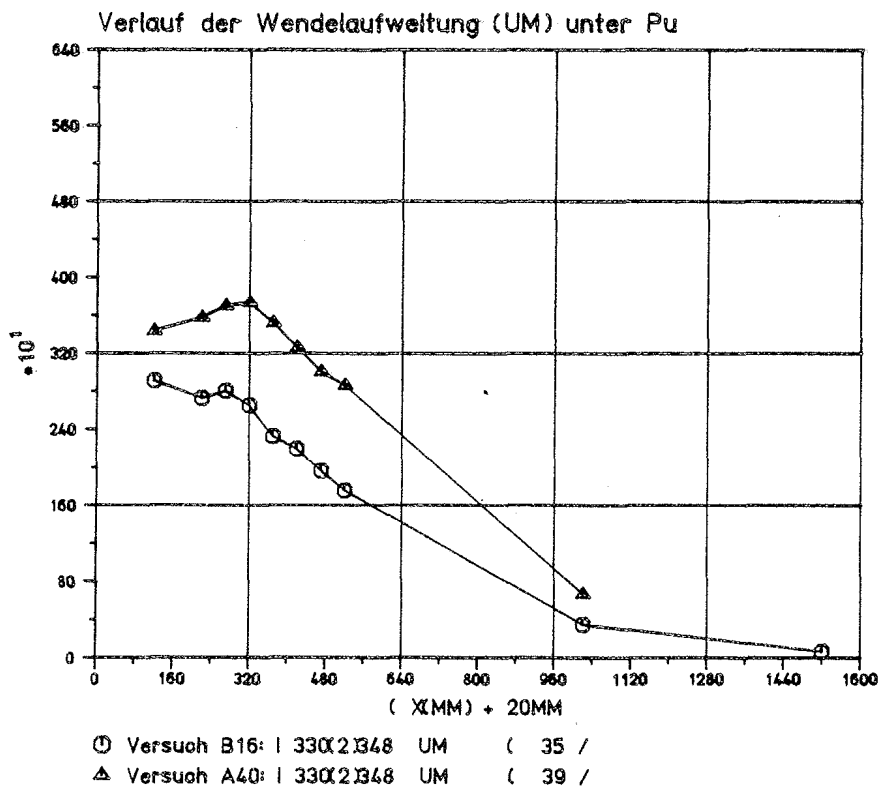
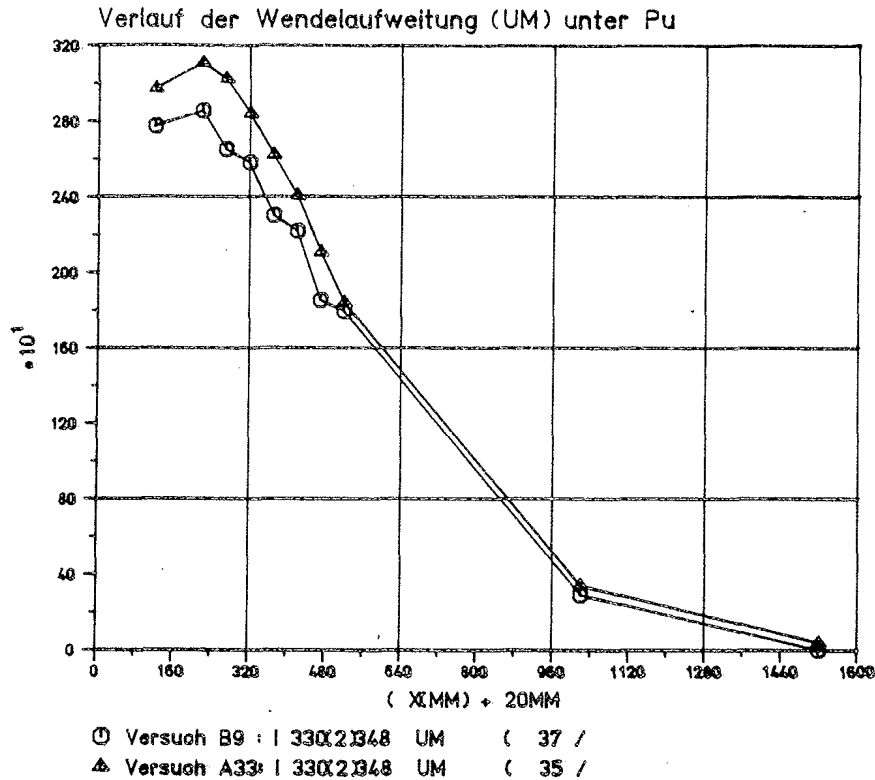


Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$

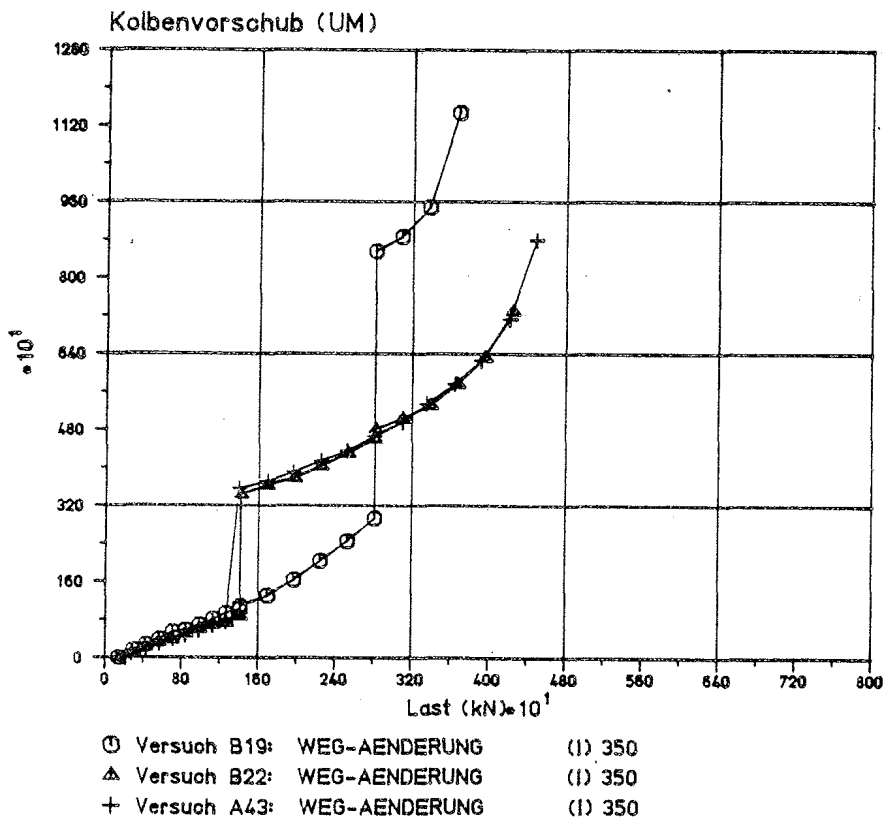
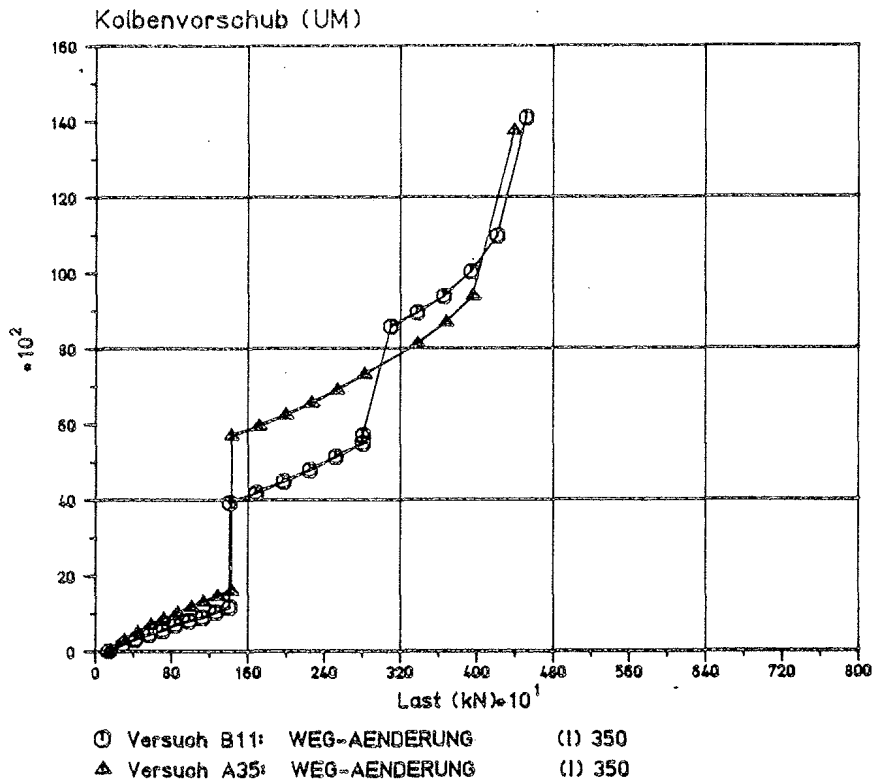


Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
- Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken  
bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$



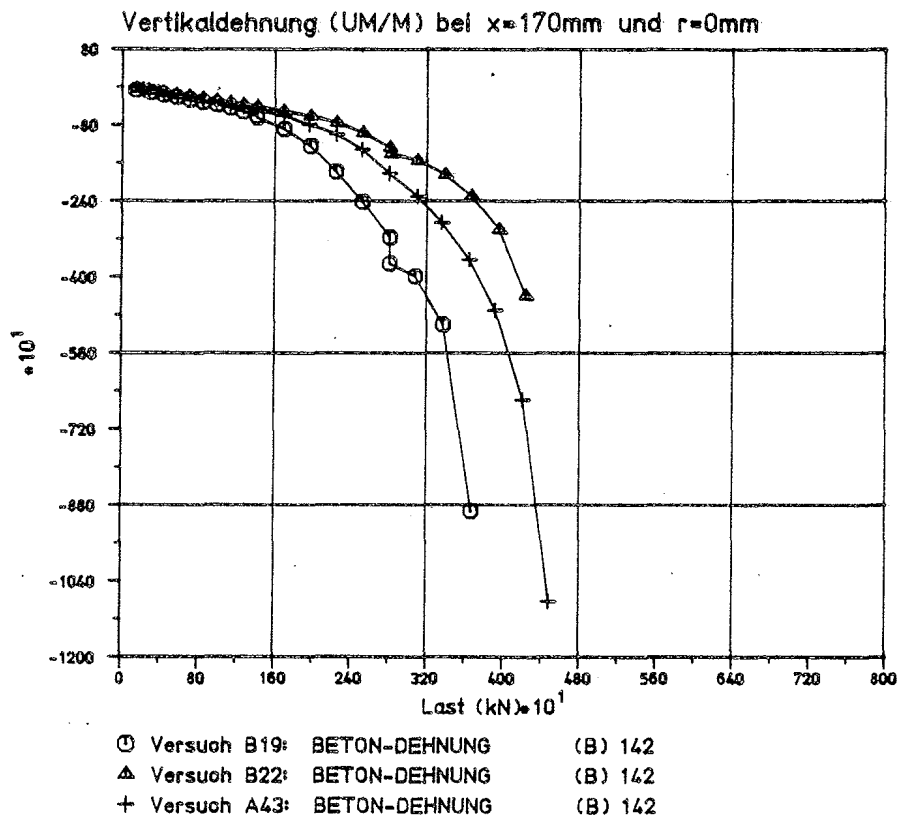
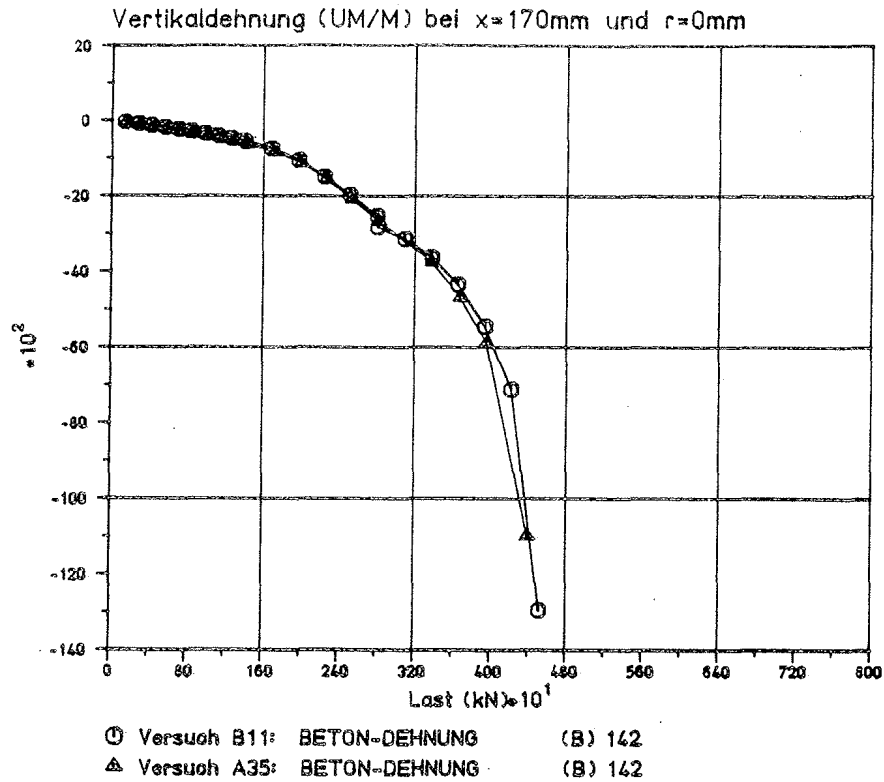
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Stahl- und PTFE-Druckstücken bei Lagerplatten aus St 37;  $A/A_1 = 6,48$



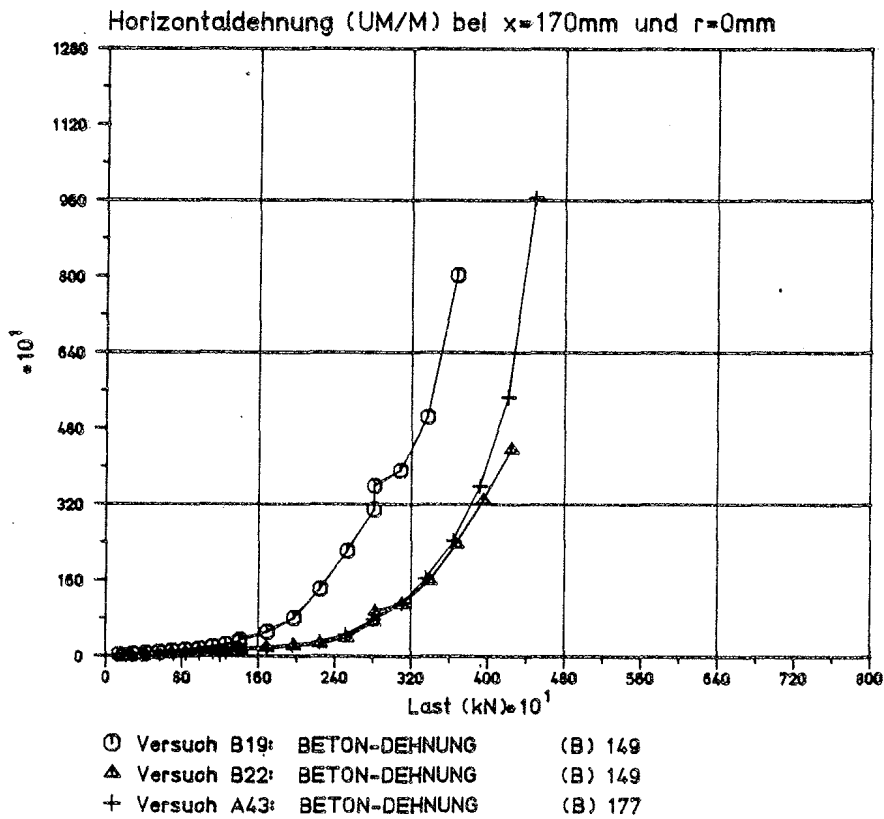
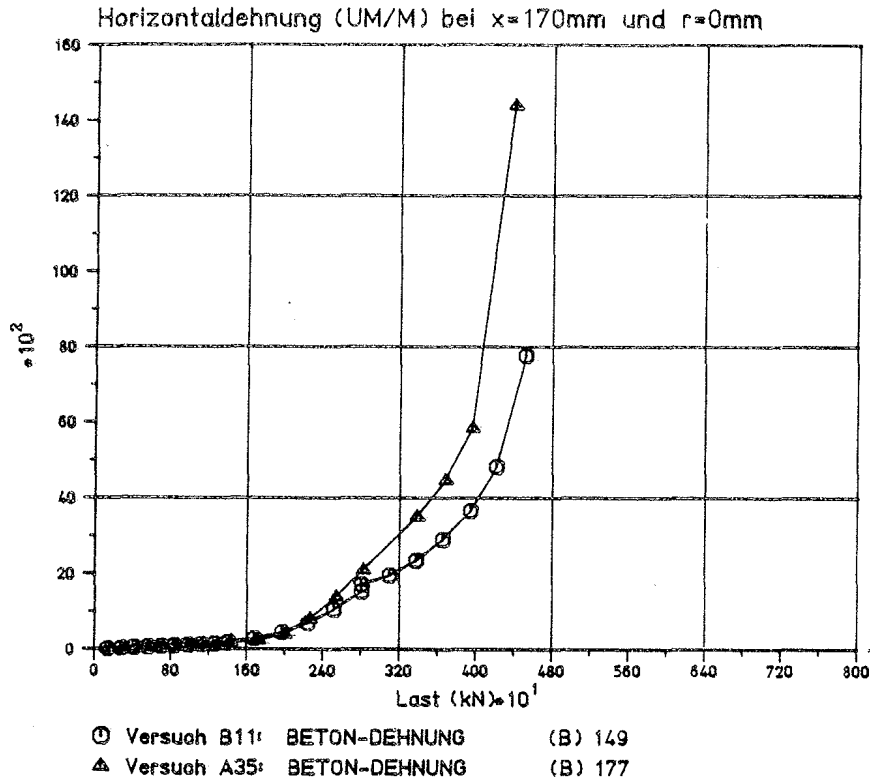
Kolbenvorschub

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

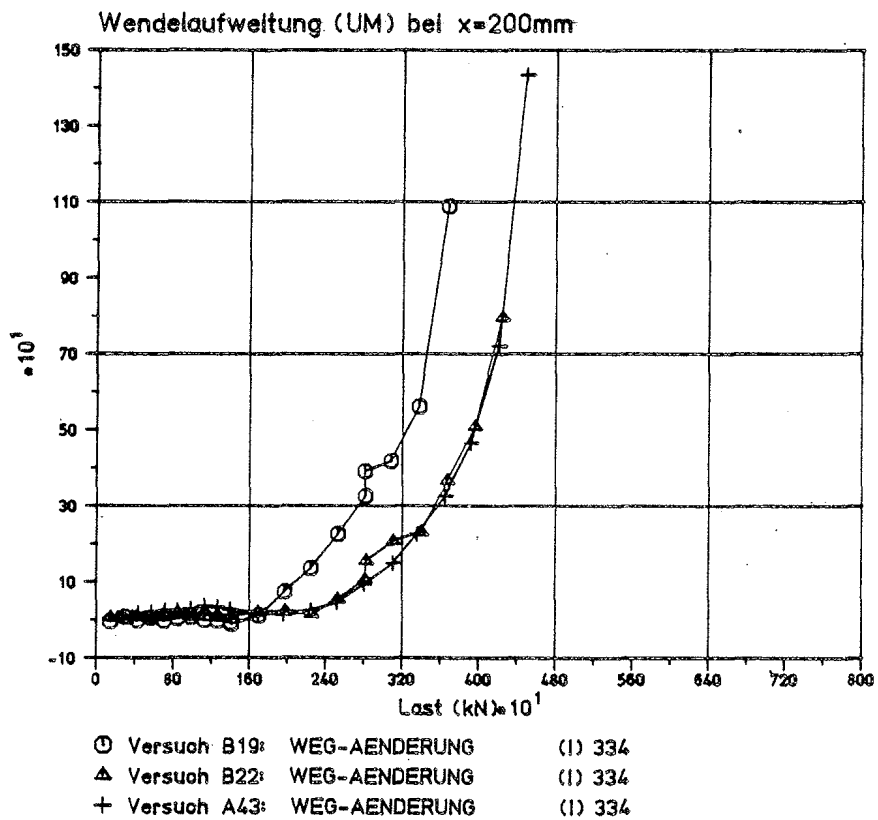
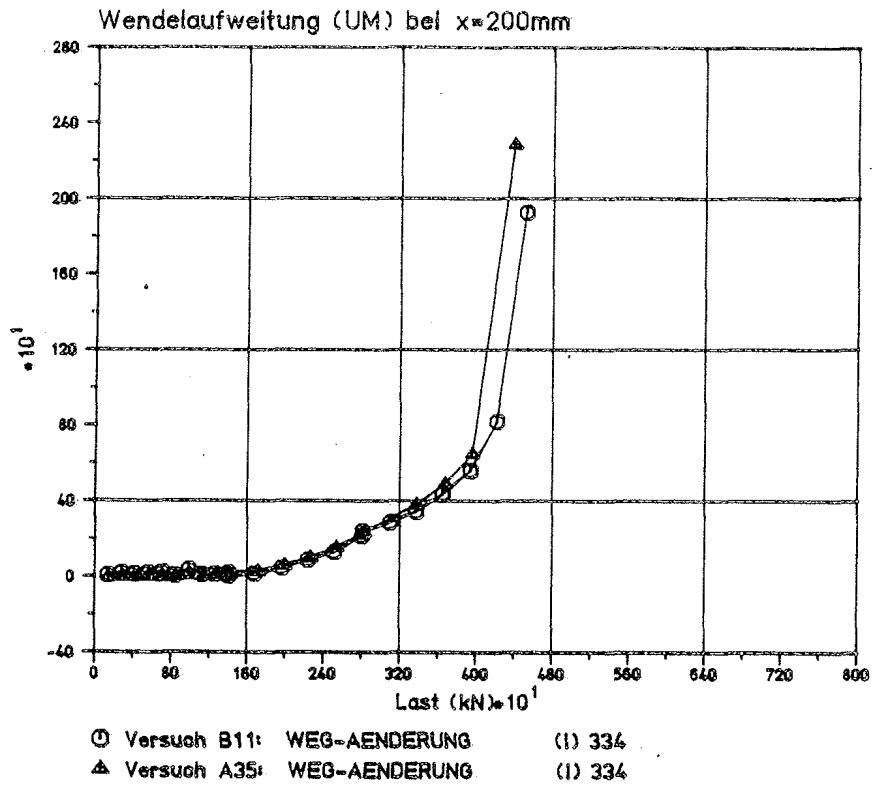
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$

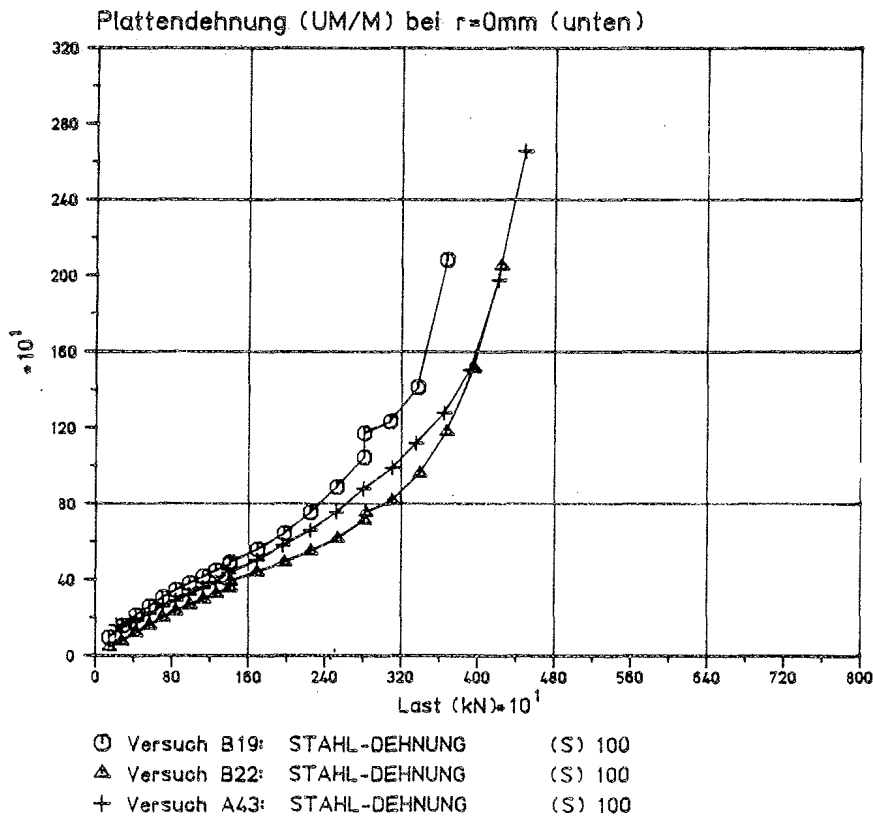
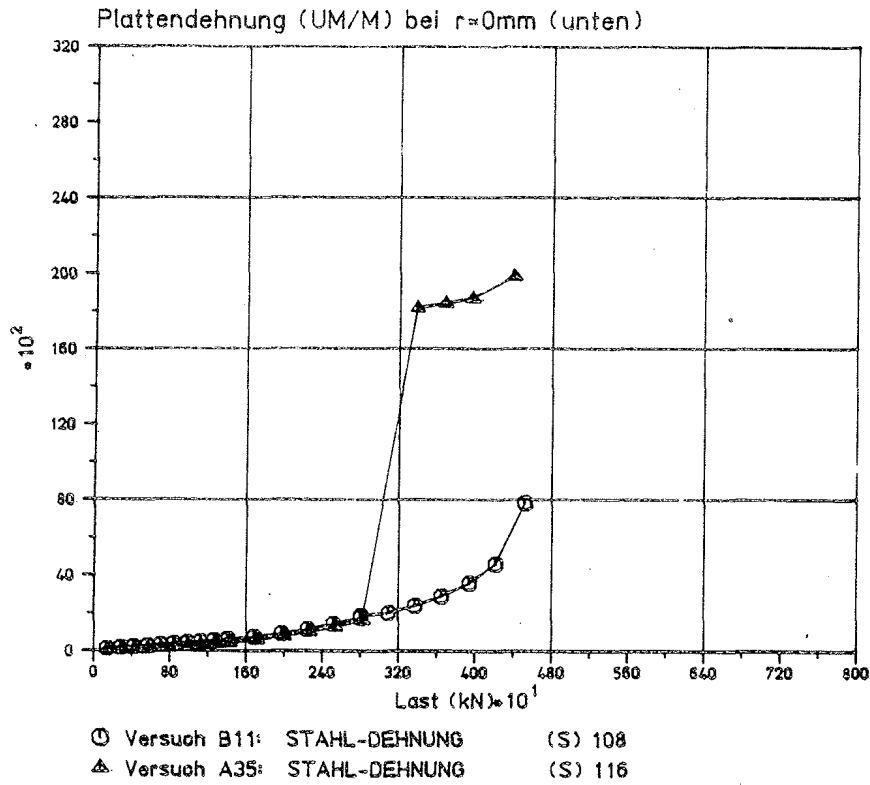


Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

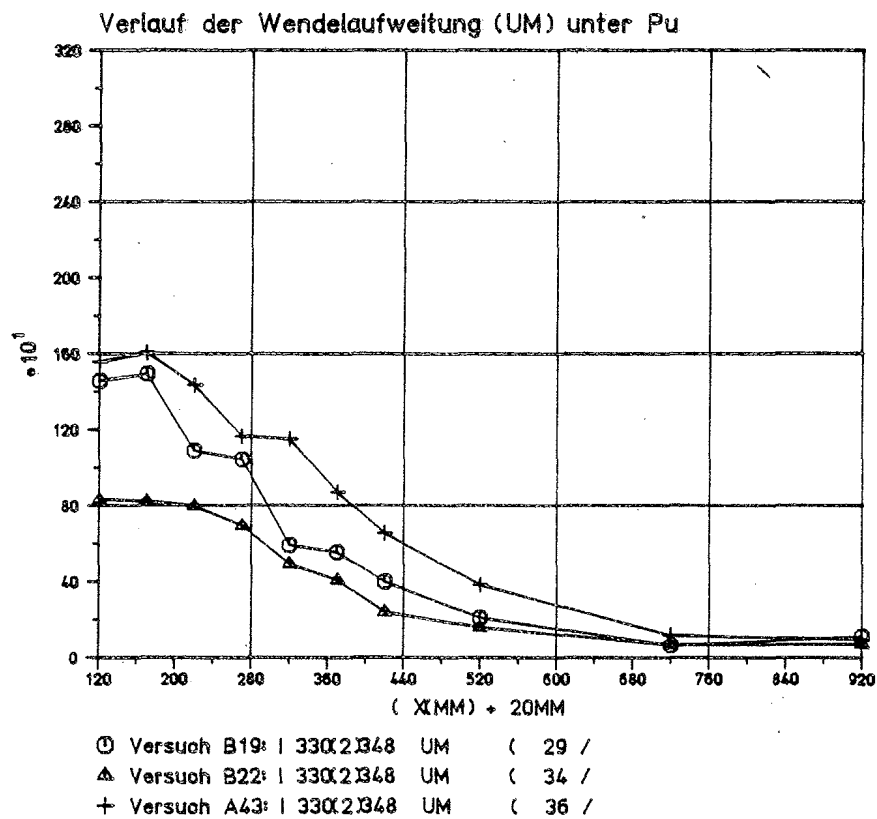
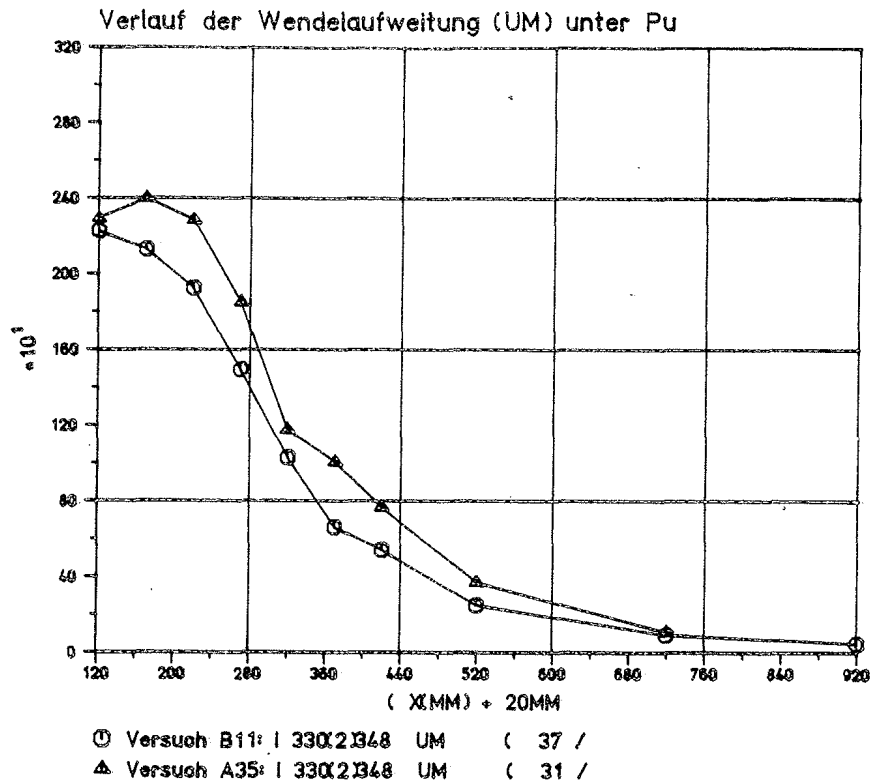
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$

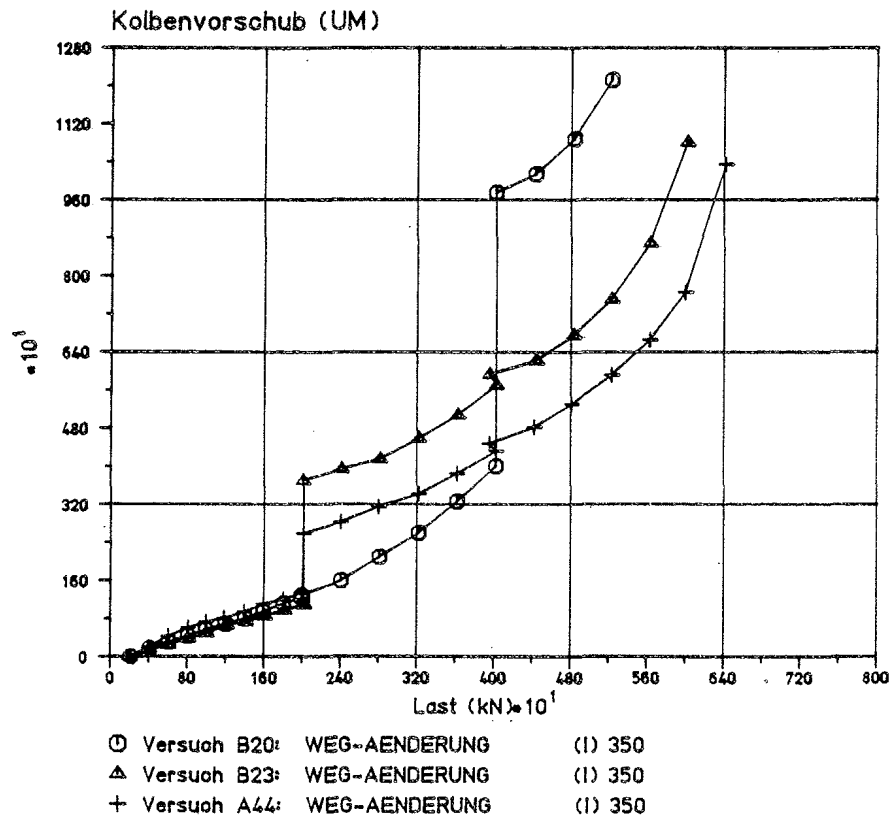
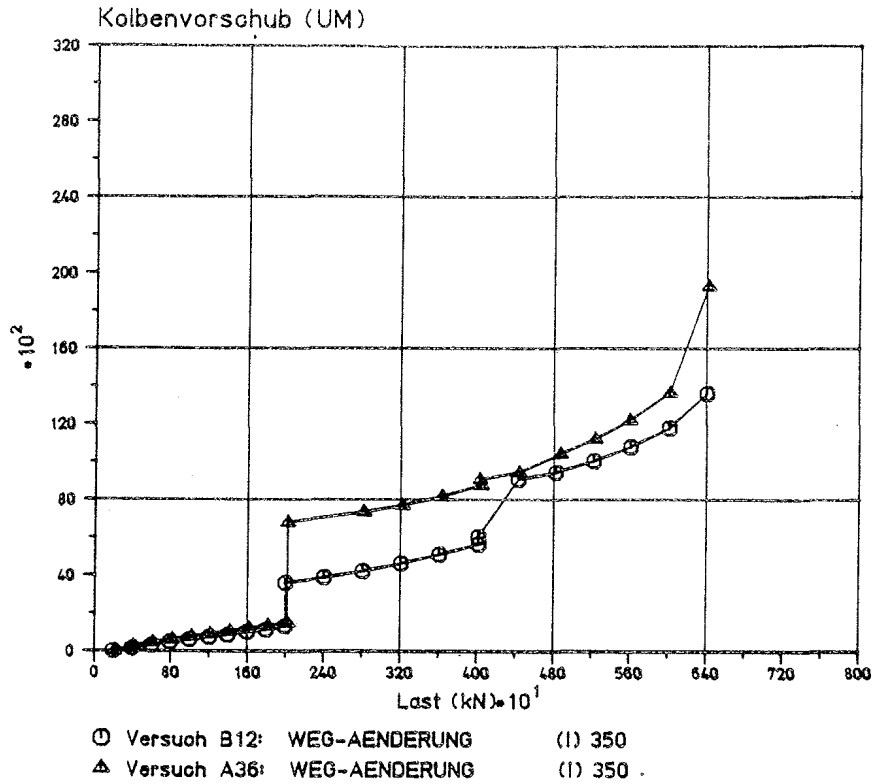




Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
 - Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
 - Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$

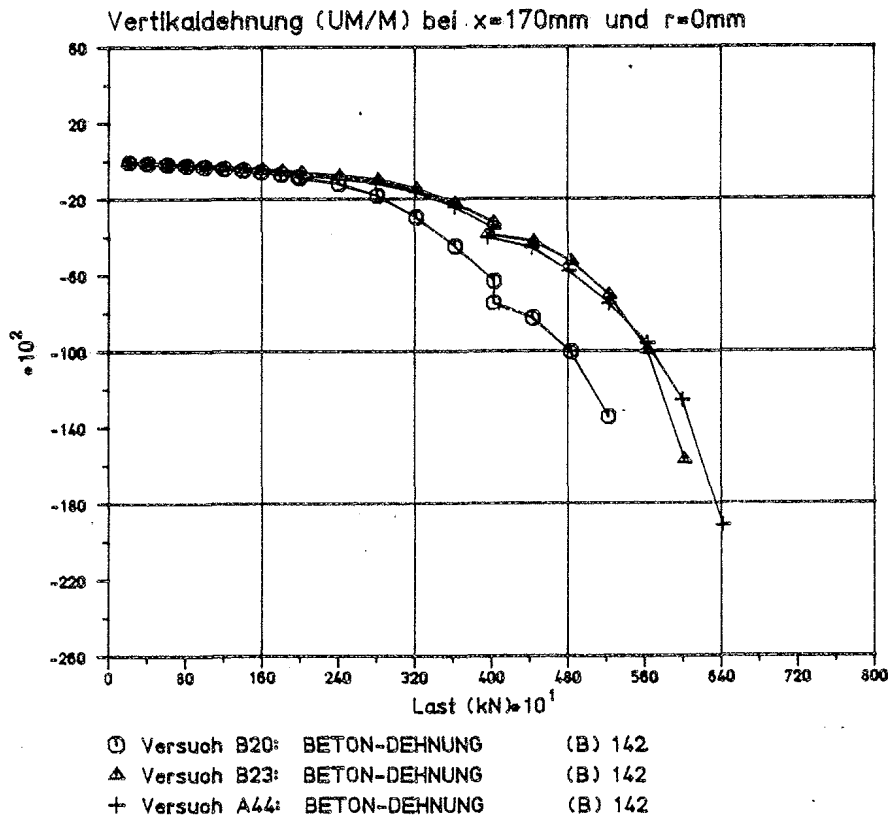
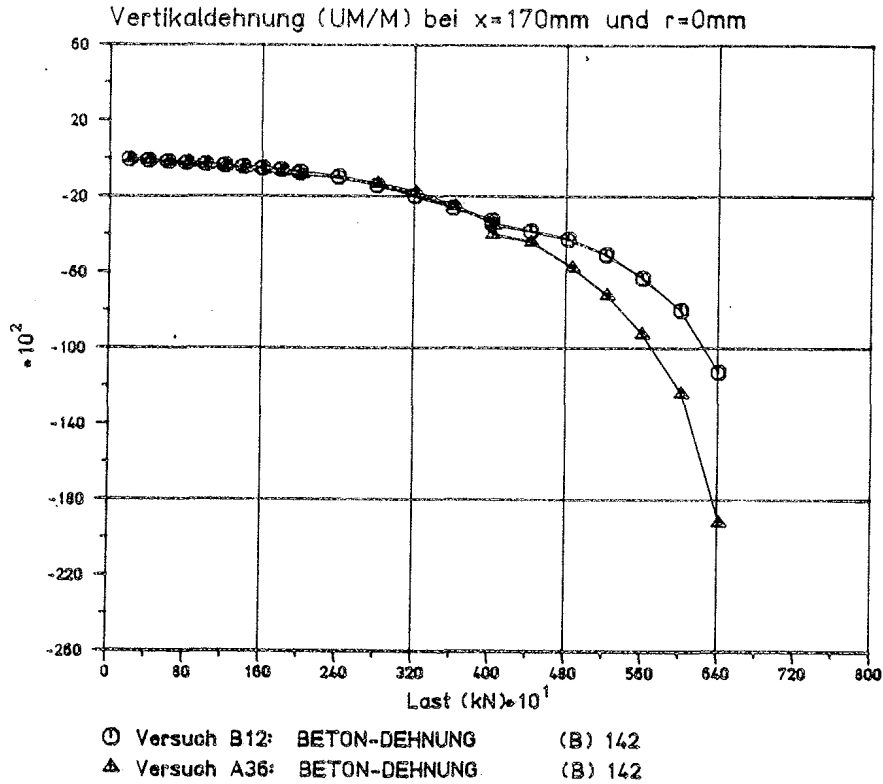


- Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
  - Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 1,55$



Kolbenvorschub

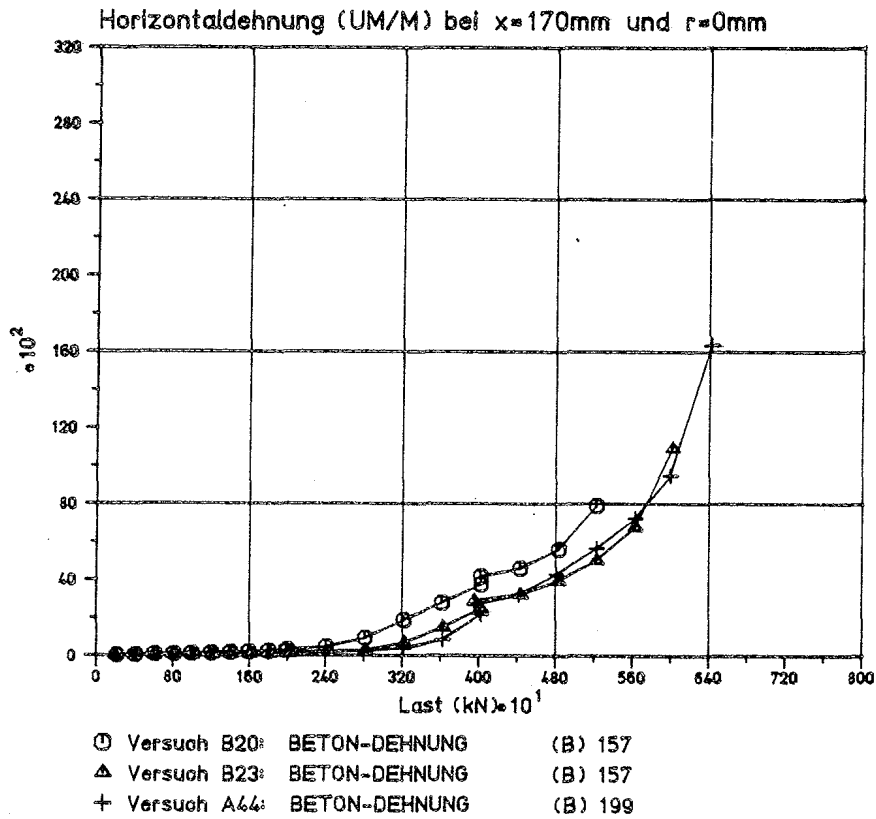
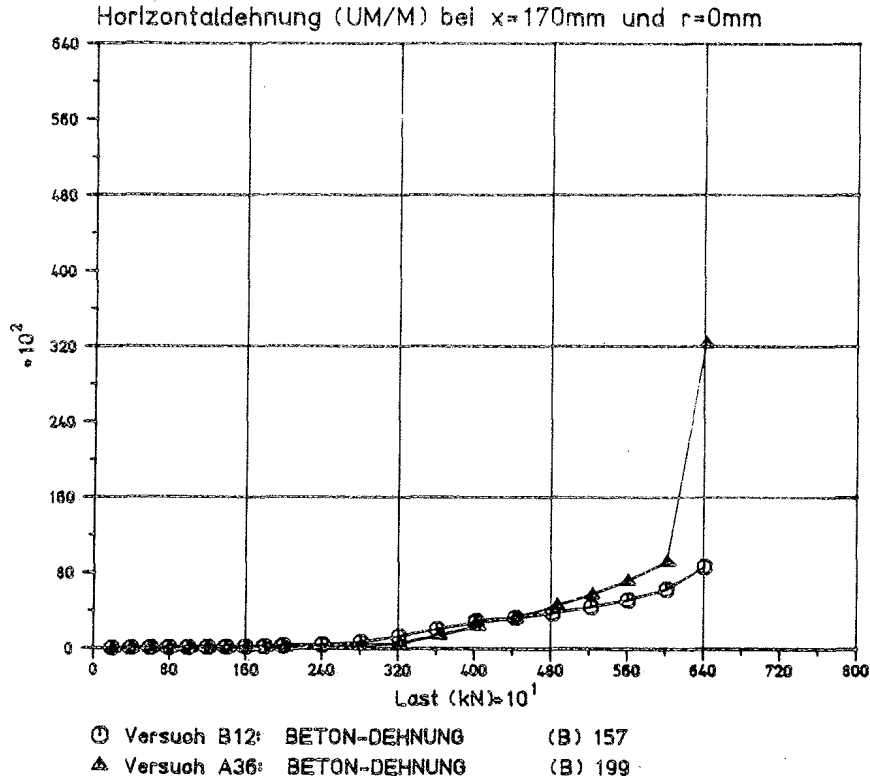
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 3,12$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

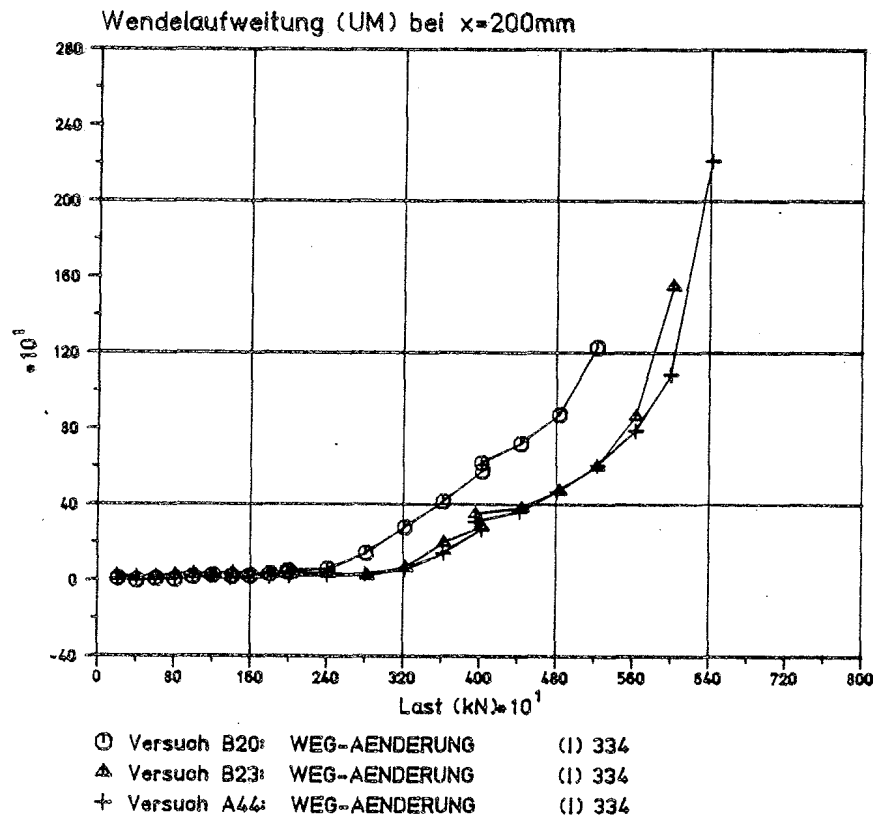
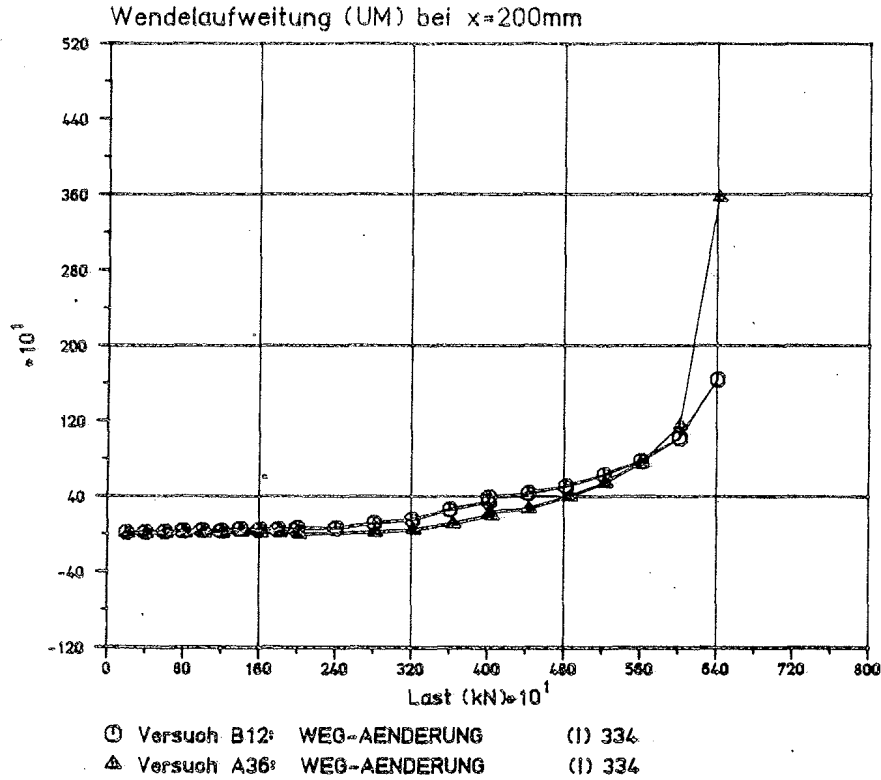
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 \cong 3,12$



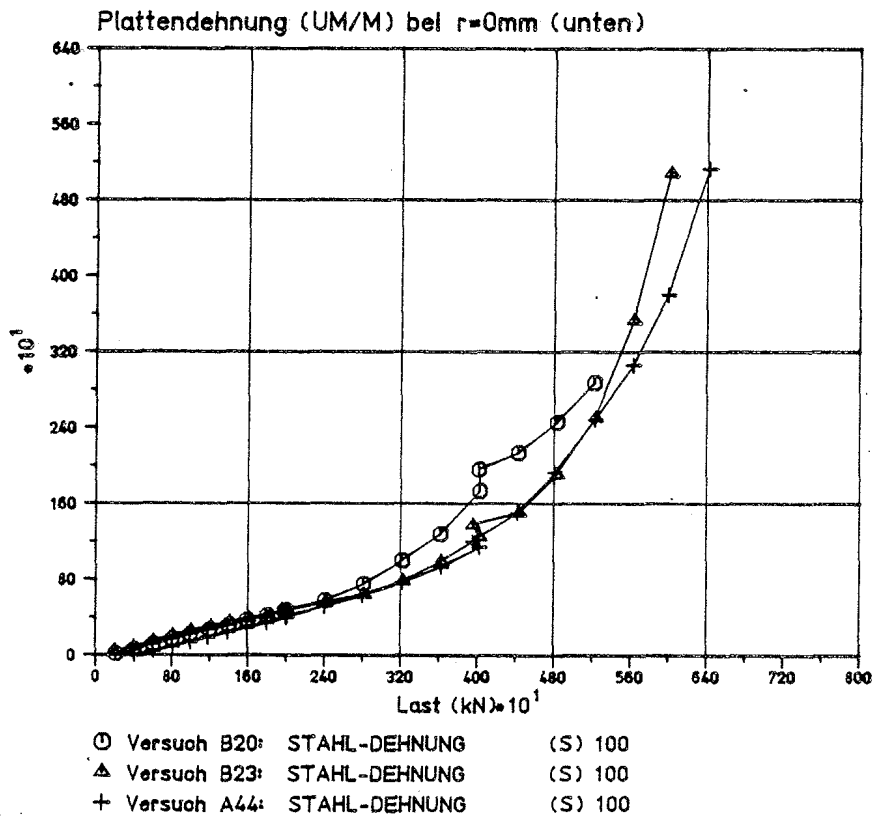
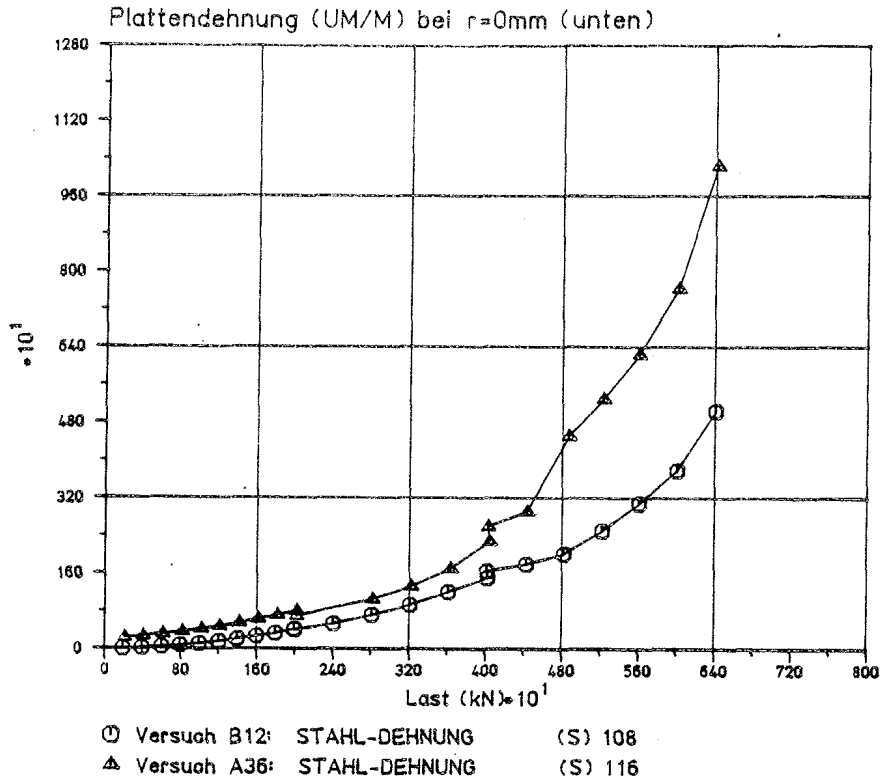
Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 3,12$

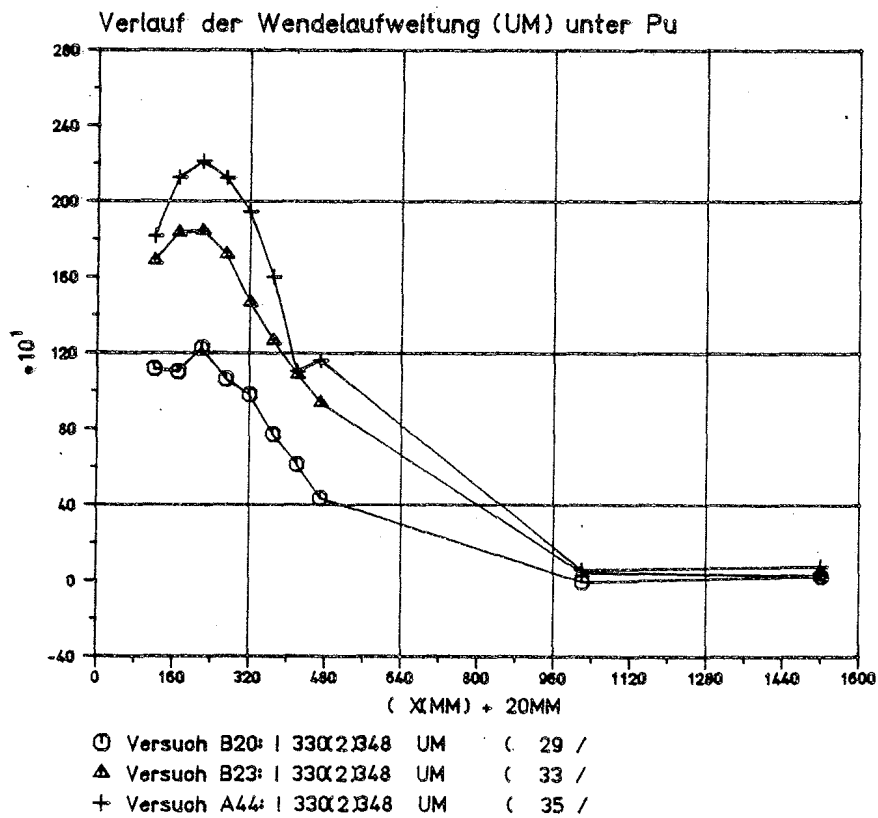
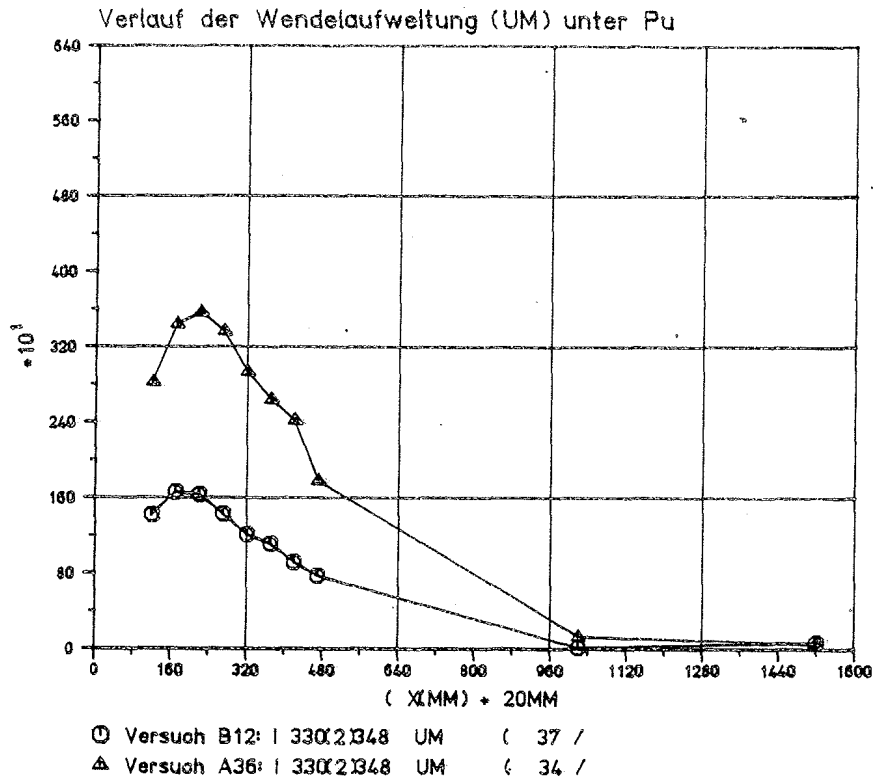


Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 3,12$



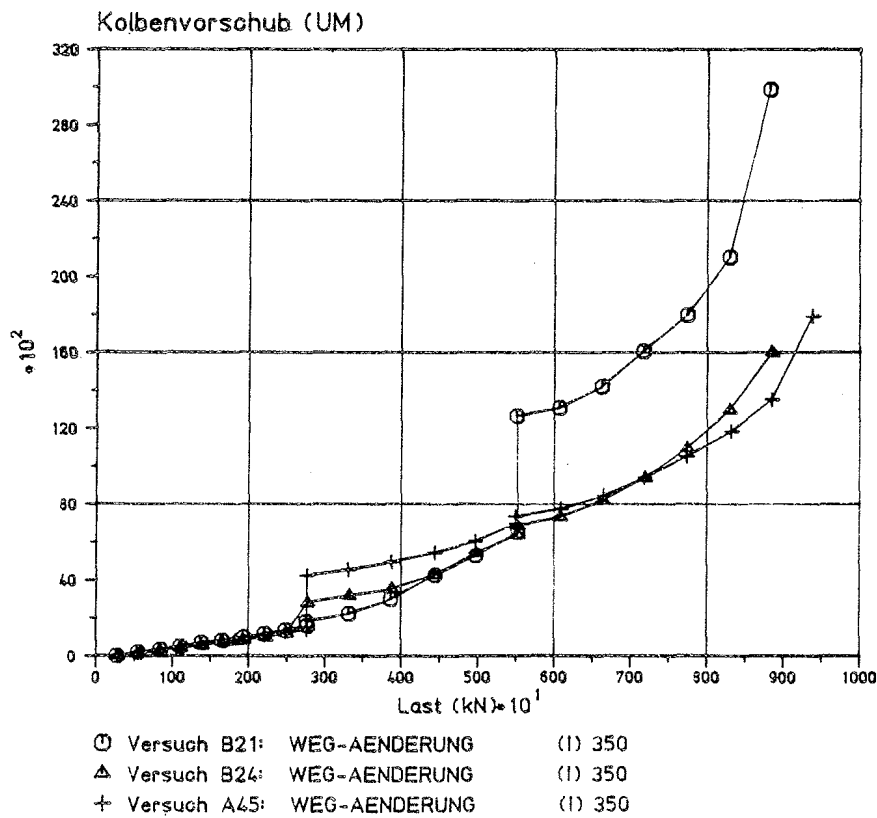
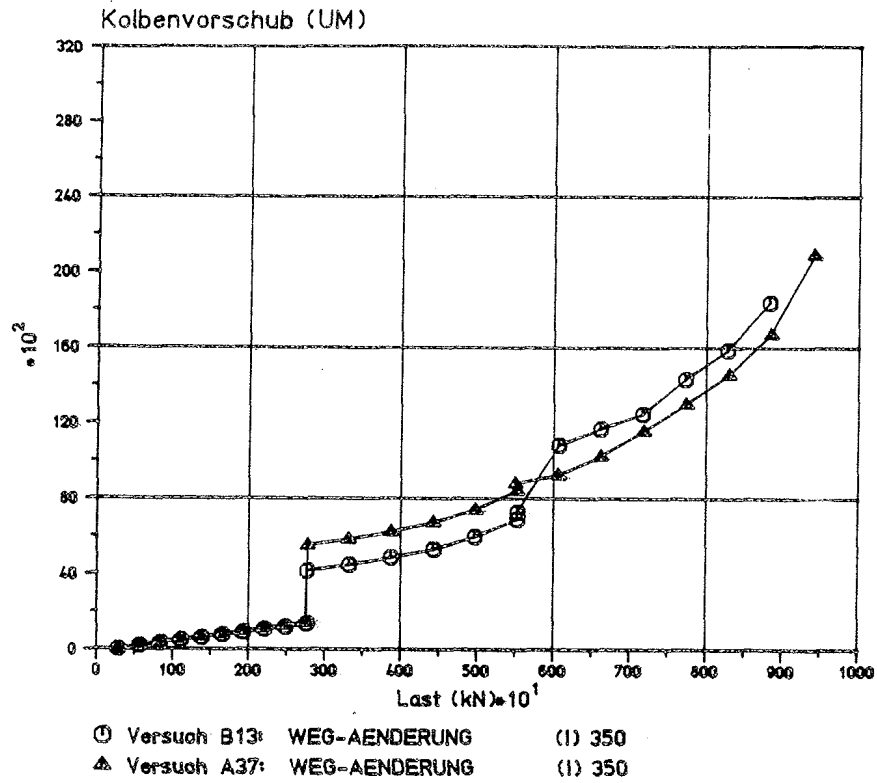
Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
 - Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
 - Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 3,12$



Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

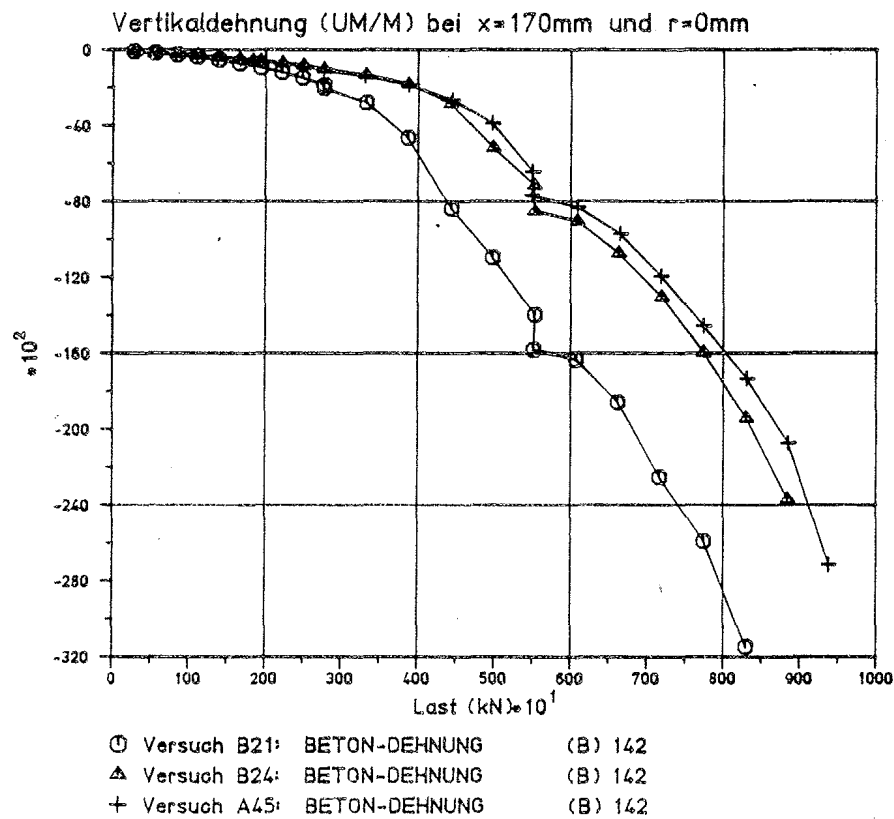
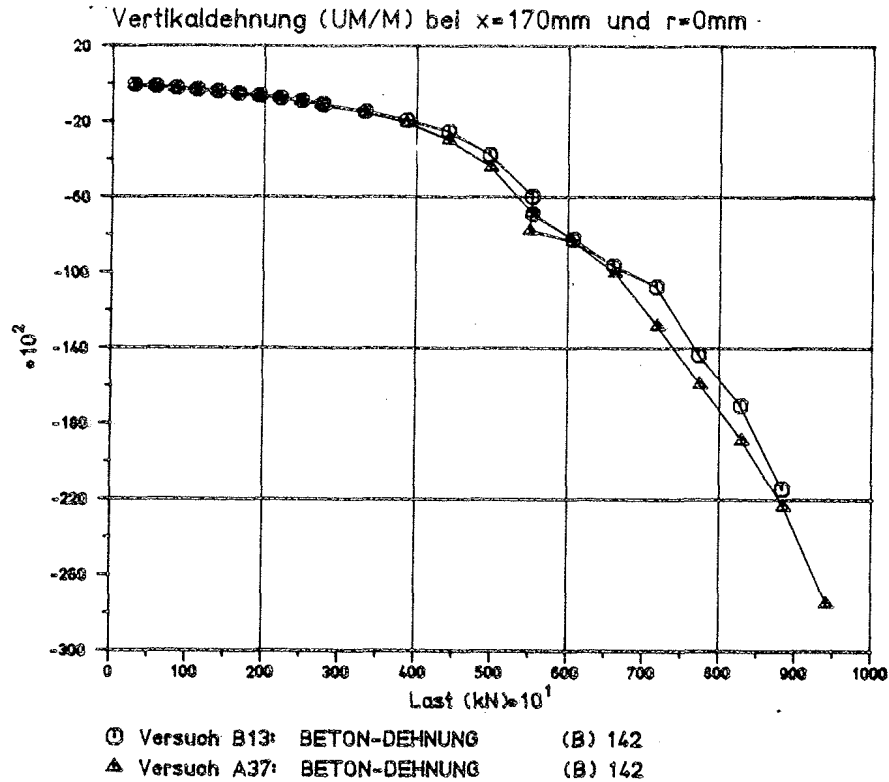
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 3,12$





Kolbenvorschub

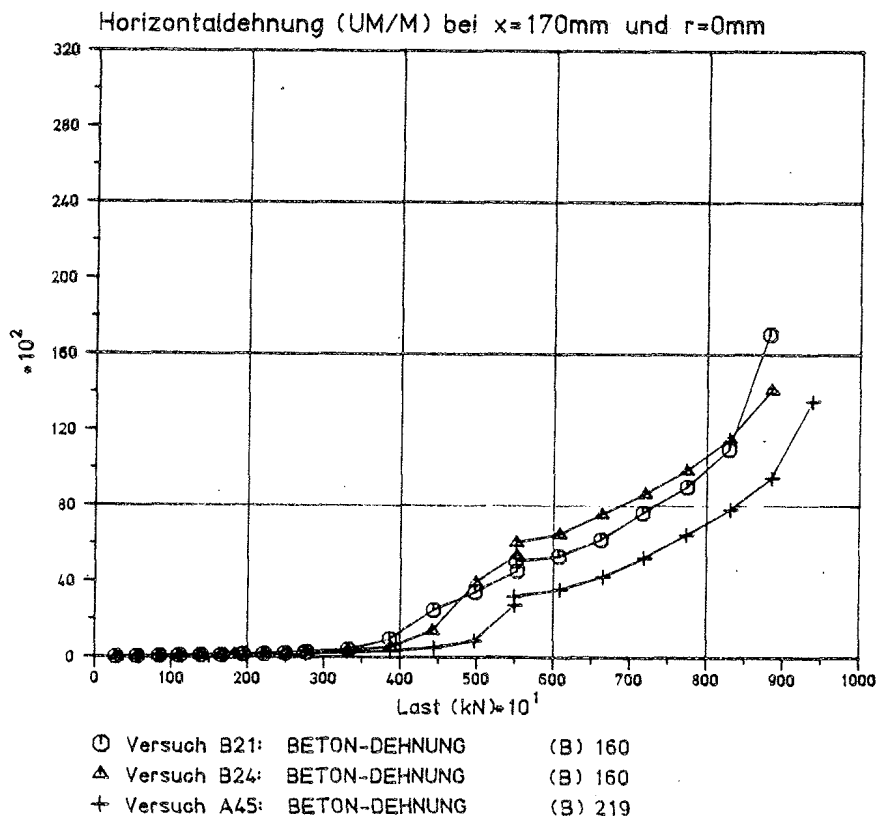
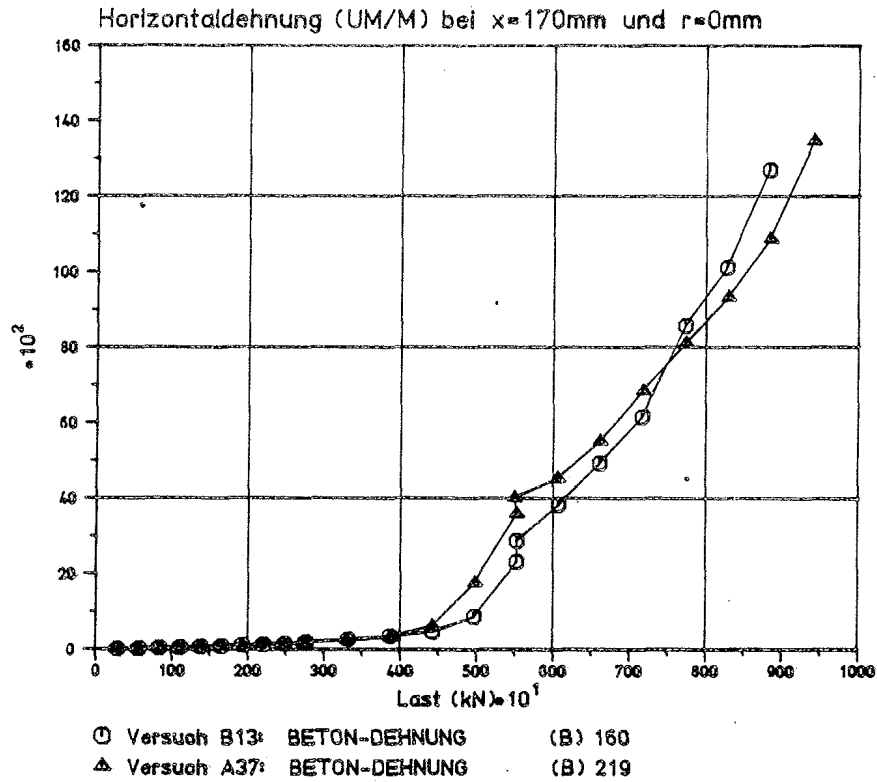
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

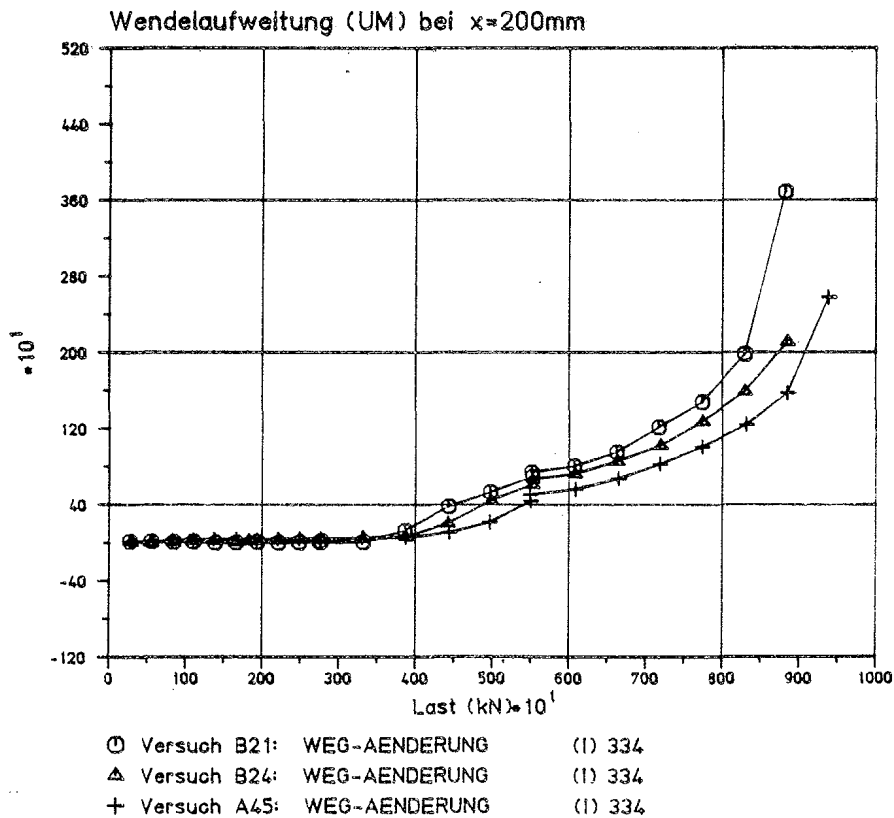
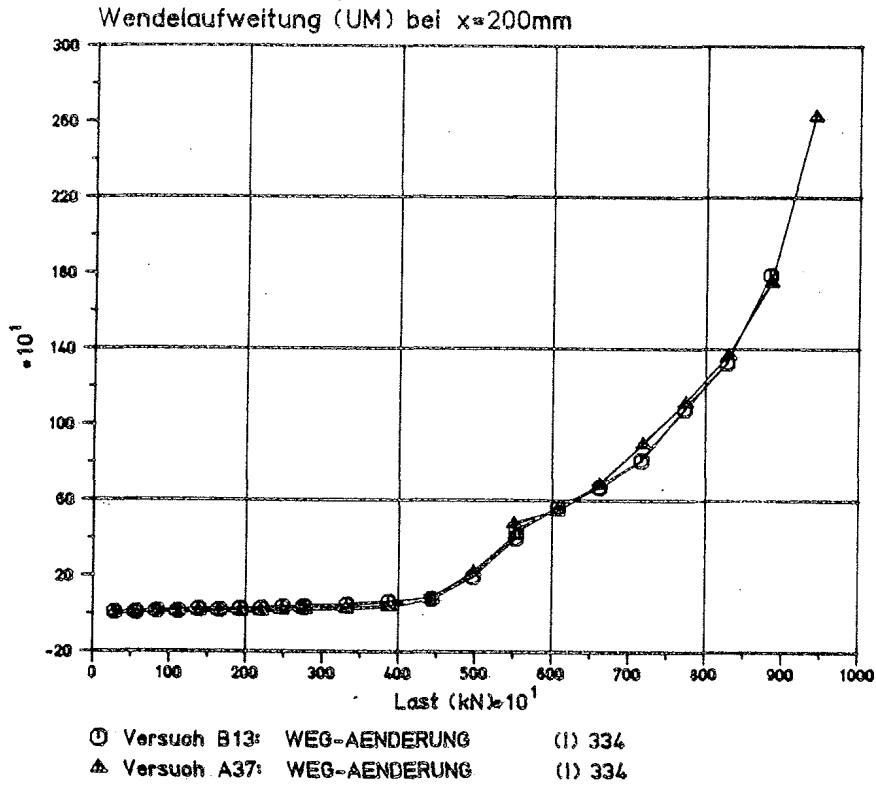
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

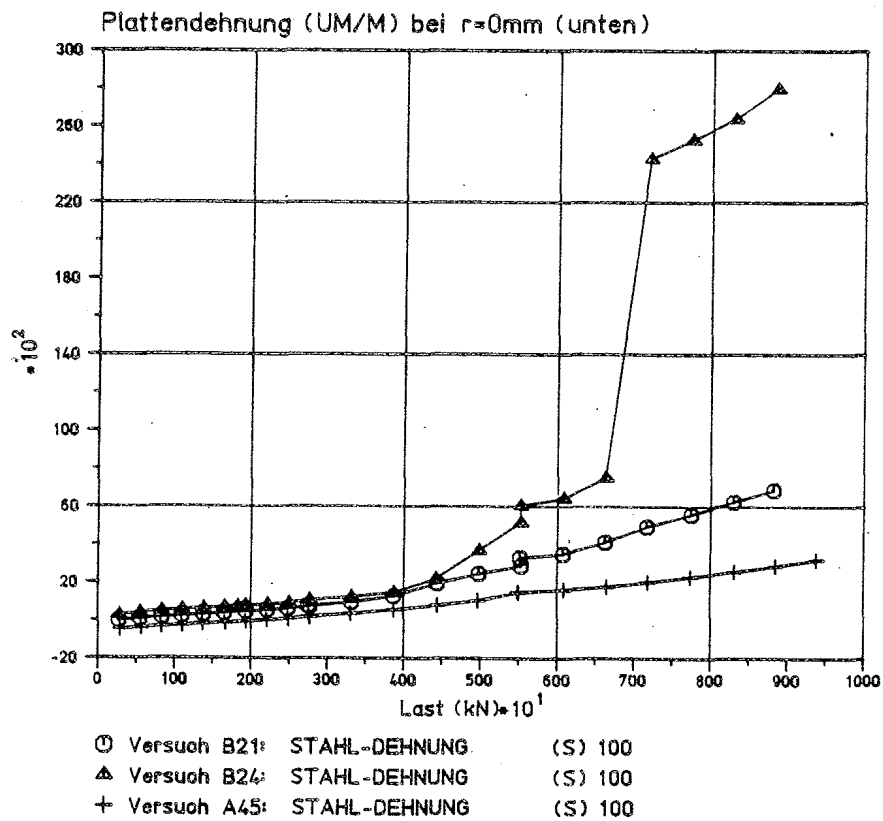
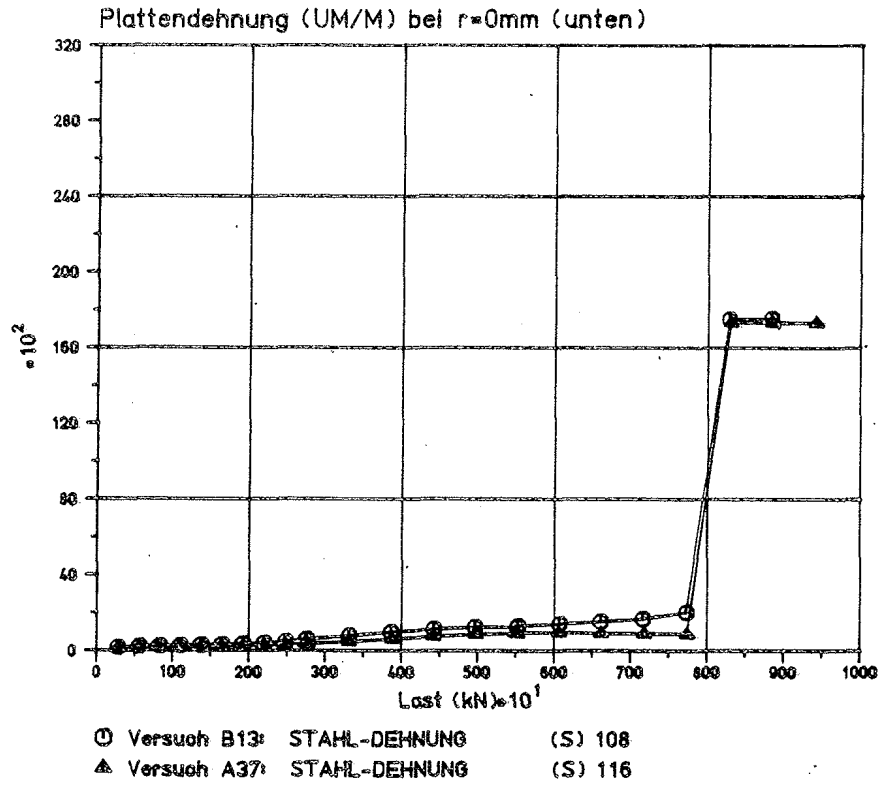
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$



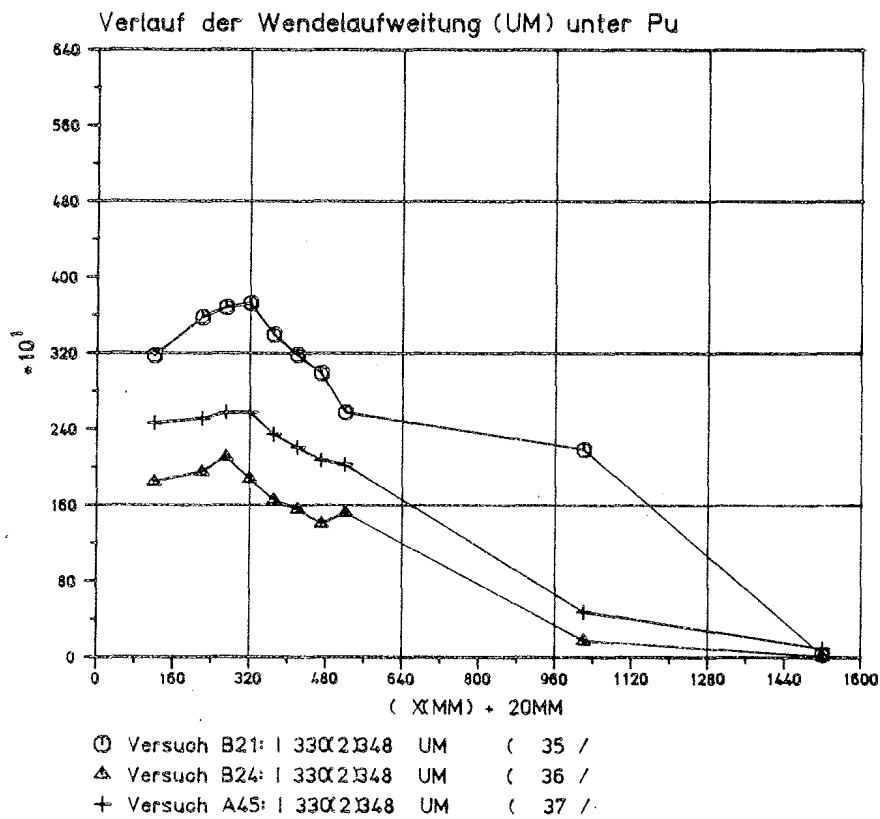
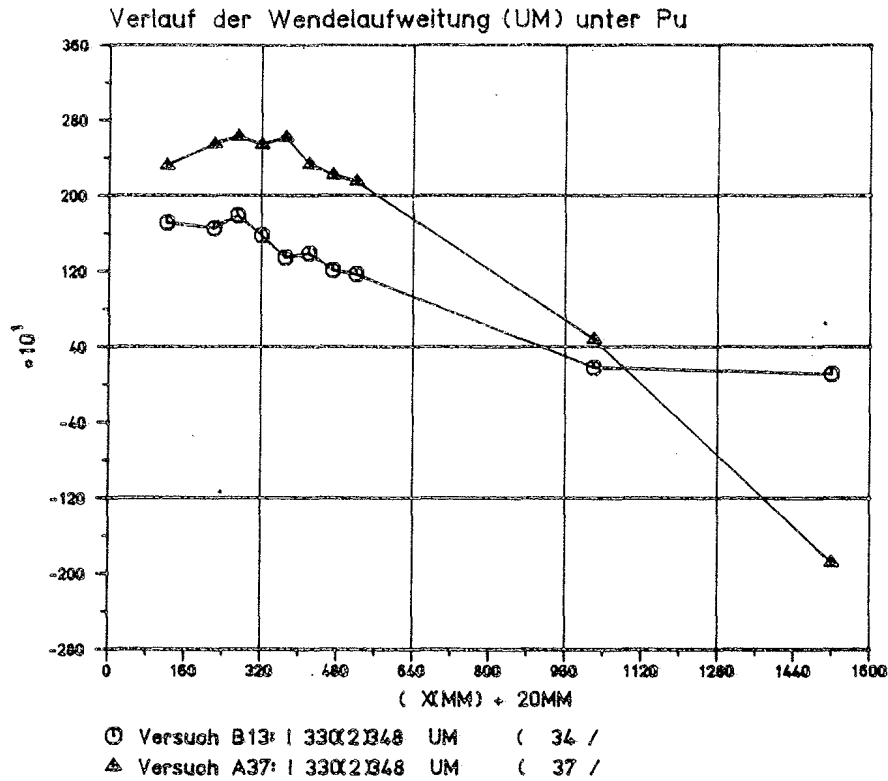
Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche

- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$

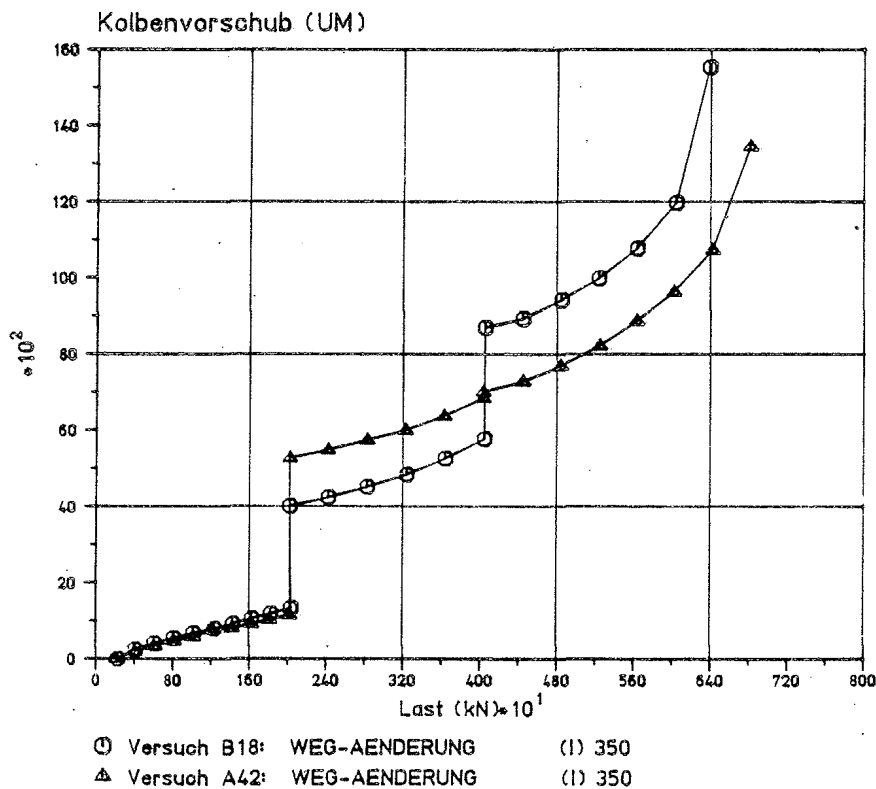
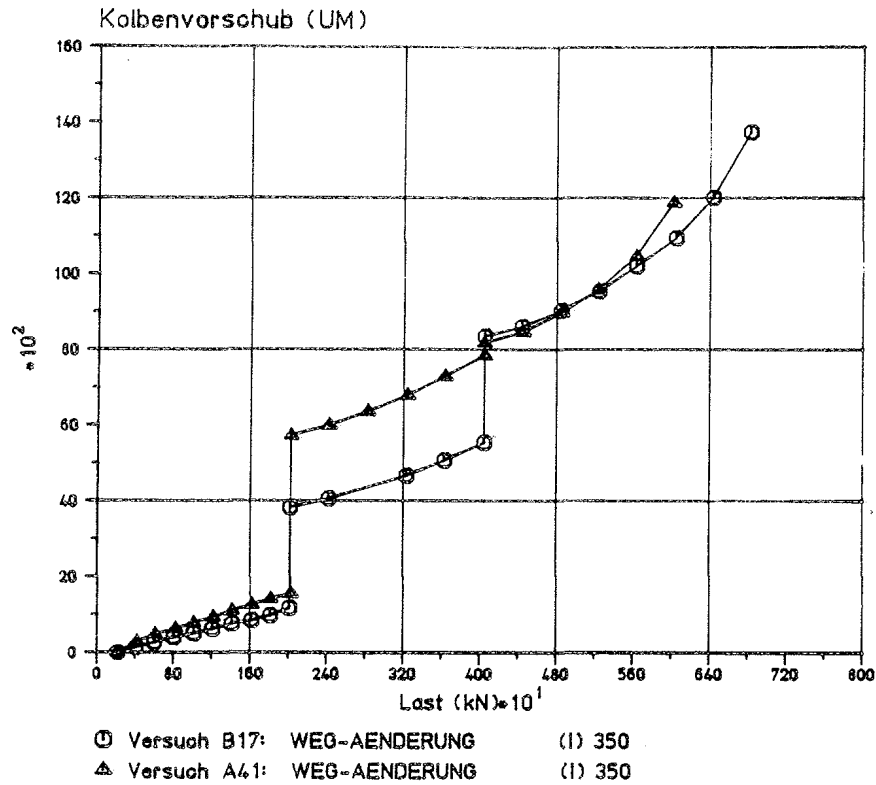


Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
- Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$



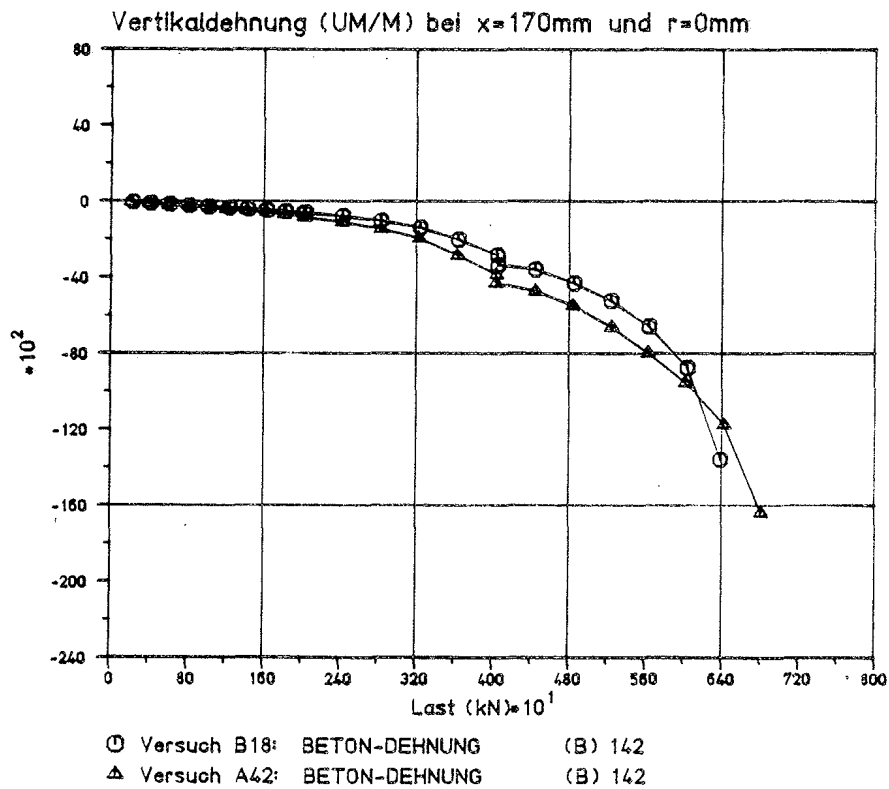
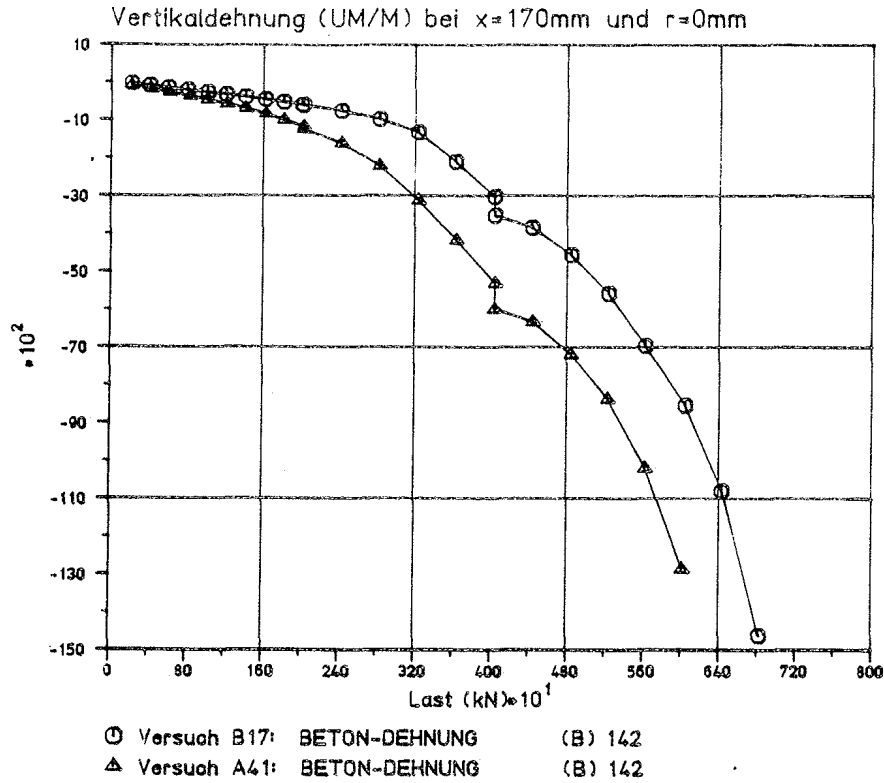
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Topf- und Gleitlager aus St 52-3 bei  $A/A_1 = 6,48$



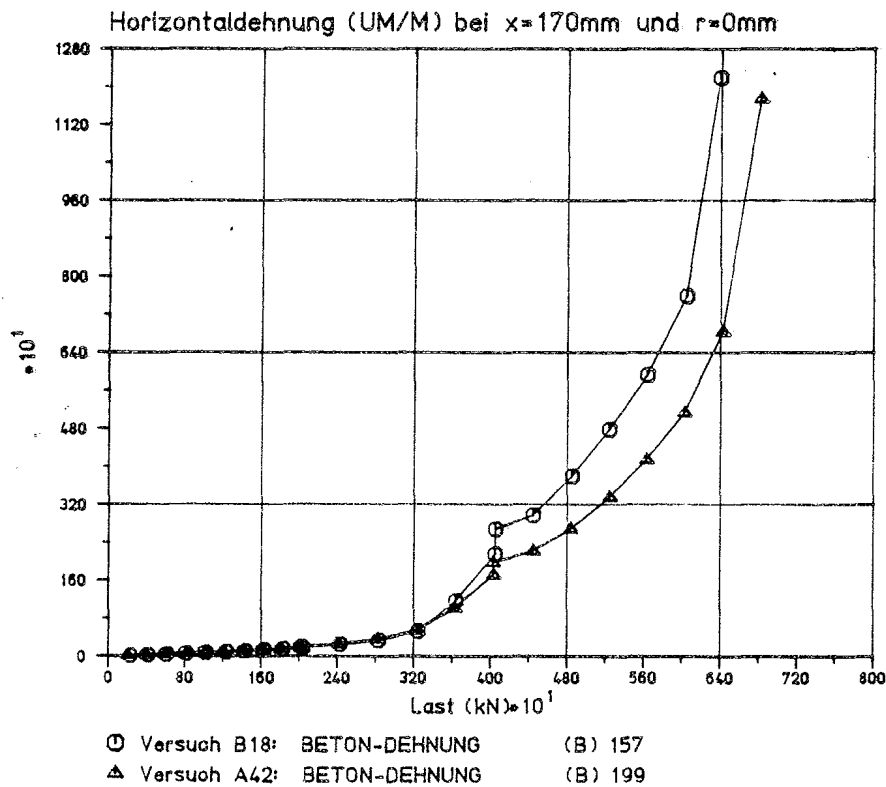
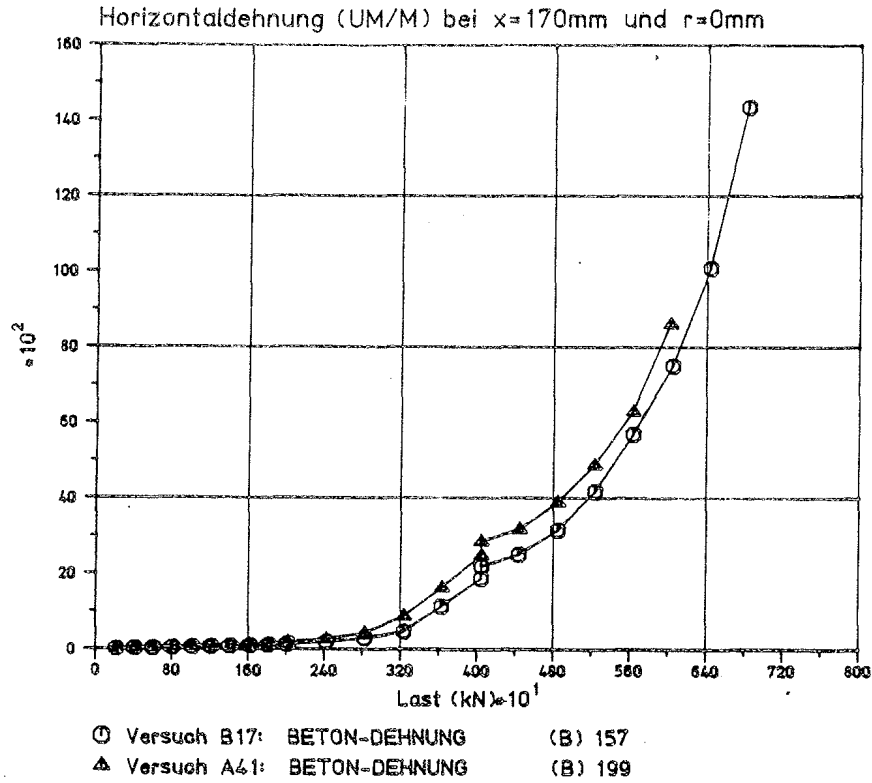
Kolbenvorschub

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Gleitlagern aus St. 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$

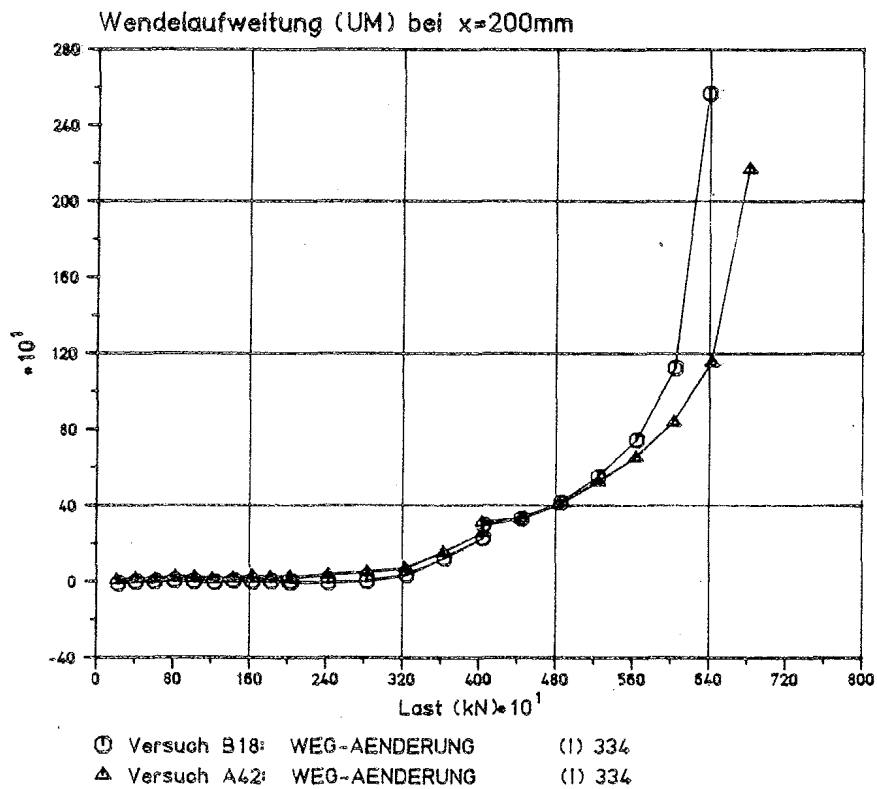
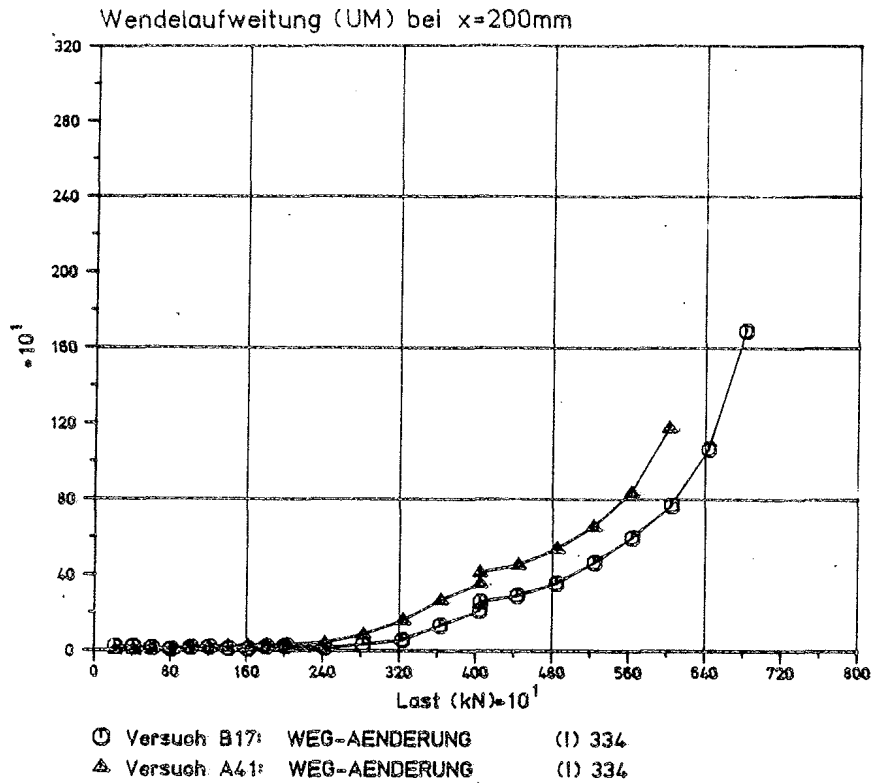


Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Vergleich parametergleicher A- und V-Versuche  
 - Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$



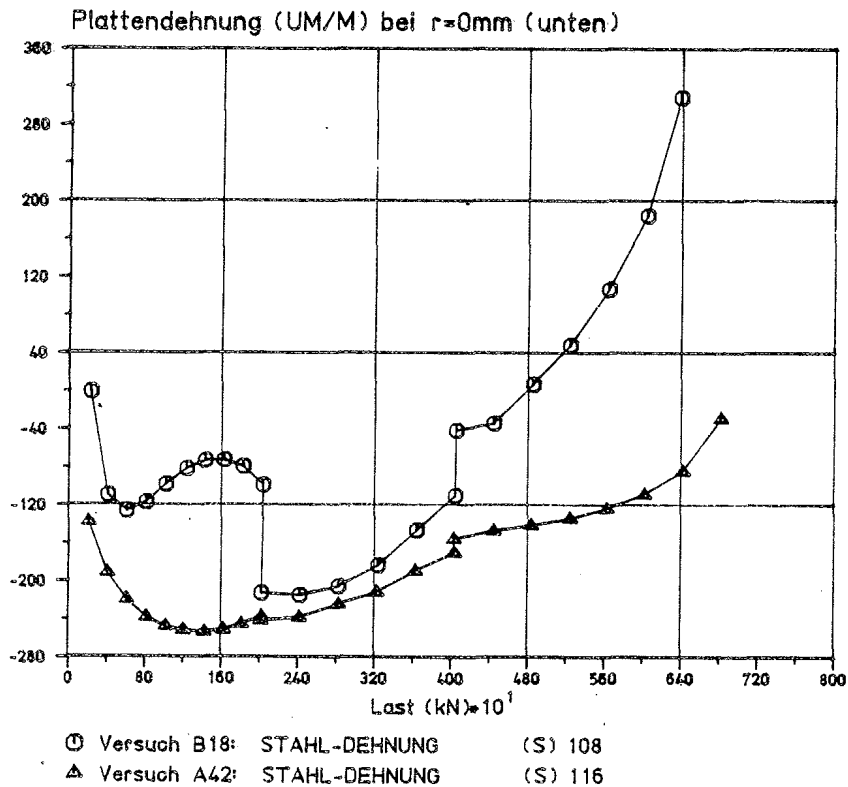
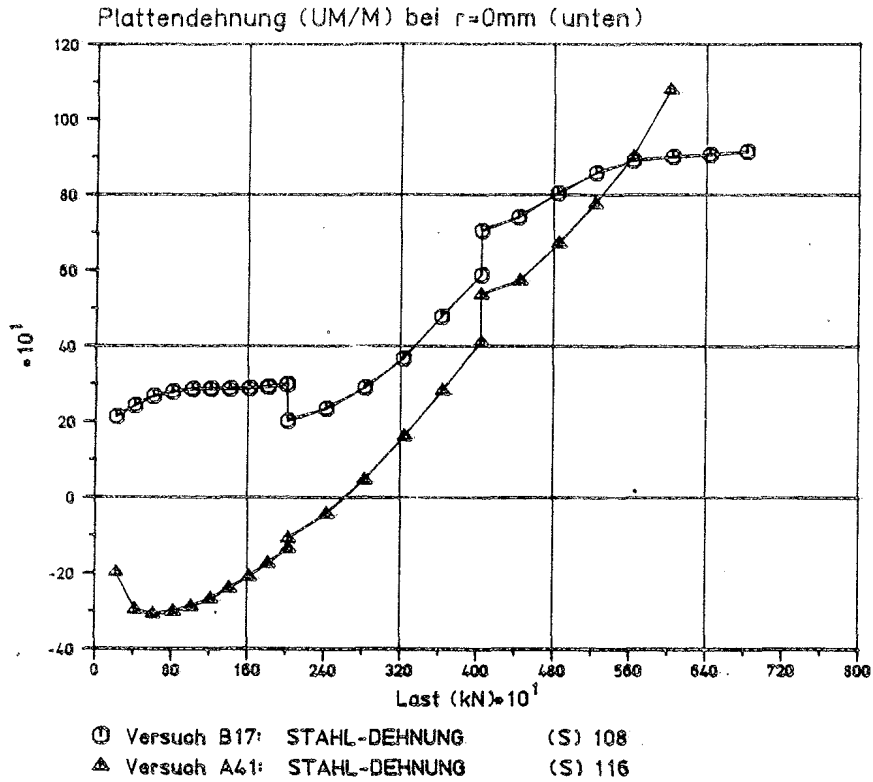


- Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.
- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
  - Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$

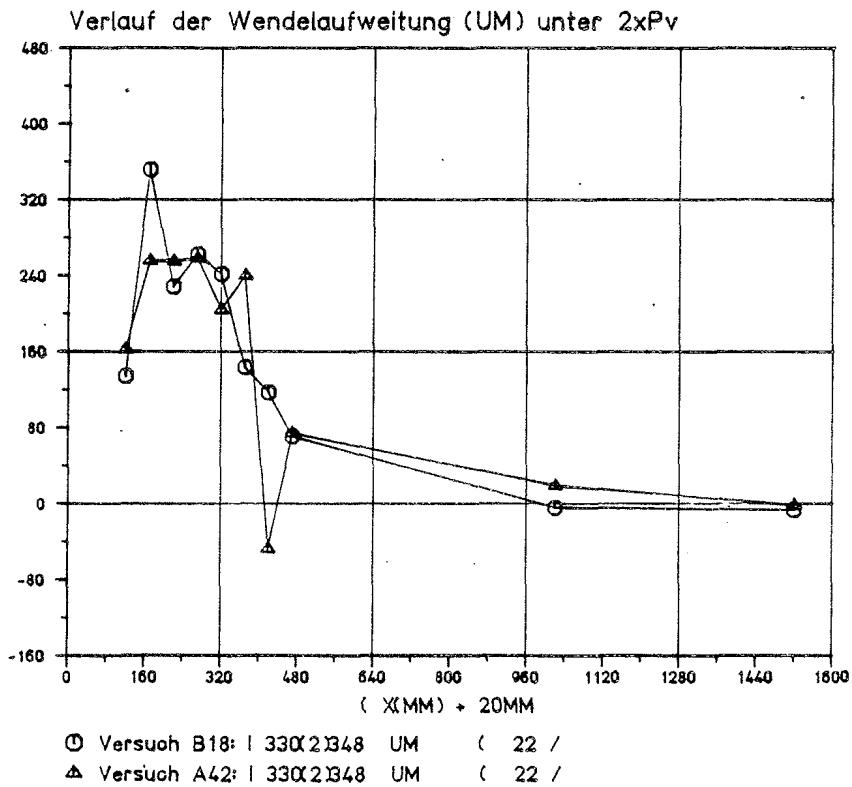
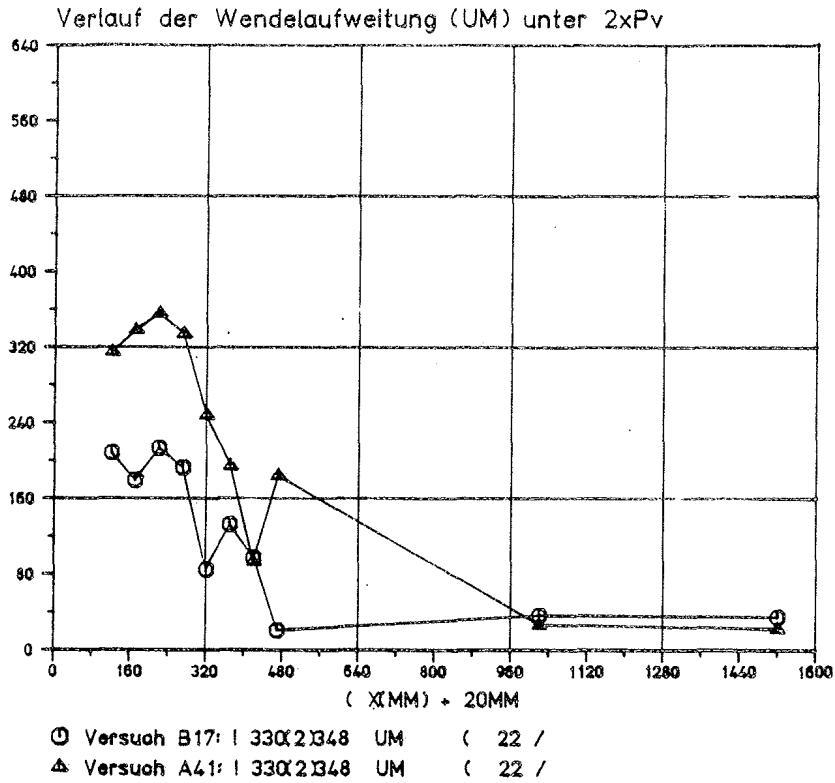


Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$

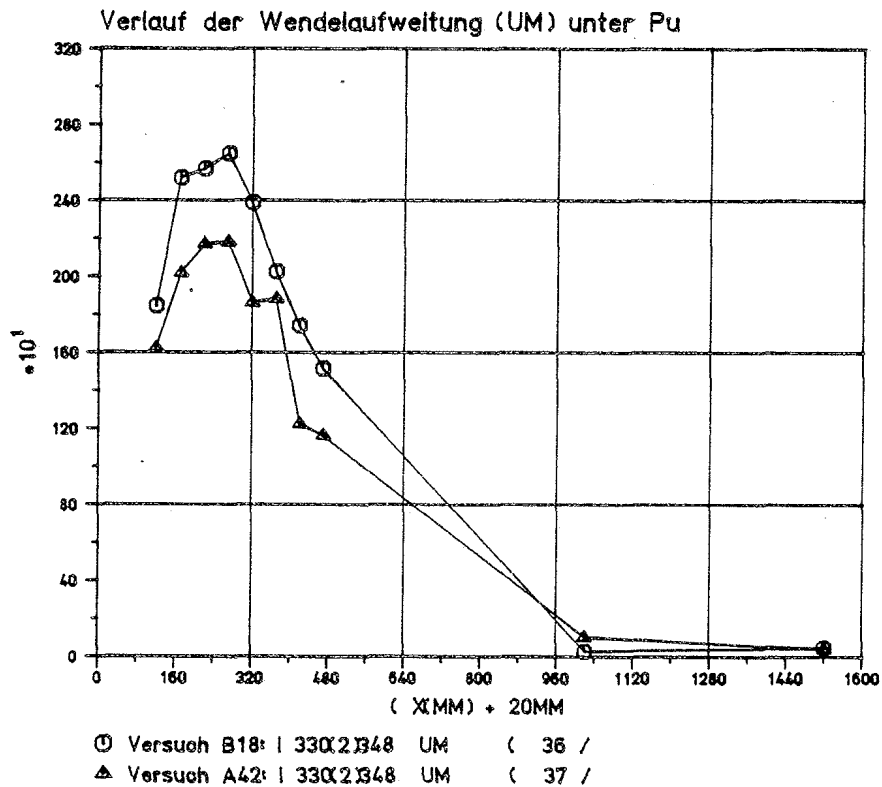
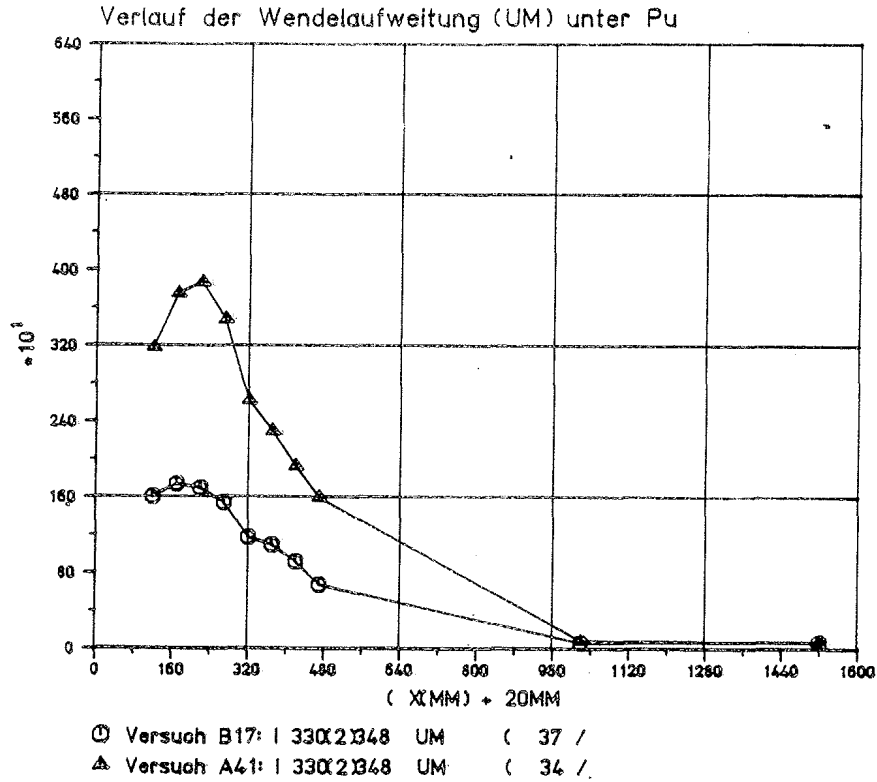


Dehnung der Lagerplattenunterseite im Plattenmittelpunkt  
 - Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
 - Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$



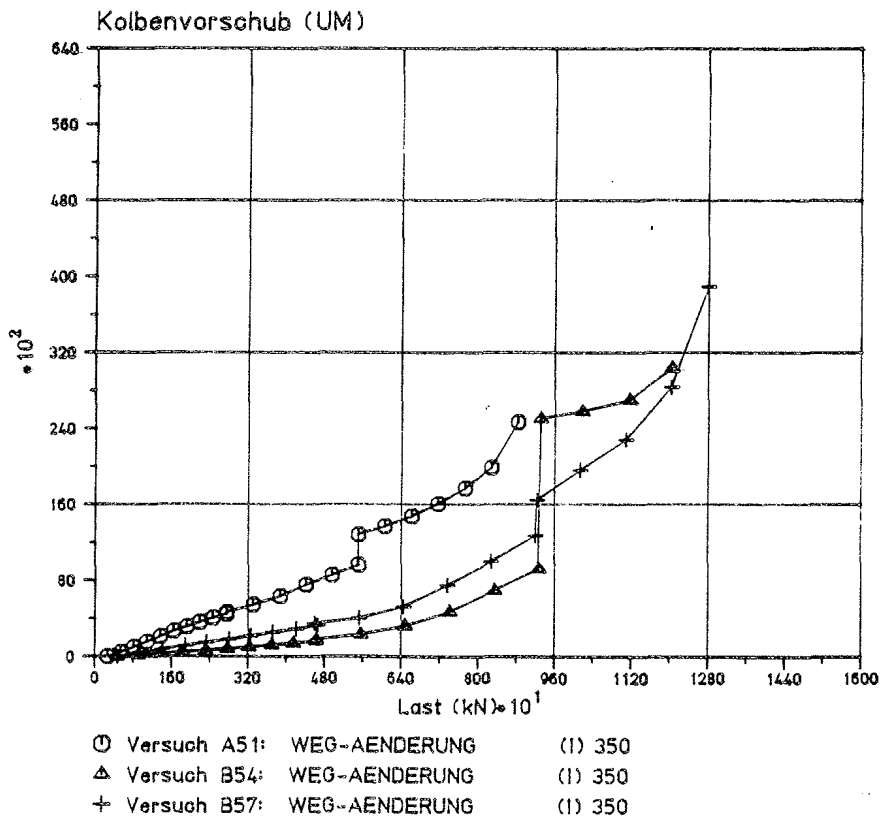
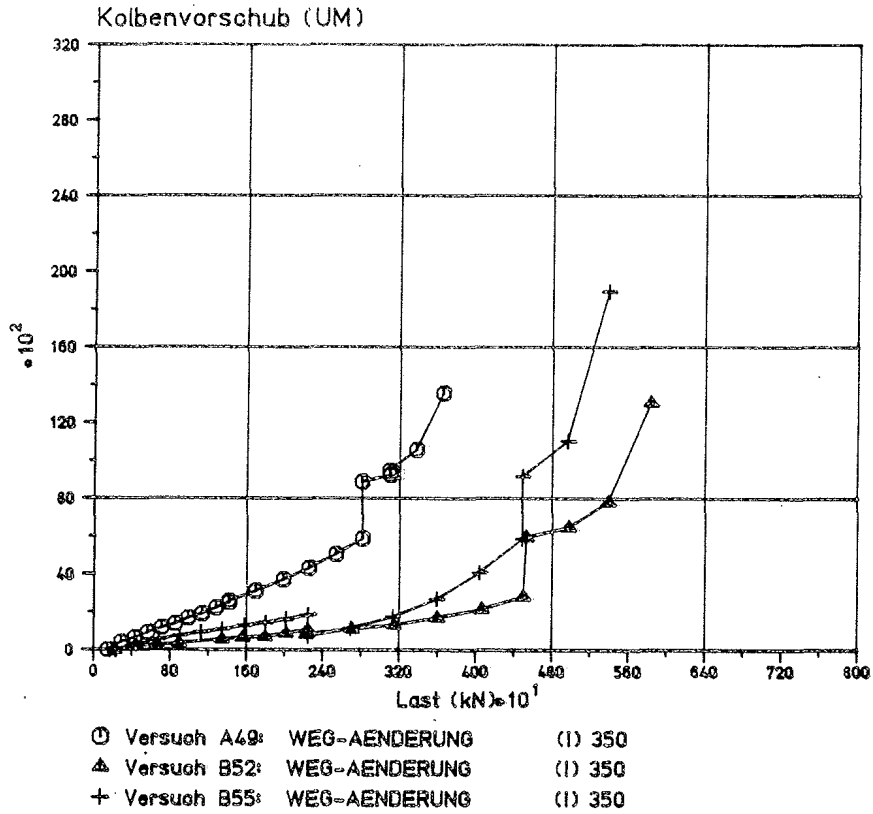
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe bei doppelter Gebrauchslast

- Vergleich parametergleicher A- und B-Versuche
- Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$



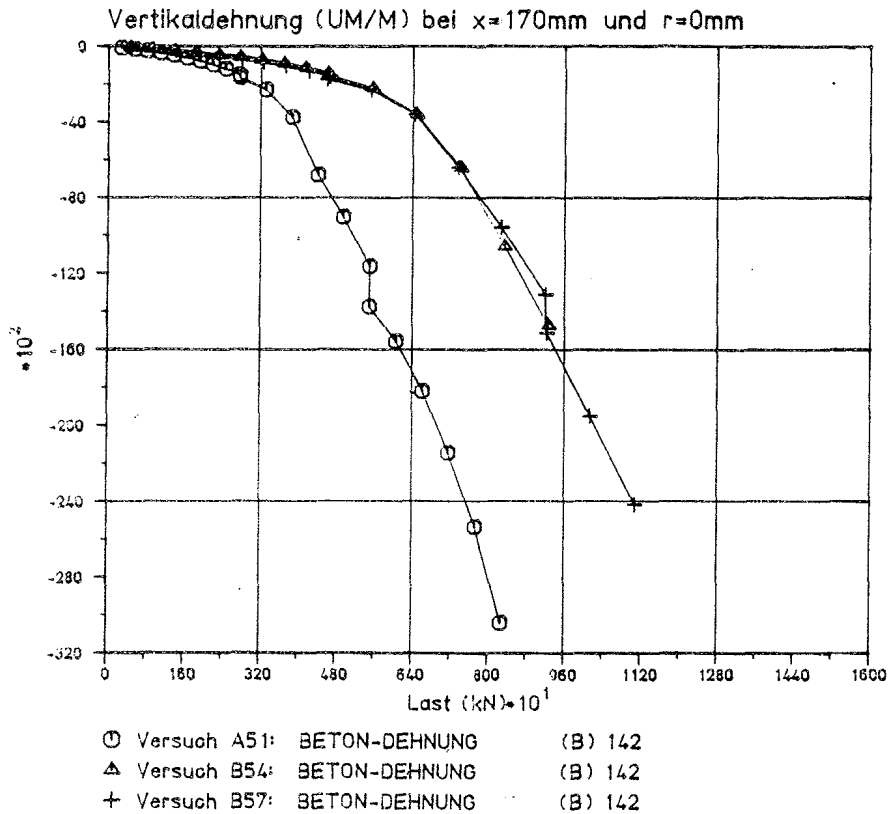
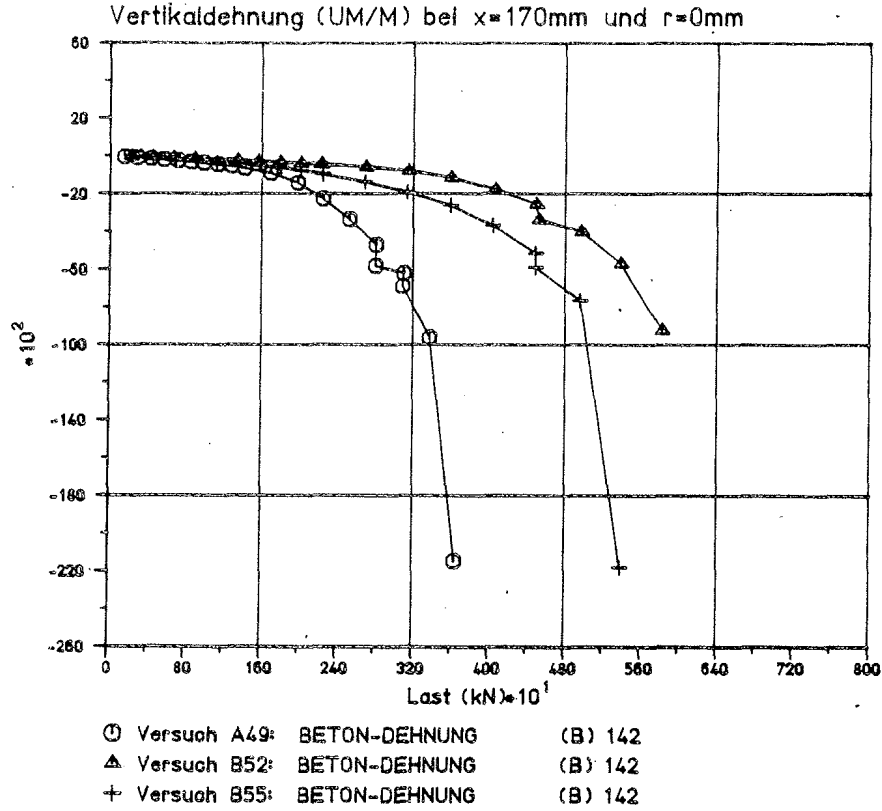
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen
- Vergleich zwischen Gleitlagern aus St 52-3 mit unterschiedlichen PTFE-Durchmessern bei  $A/A_1 = 6,48$



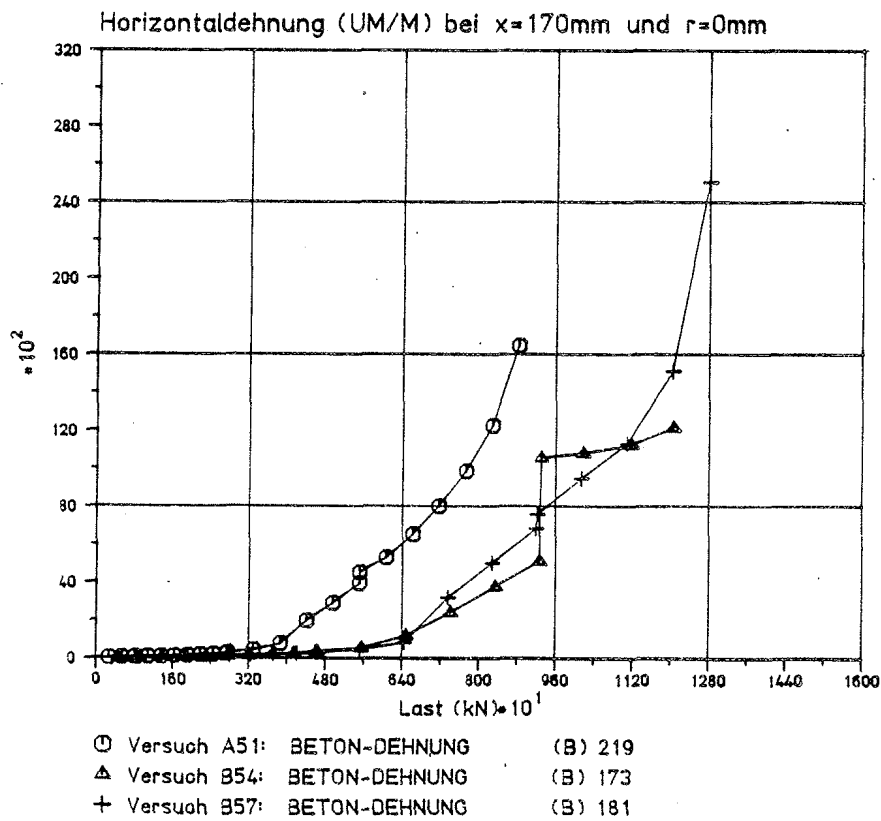
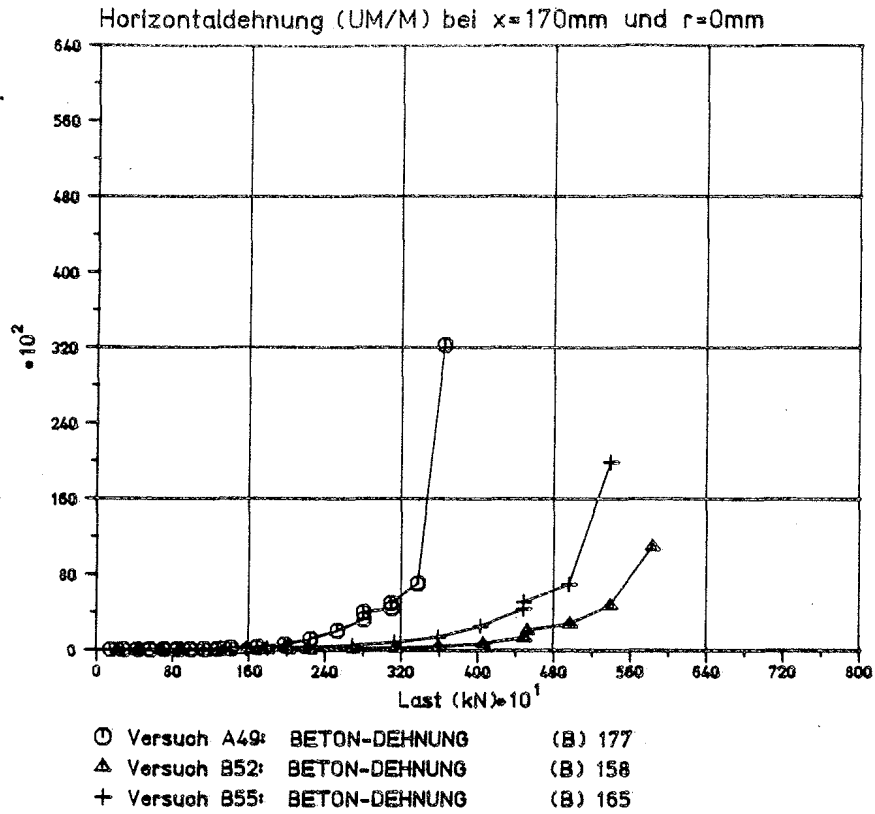
### Kolbenvorschub

- Einfluß der Betonfestigkeit: B 25 - B 35
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager
- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$



Vertikaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

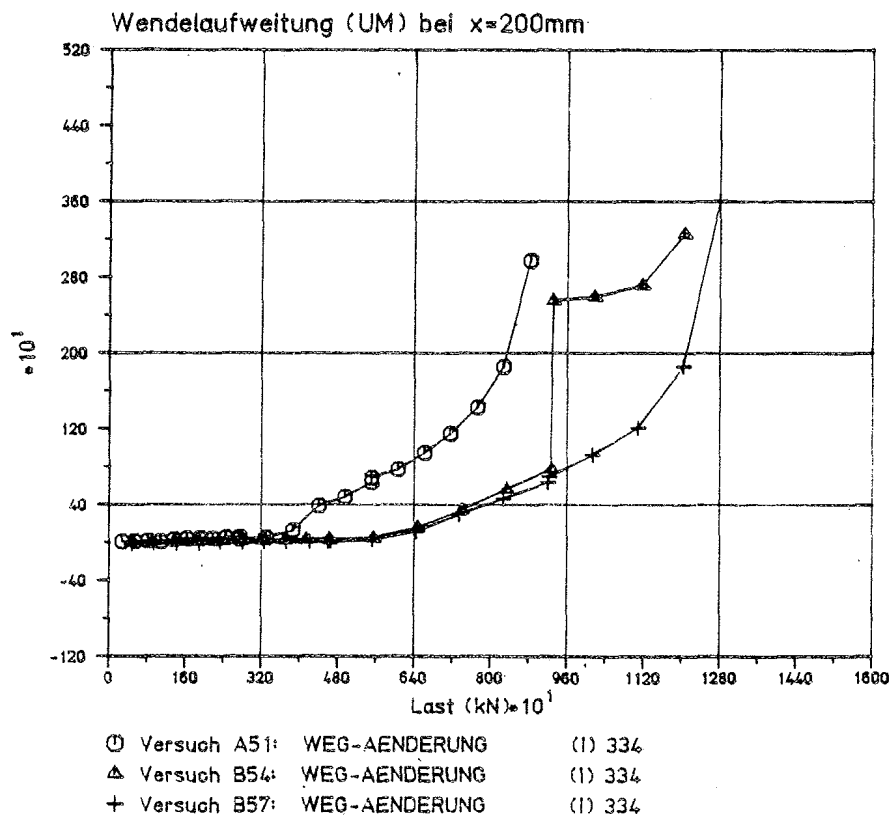
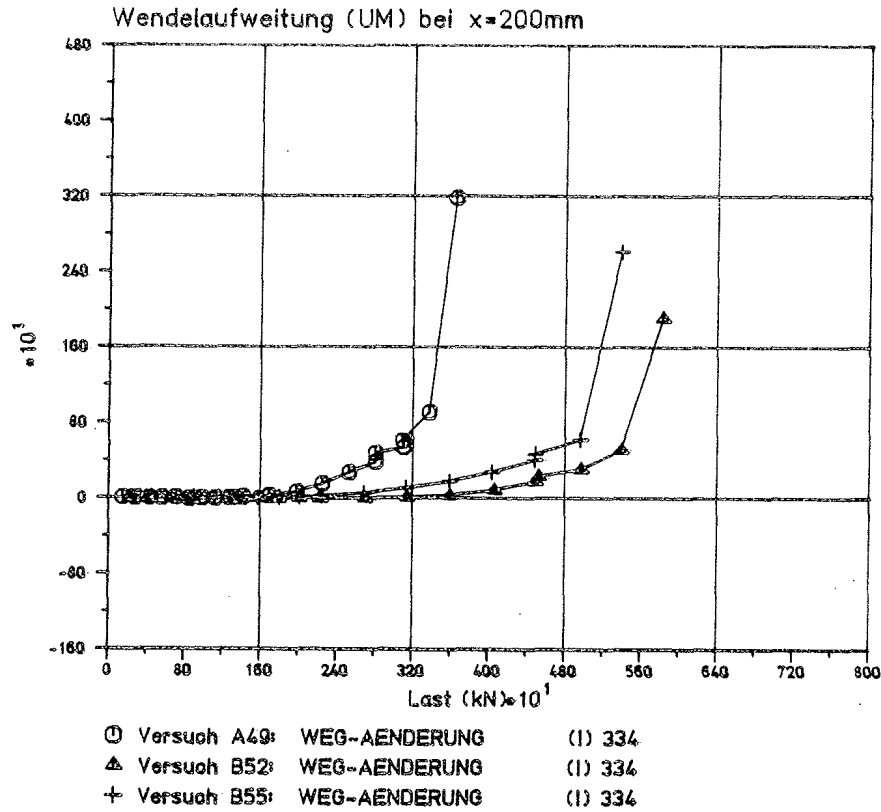
- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager
- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$



Horizontaldehnung in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

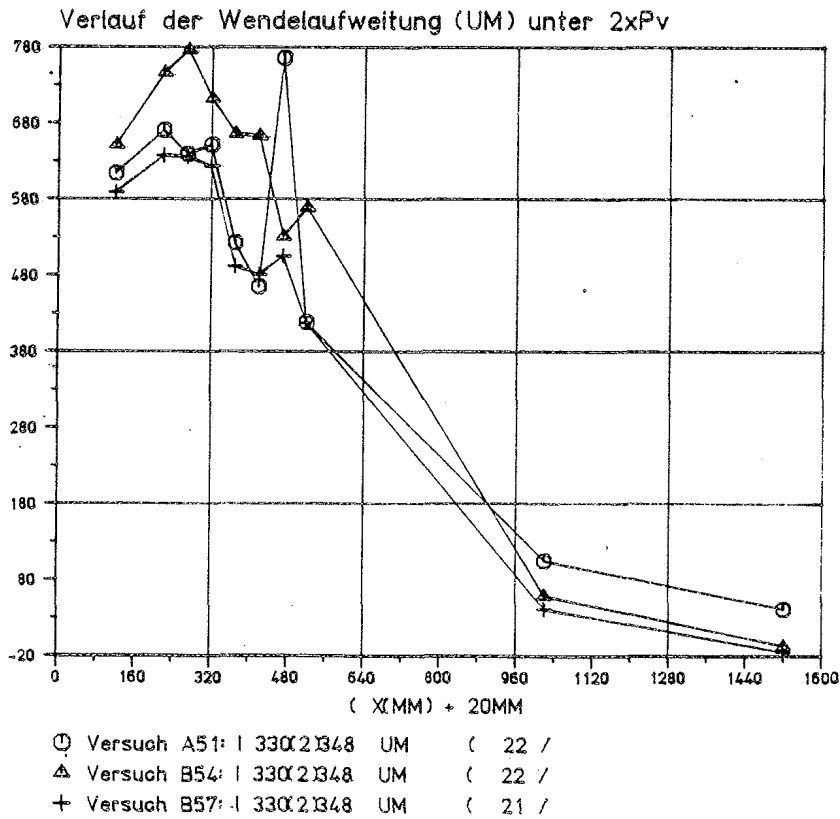
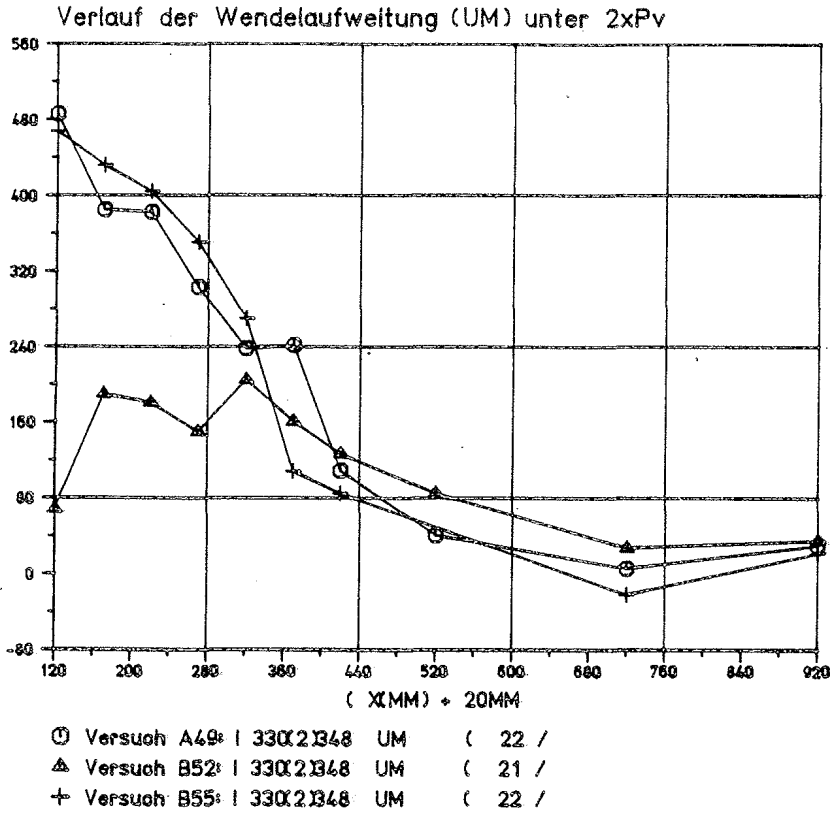
- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager
- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$





Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager
- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$

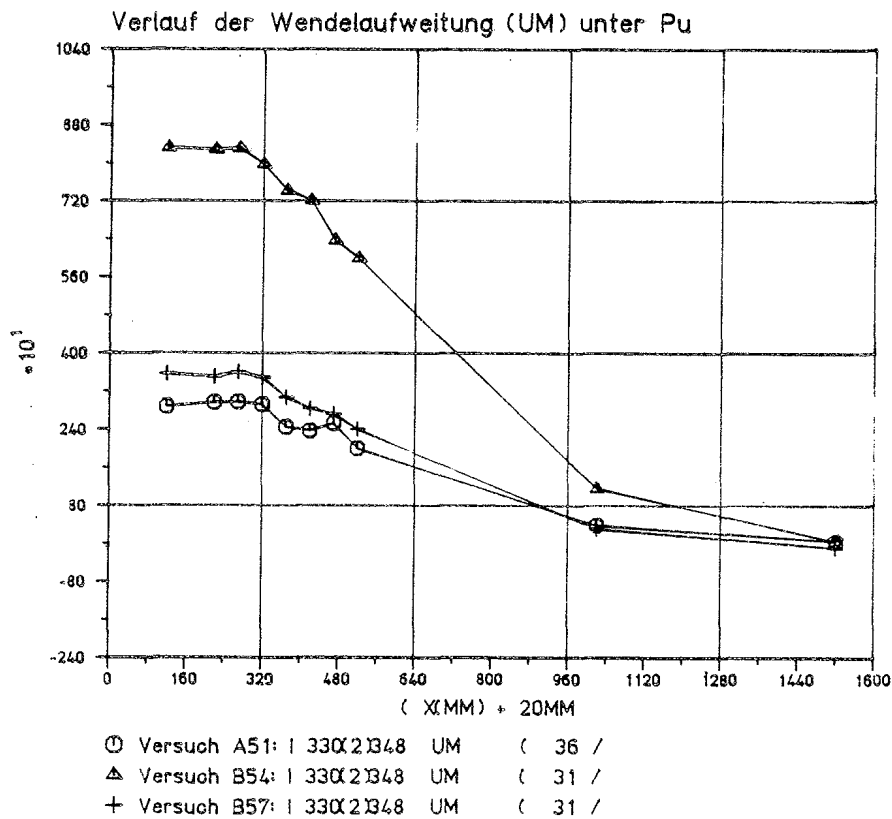
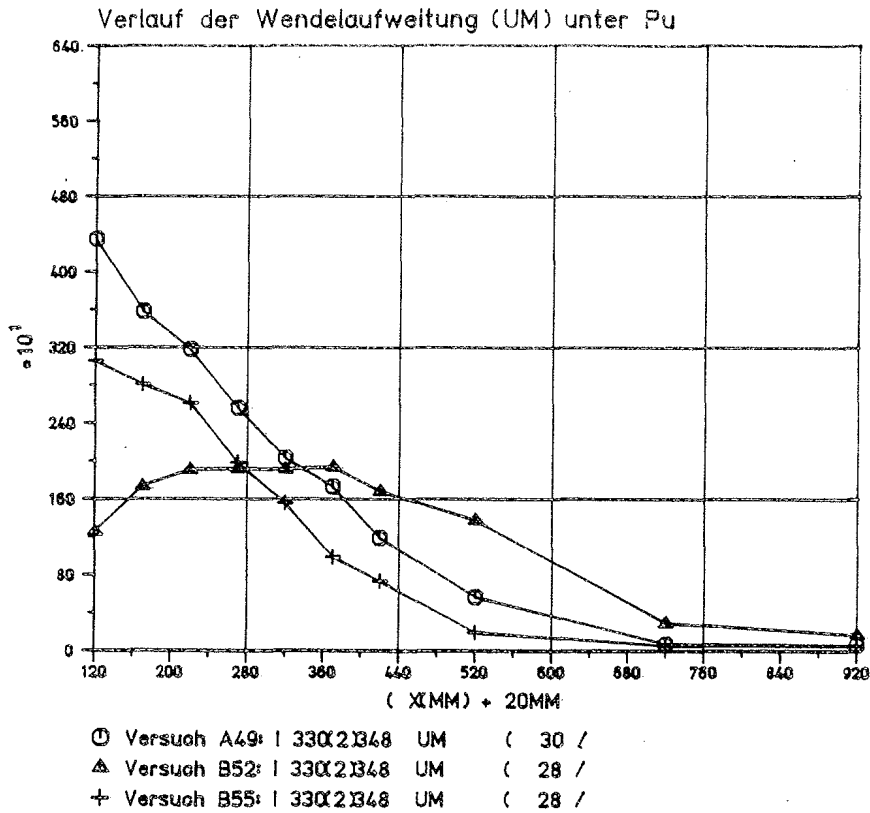


Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe bei doppelter Gebrauchslast

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35

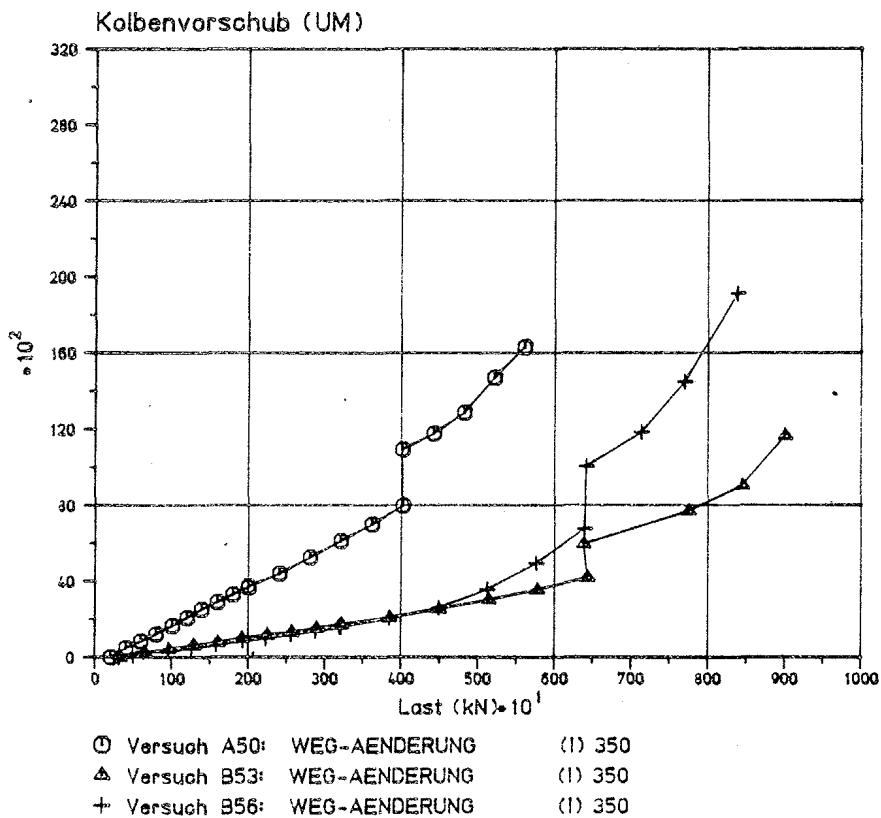
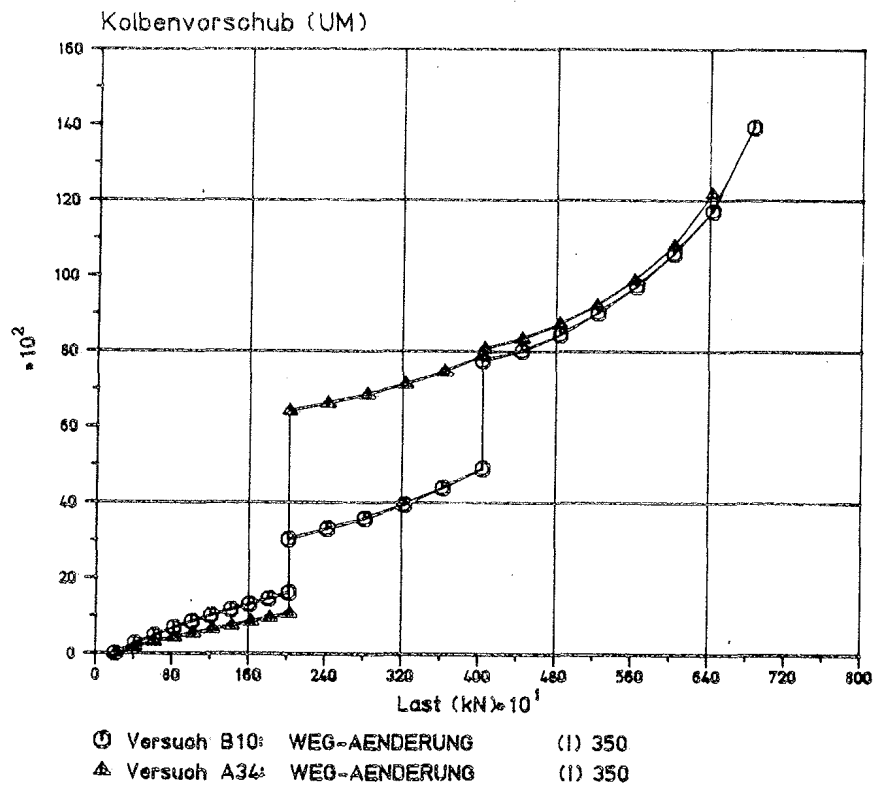
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager

- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$



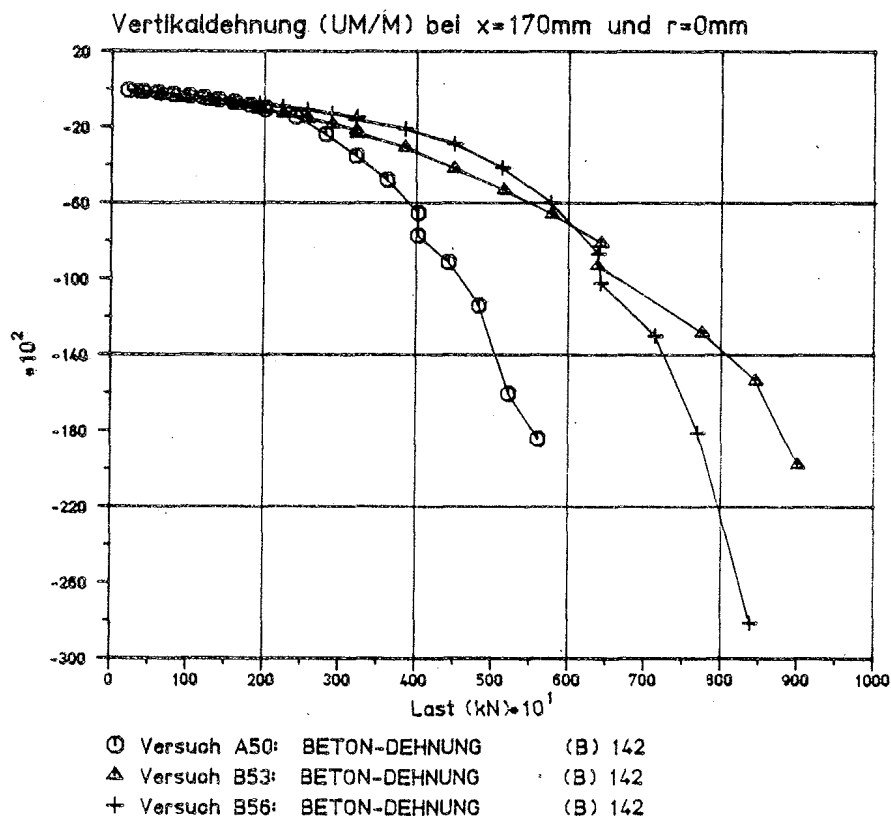
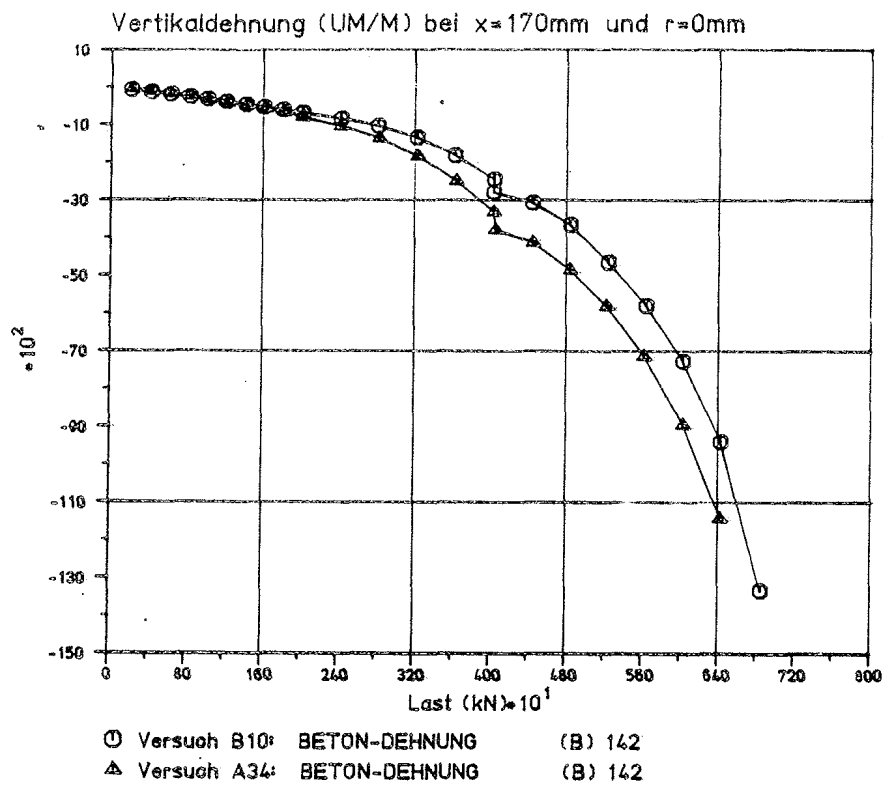
Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager - Elastomerlager
- Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1=1,55(1,44)$  -  $A/A_1=6,48(6,00)$

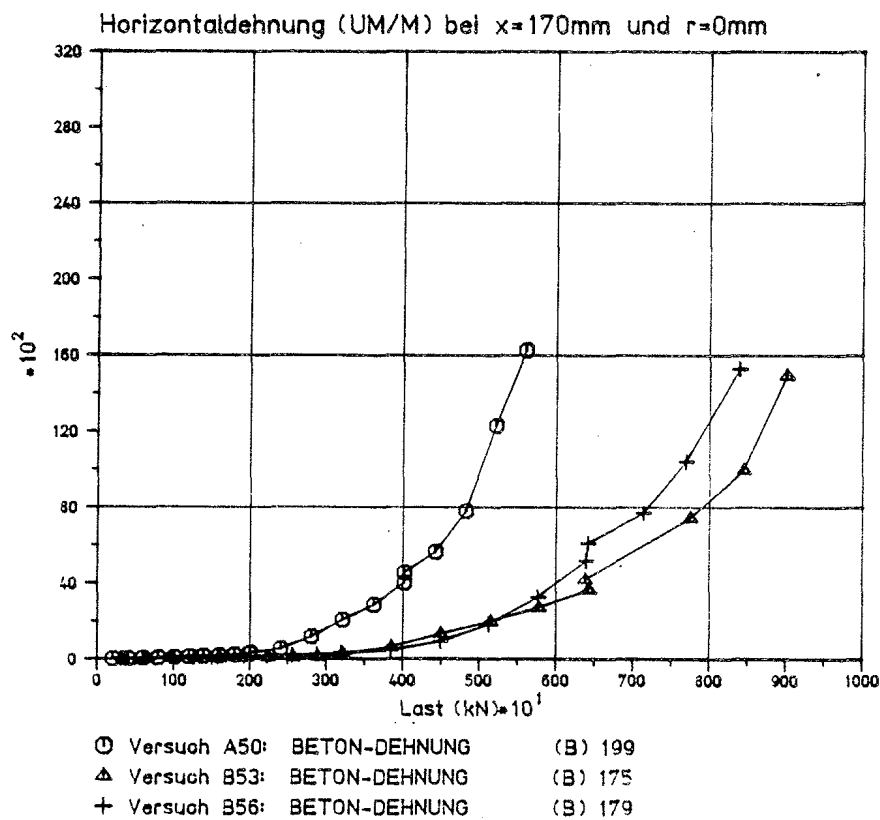
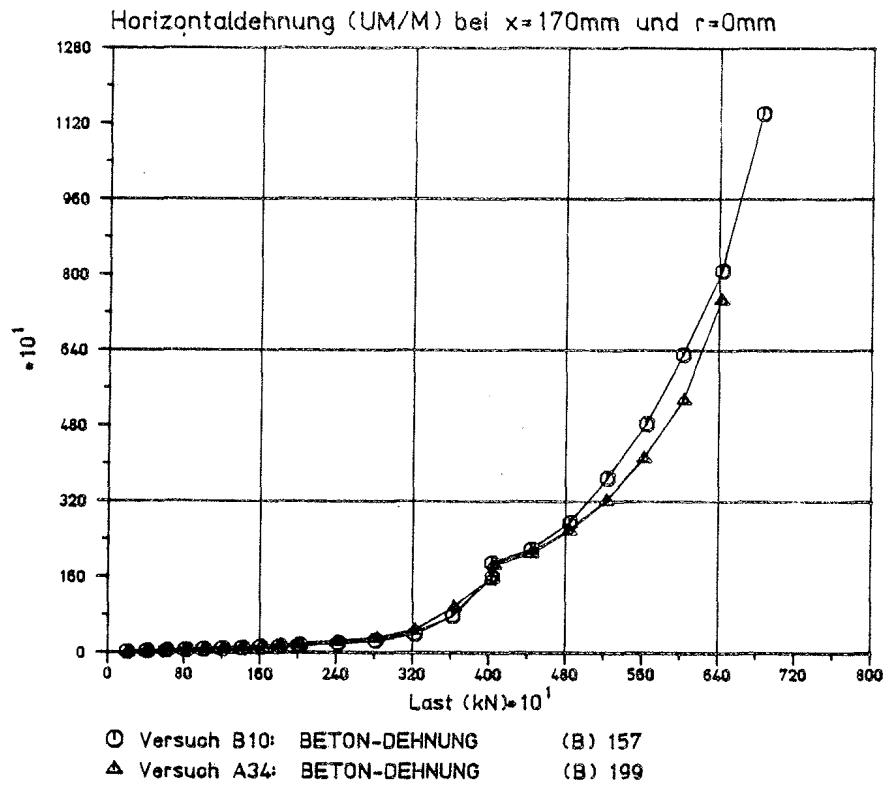


### Kolbenvorschub

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35 ;  $A/A_1 = 3,12$
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif- Stahllager
- Vergleich parametergleicher Versuche : B 10 - A 34

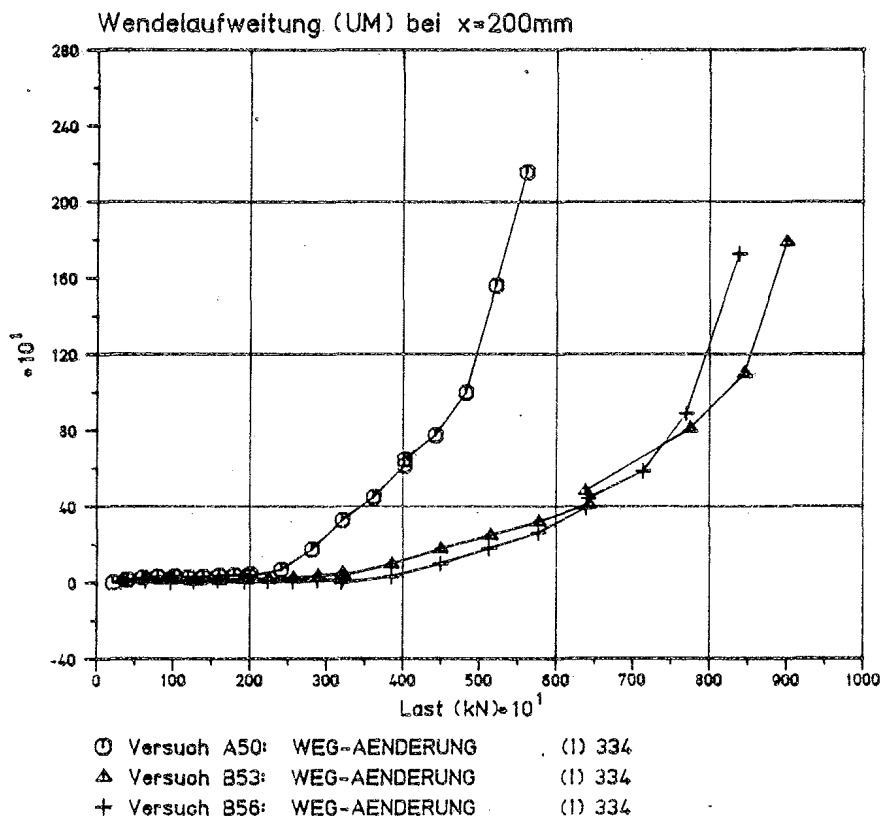
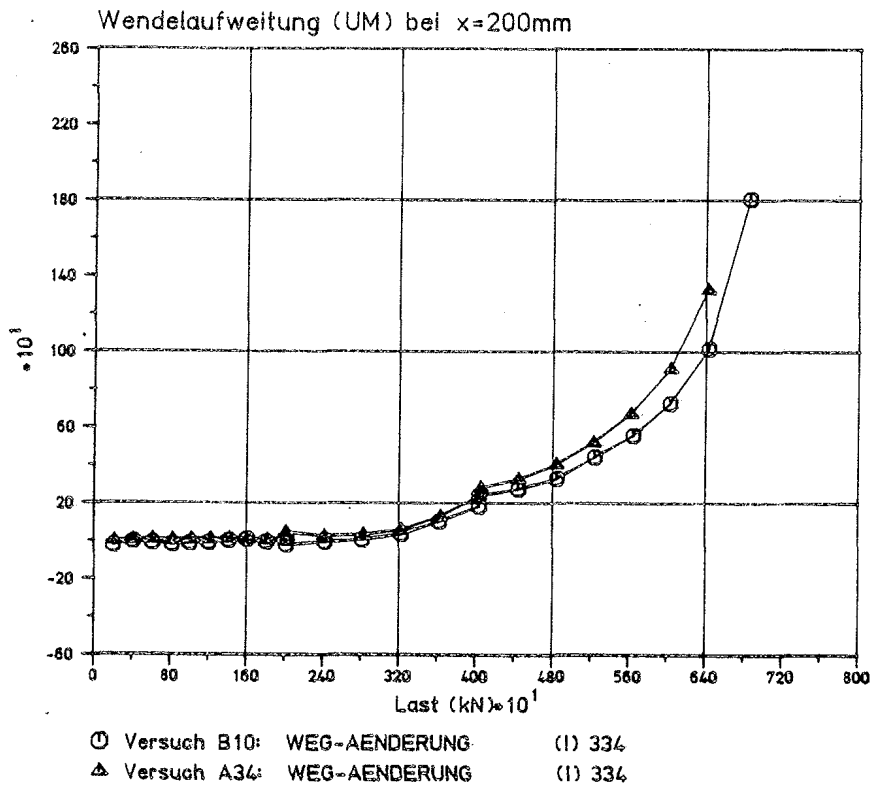


Vertikaldehnungen in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.  
 - Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35;  $A/A_1 = 3,12$   
 - Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager  
 - Vergleich parametergleicher Versuche: B 10 - A 34



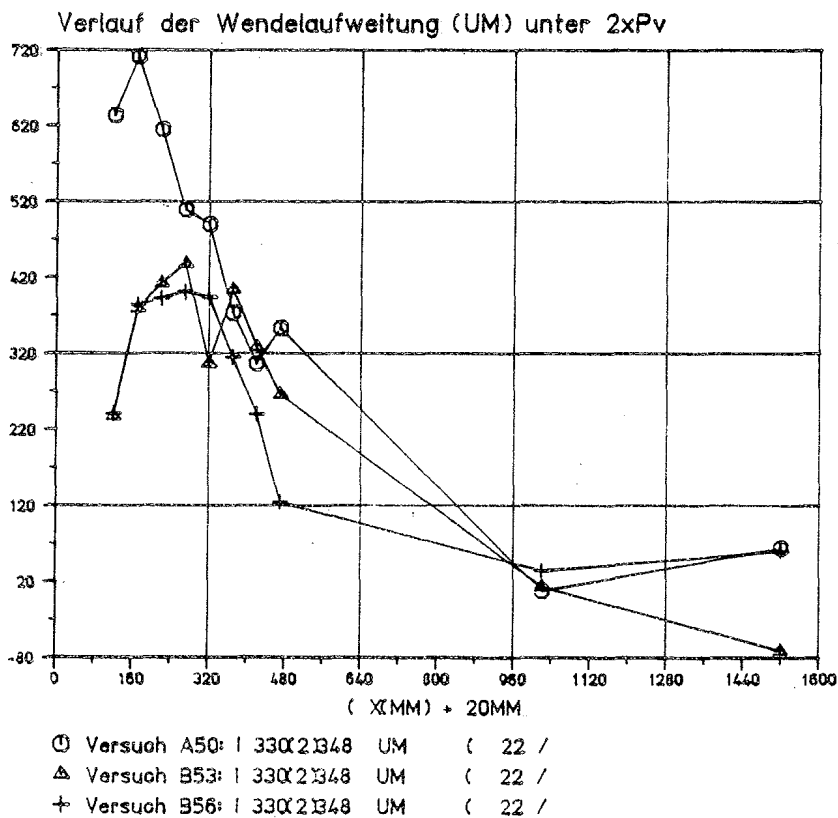
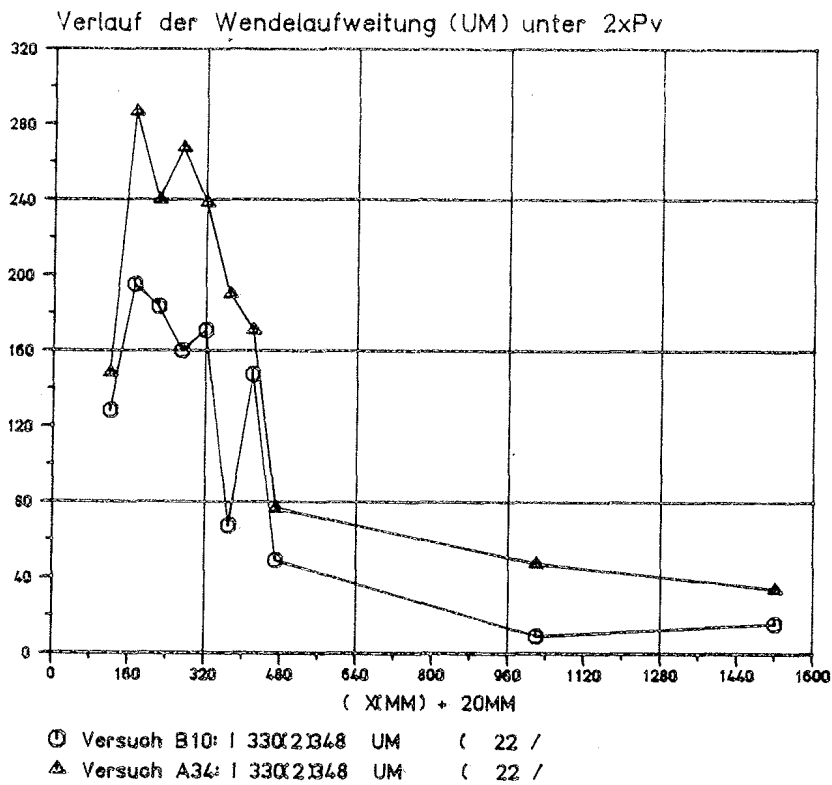
Horizontaldehnungen in der Zylinderachse, 170 mm unter B.O.K.

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35;  $A/A_1 = 3,12$
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager
- Vergleich parametergleicher Versuche: B 10 - A 34



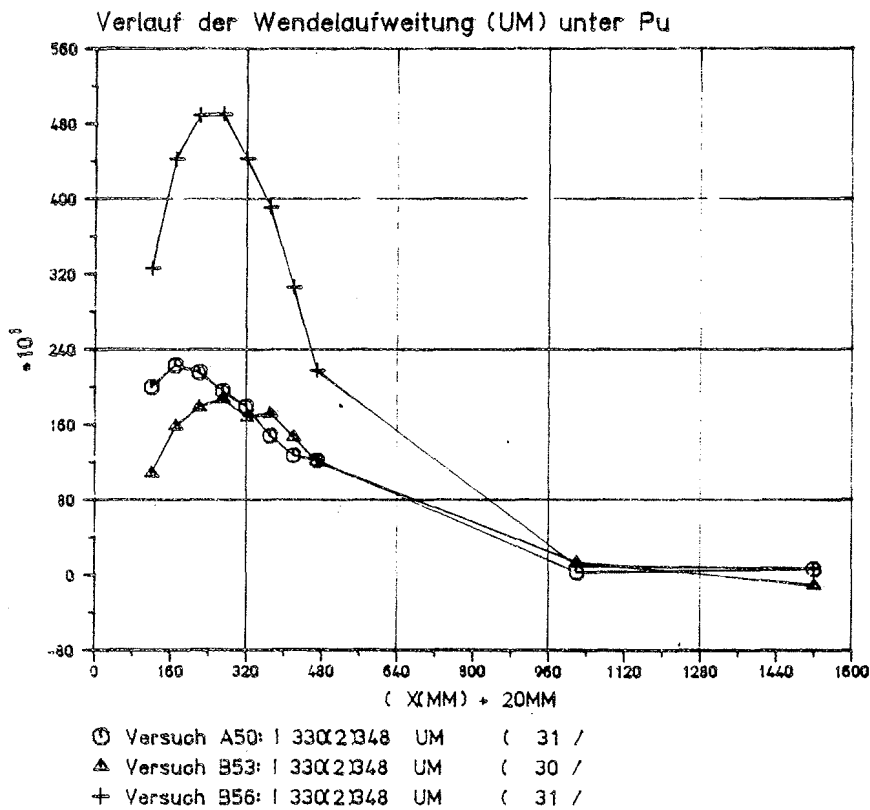
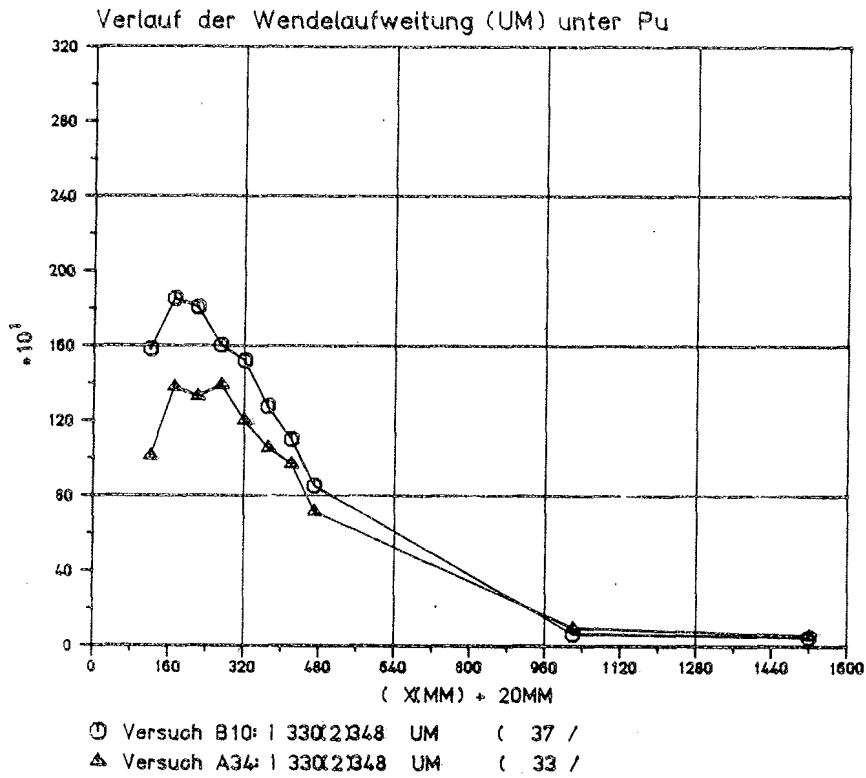
Wendelaufweitung in 200 mm unter B.O.K.

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35 ;  $A/A_1 = 3,12$
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahlager
- Vergleich parametergleicher Versuche: B 10 - A 34



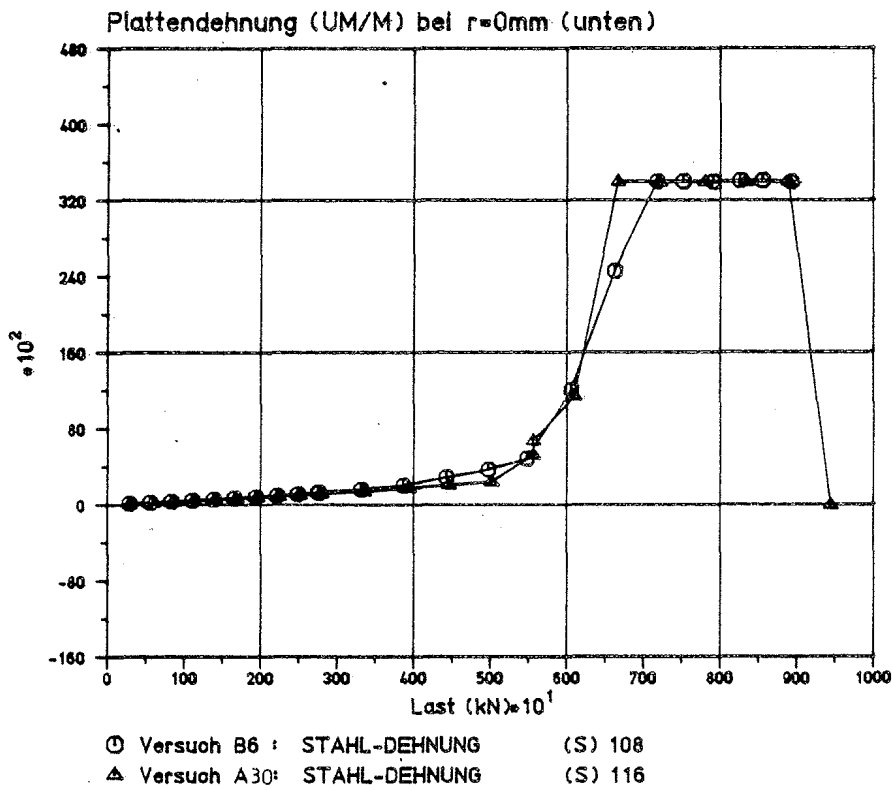
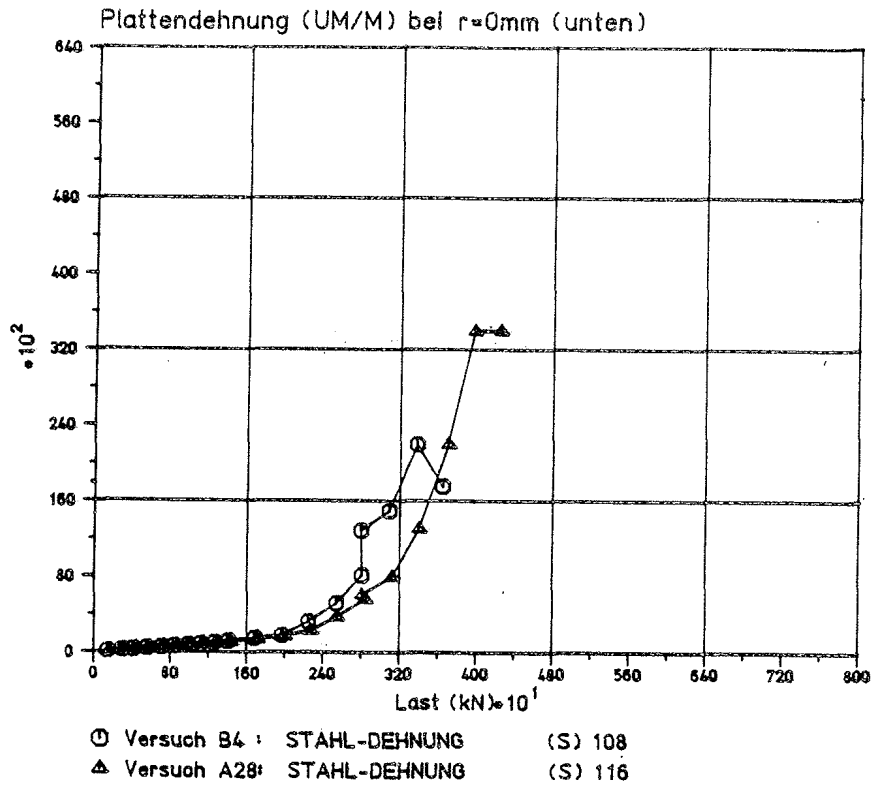
- Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe bei doppelter Gebrauchslast
- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35 ;  $A/A_1 = 3,12$
  - Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager
  - Vergleich parametergleicher Versuche: B 10 - A 34



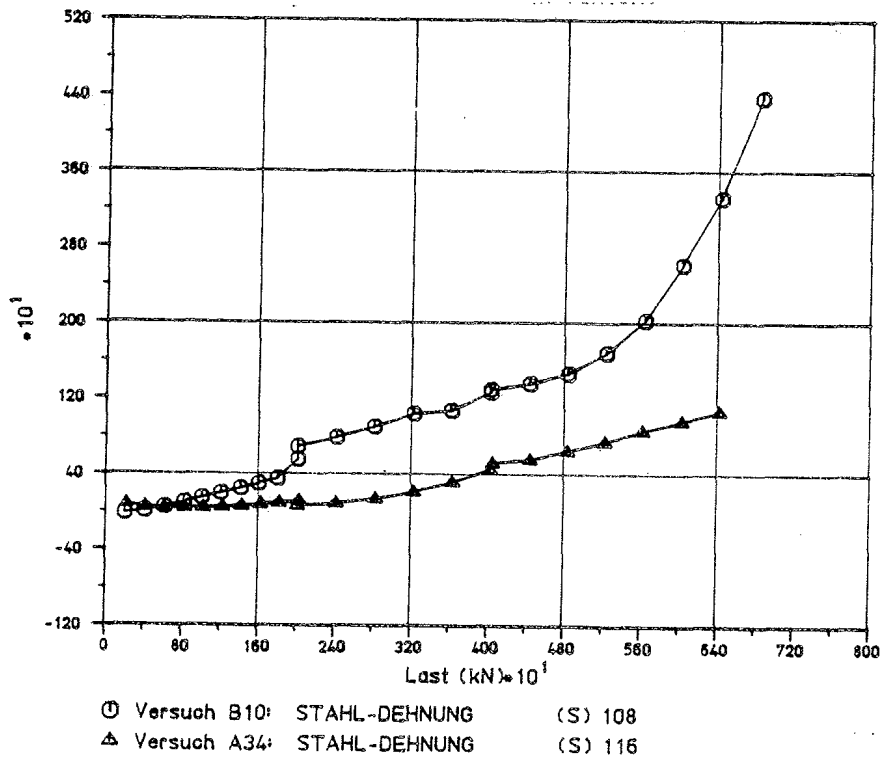
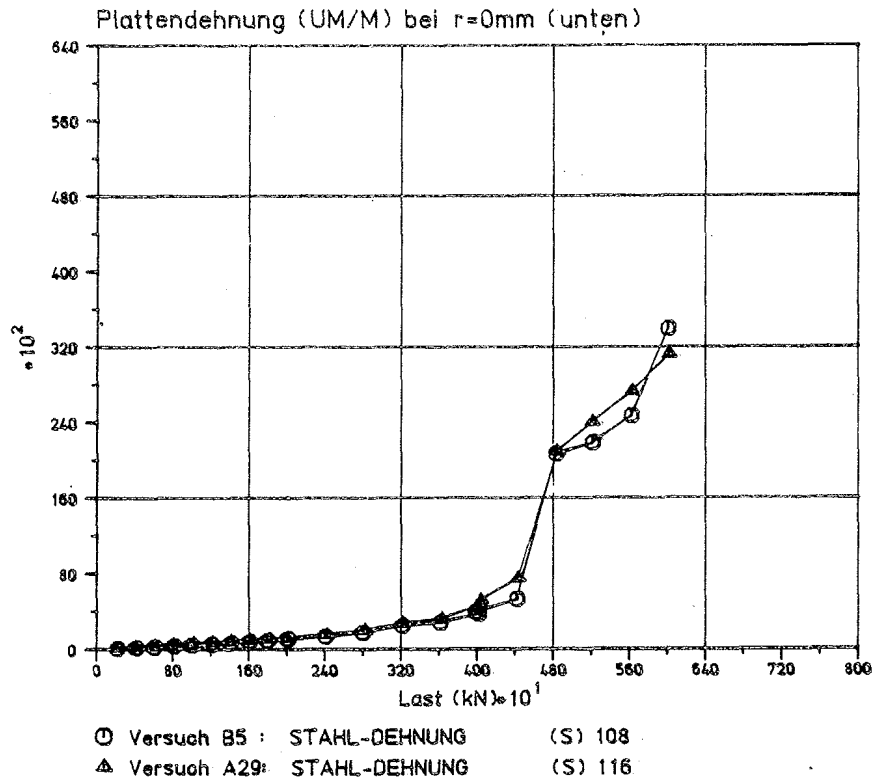


Verlauf der Wendelaufweitung über die Zylinderhöhe unmittelbar vor Versagen des Probekörpers

- Einfluß der Betonfestigkeit : B 25 - B 35 ;  $A/A_1 = 3,12$
- Einfluß der Biegesteifigkeit: steif - Stahllager
- Vergleich parametergleicher Versuche: B 10 - A 34



Dehnungen der Plattenunterseite im Plattenmittelpunkt: St 52-3  
 - Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen  
 - Einfluß des Teilflächenverhältnisses:  $A/A_1 = 1,55$  -  $A/A_1 = 6,48$

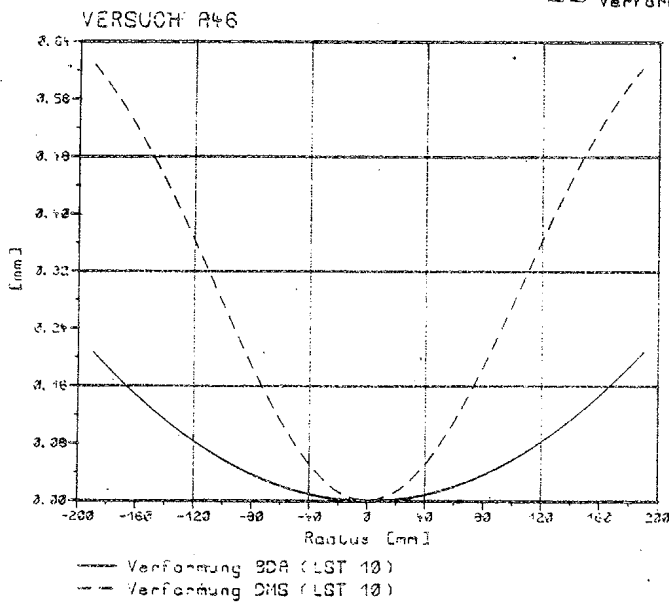
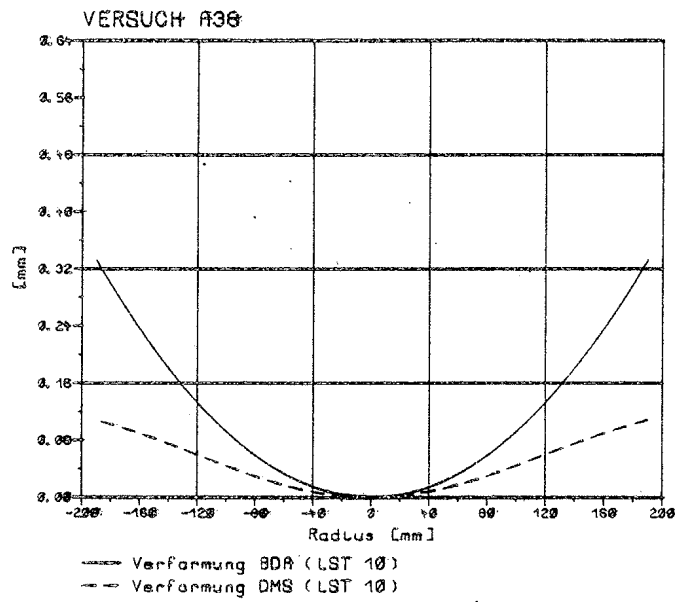
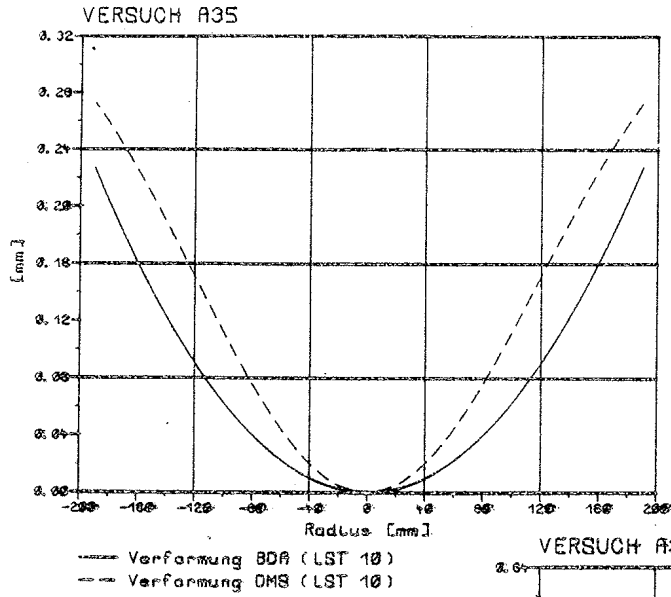


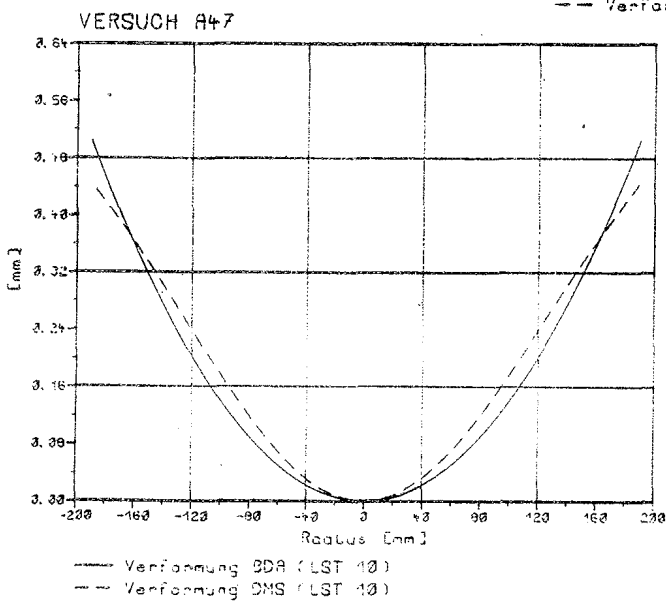
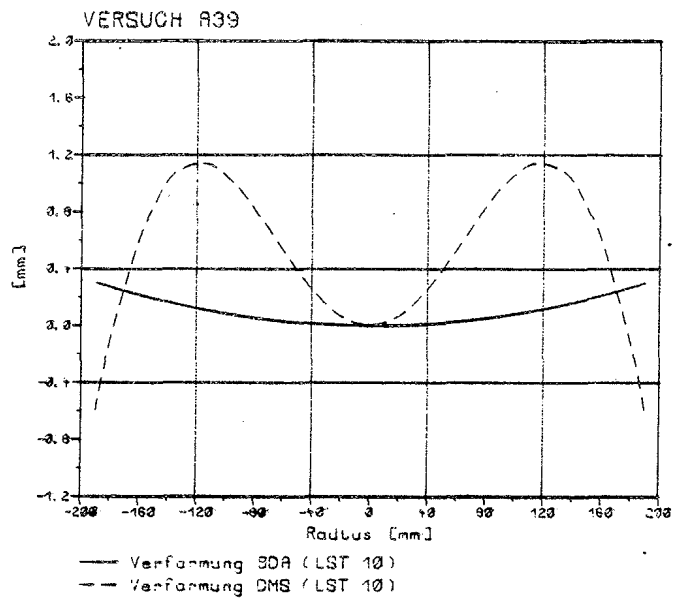
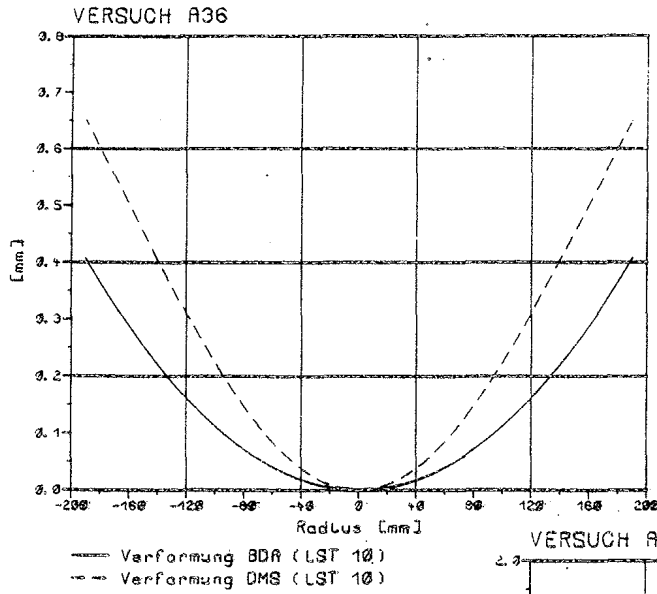
Dehnungen der Plattenunterseite im Plattenmittelpunkt: St 52-3,  $A/A_1 = 3,12$

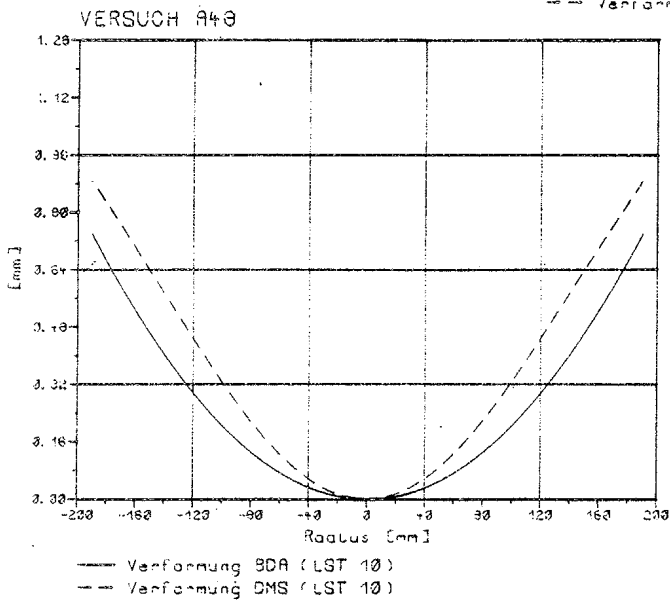
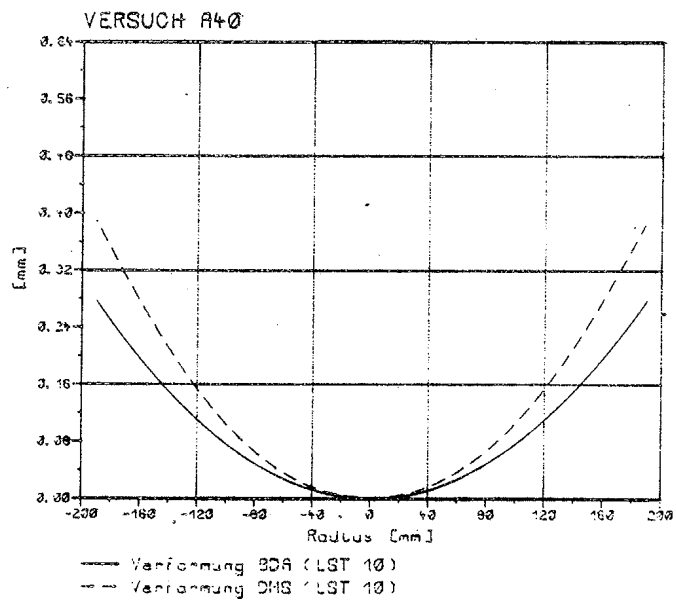
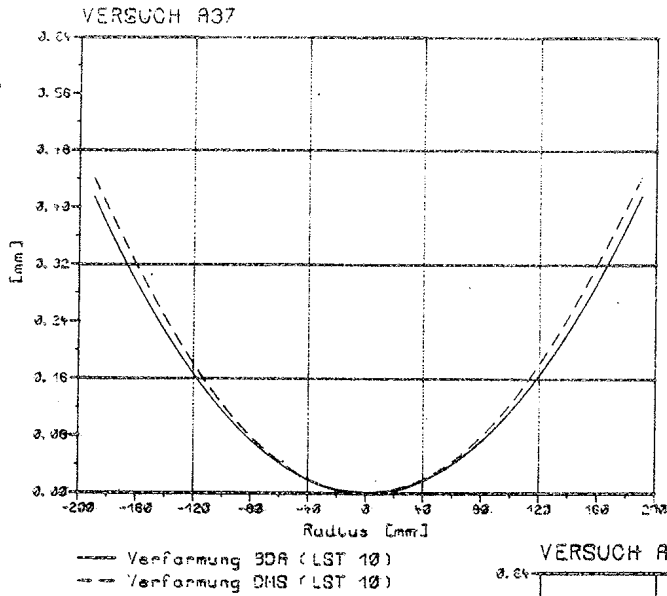
- Vergleich zwischen parametergleichen A- und B-Versuchen

- Einfluß der Größe des Druckstücks:  $D_D = 118\text{ mm}$ ,  $H_{LP} = 74\text{ mm}$

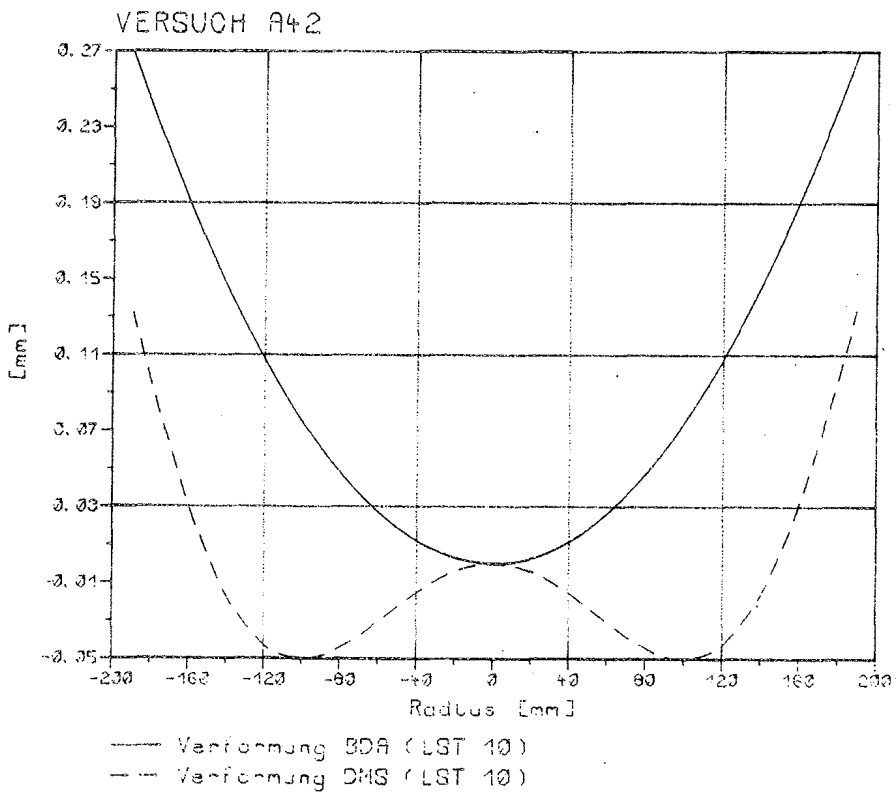
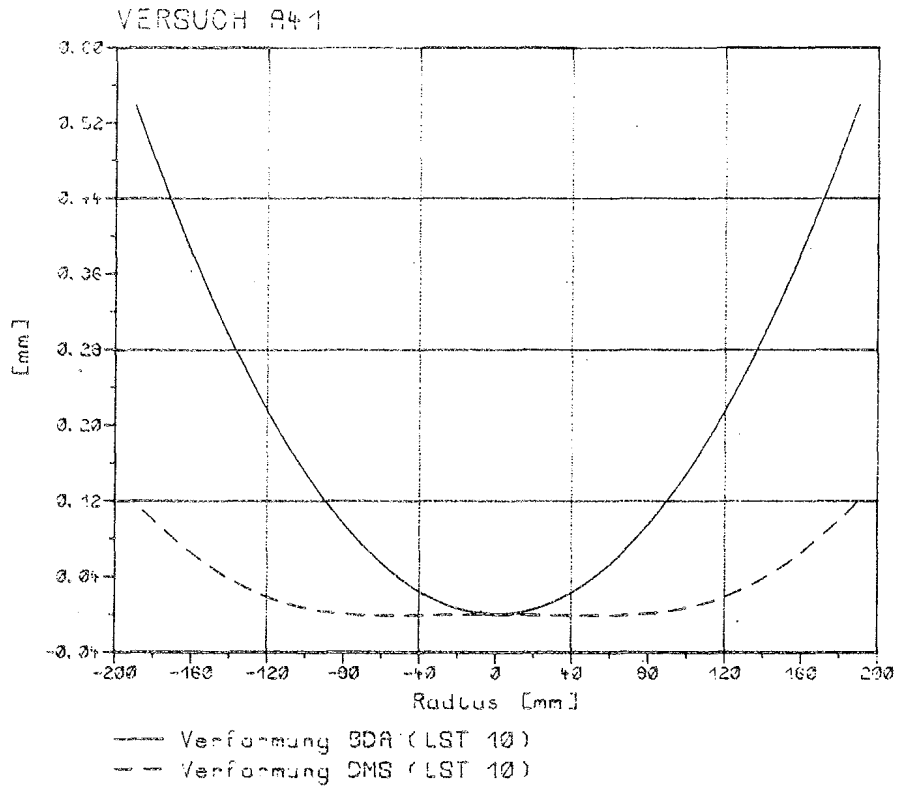
$D_D = 231\text{ mm}$ ,  $H_{LP} = 43\text{ mm}$



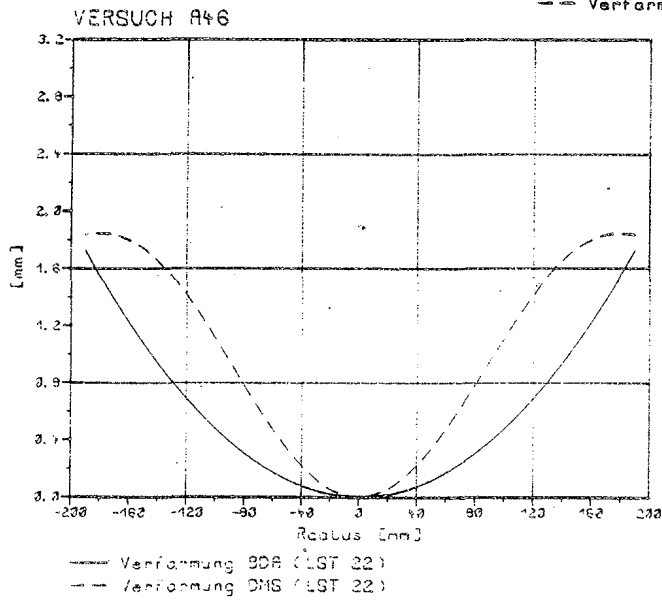
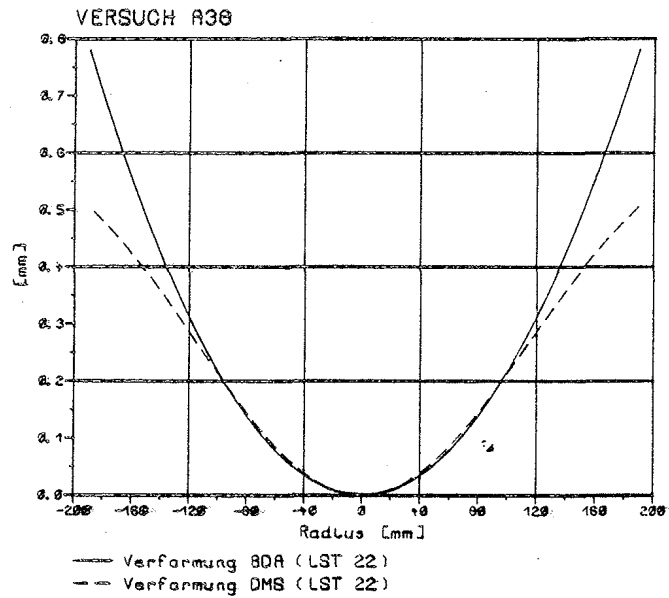
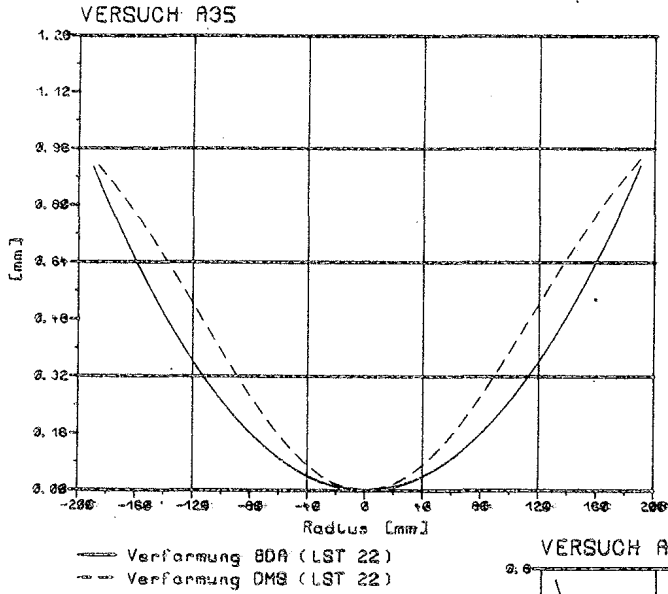




Anlage 210: Relativverformungen unter rechnerischer Gebrauchslast

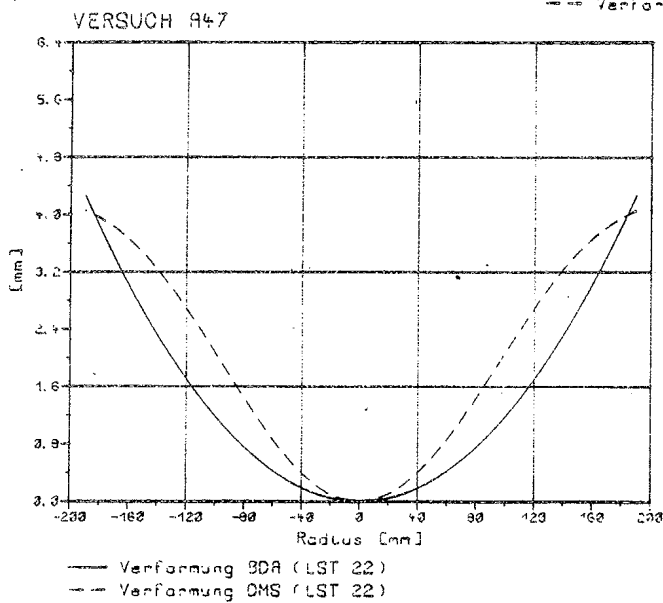
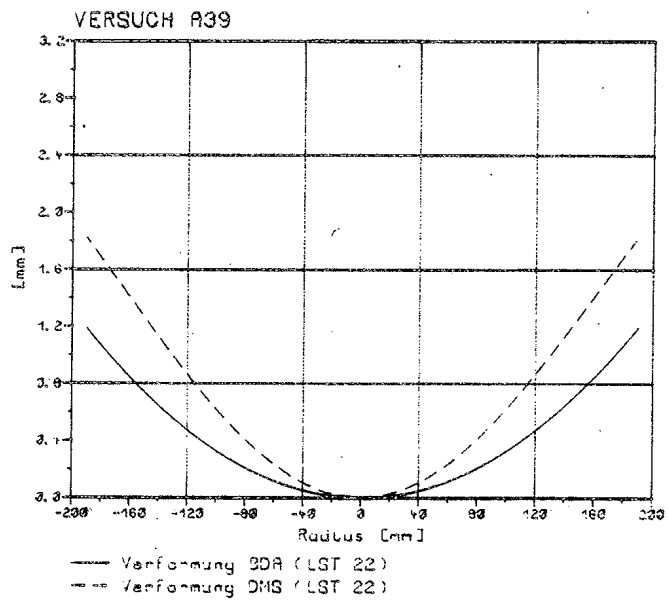
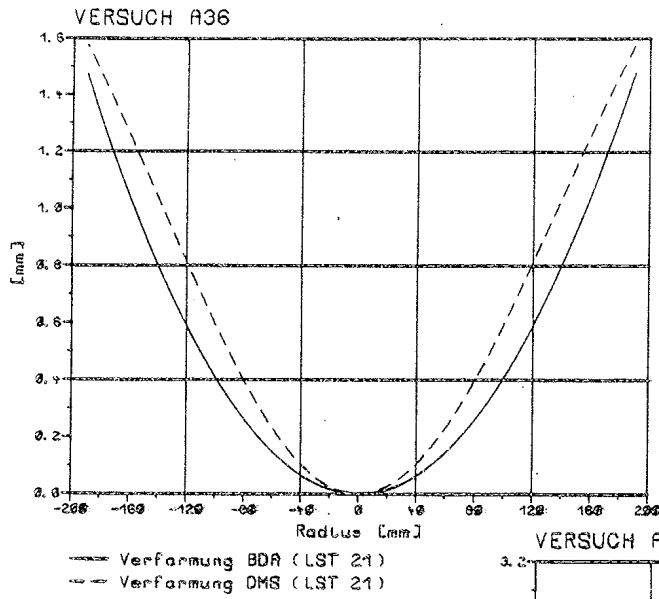


Anlage 211: Relativverformungen unter rechnerischer Gebrauchslast

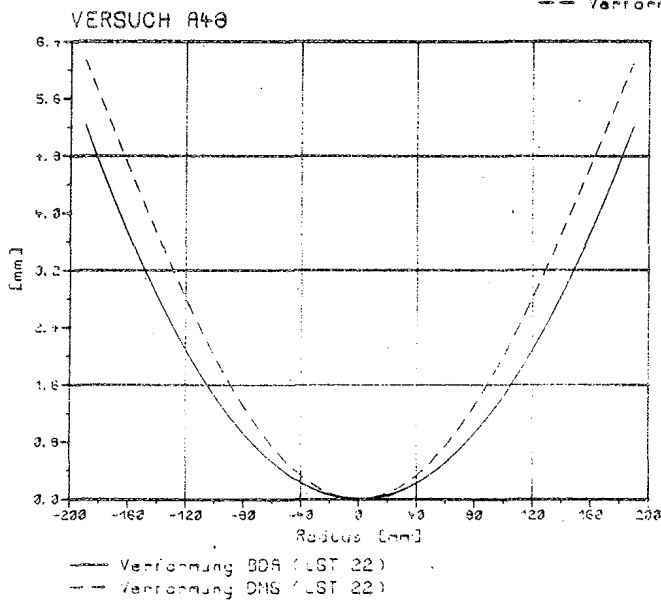
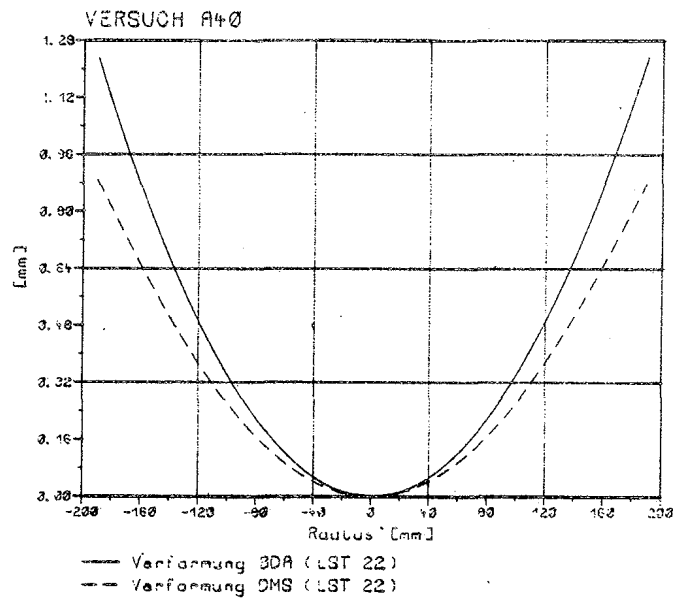
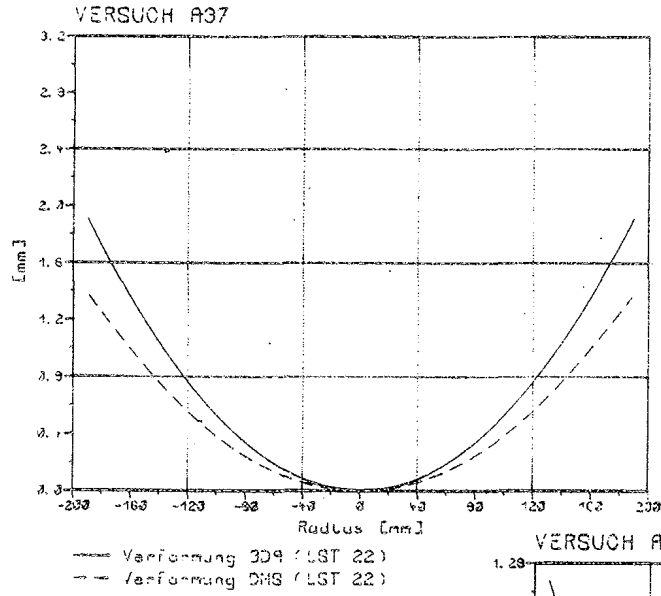


Anlage 212: Relativverformungen unter doppelter Gebrauchslast

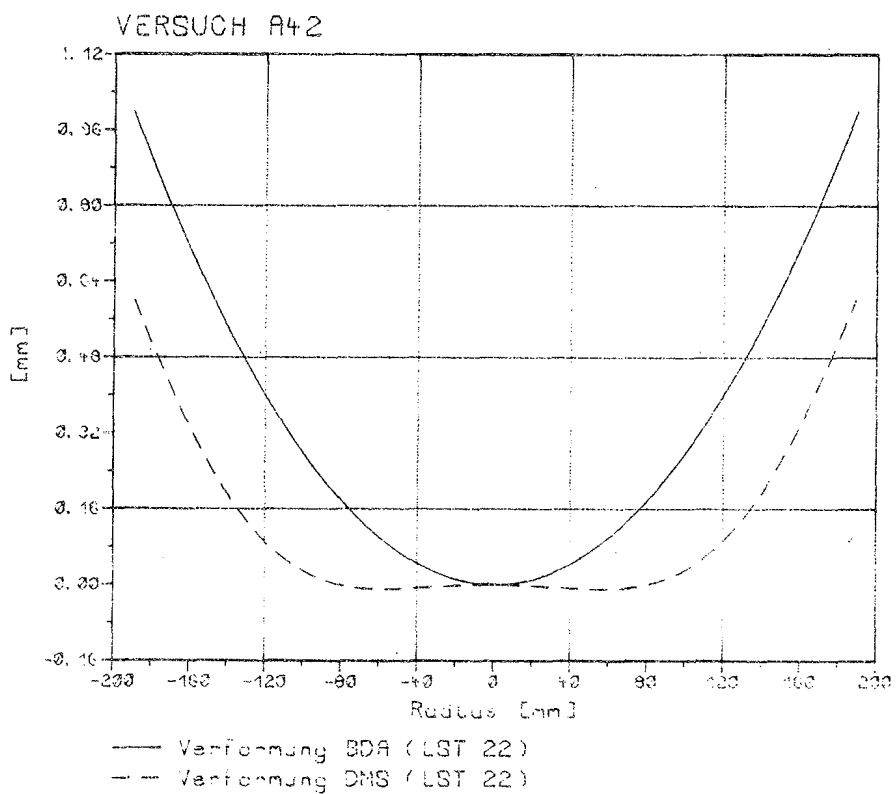
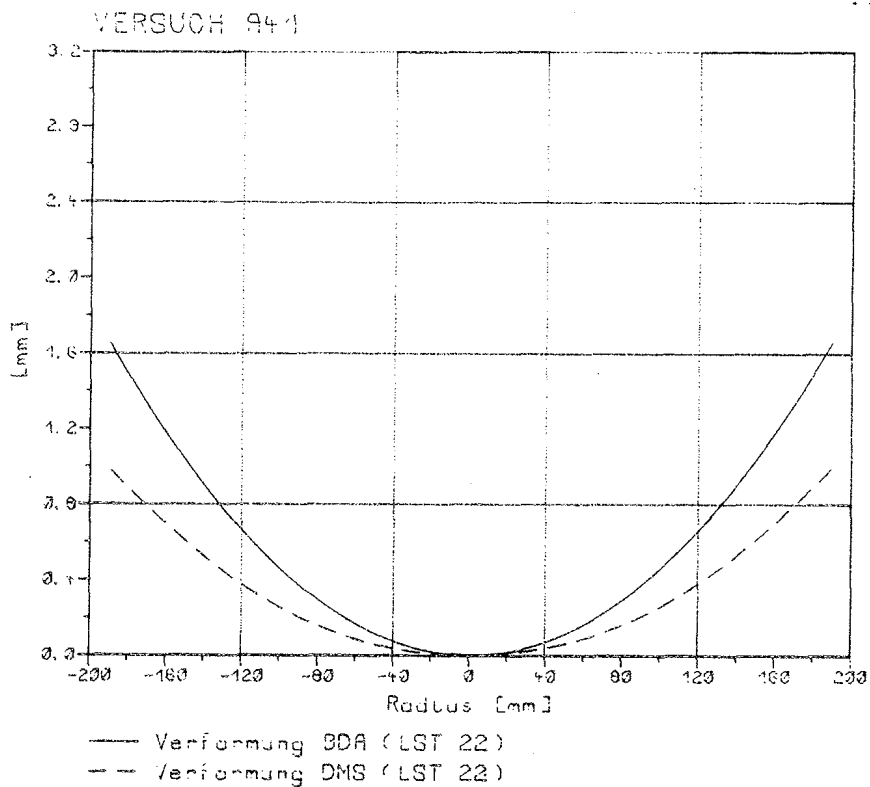




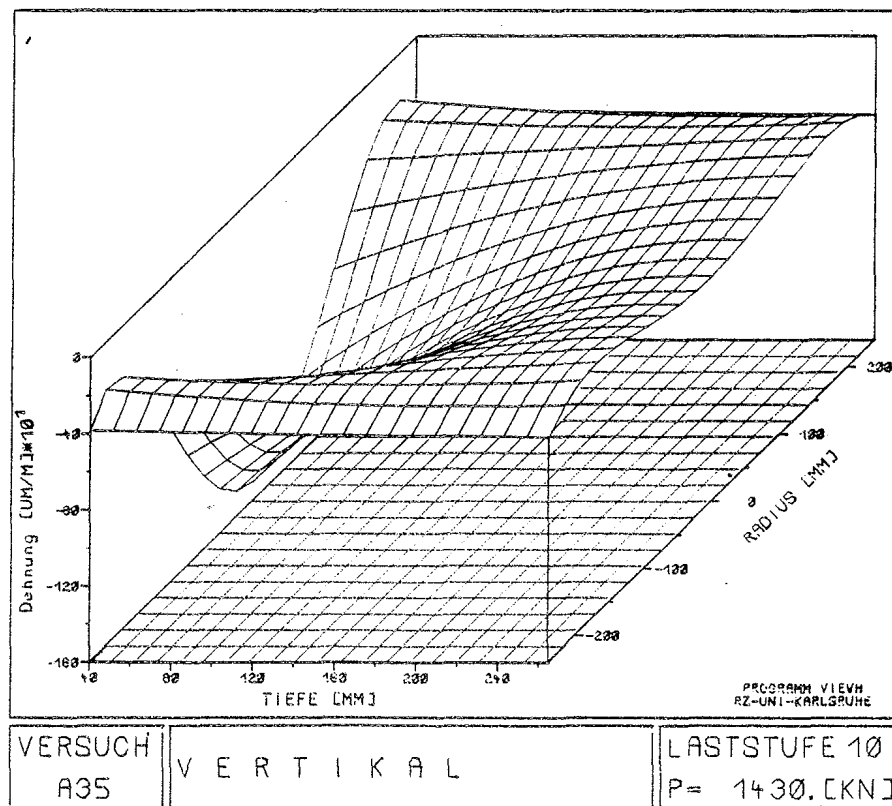
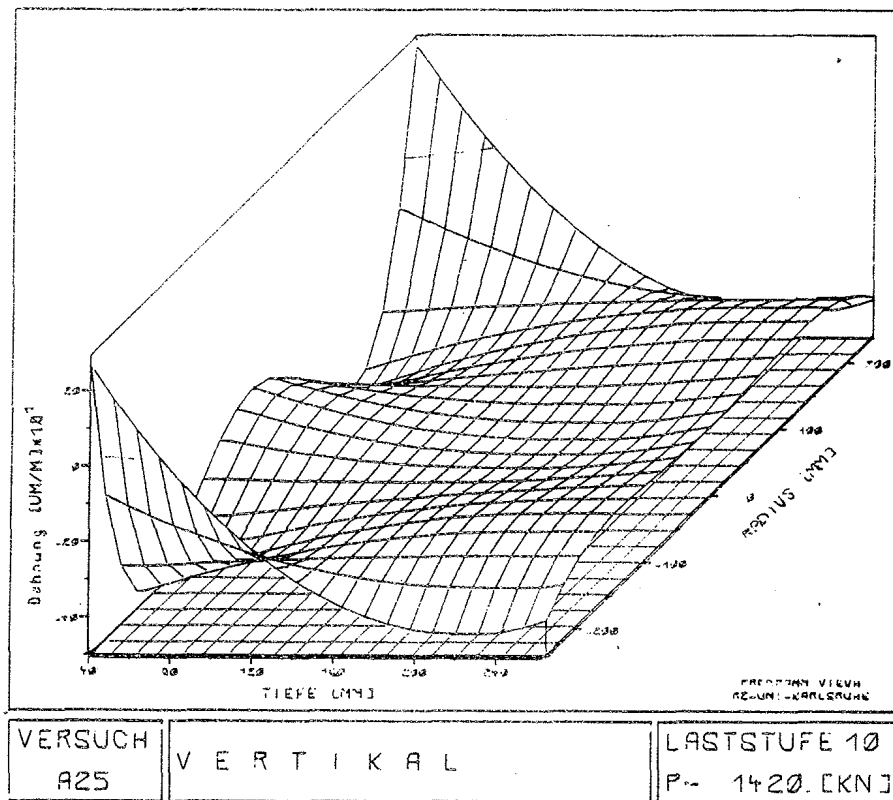
Anlage 213: Relativverformungen unter doppelter Gebrauchslast



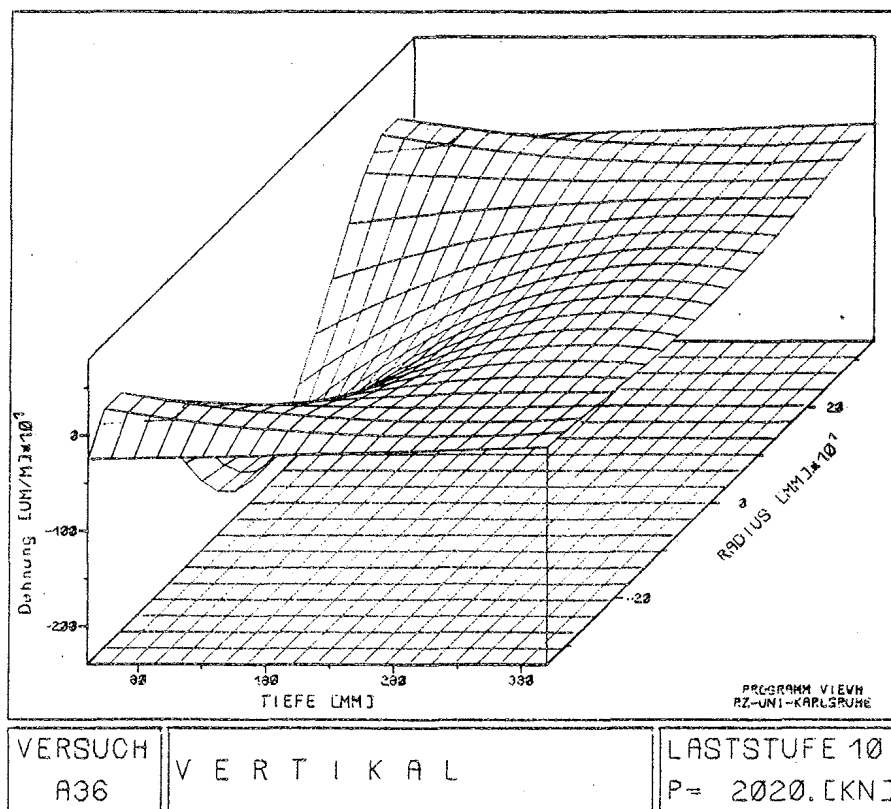
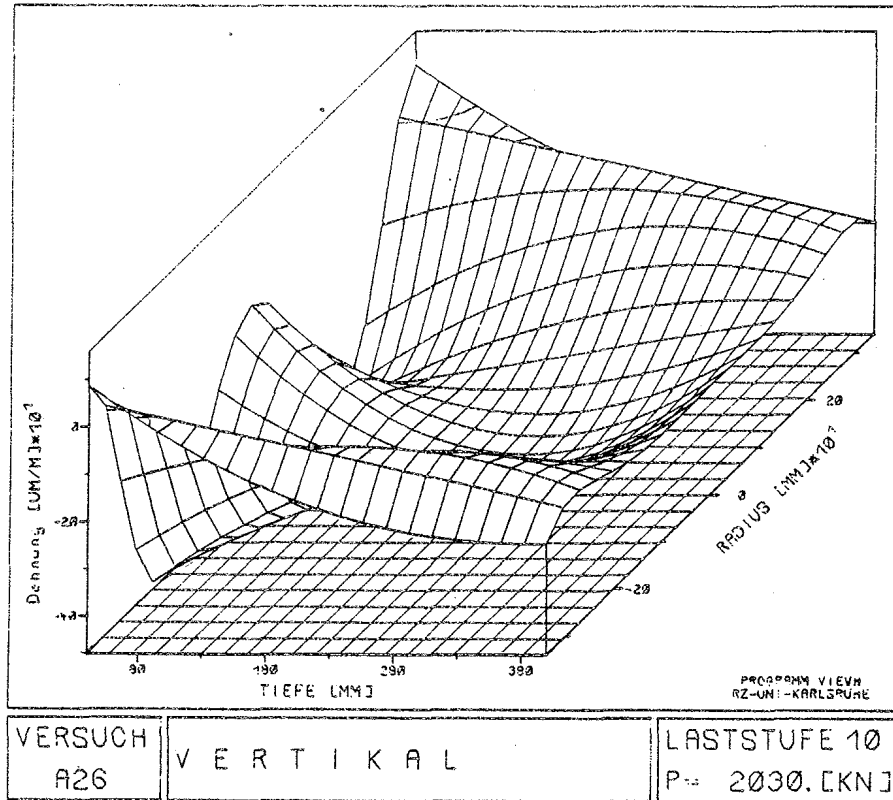
Anlage 214: Relativverformungen unter doppelter Gebrauchslast



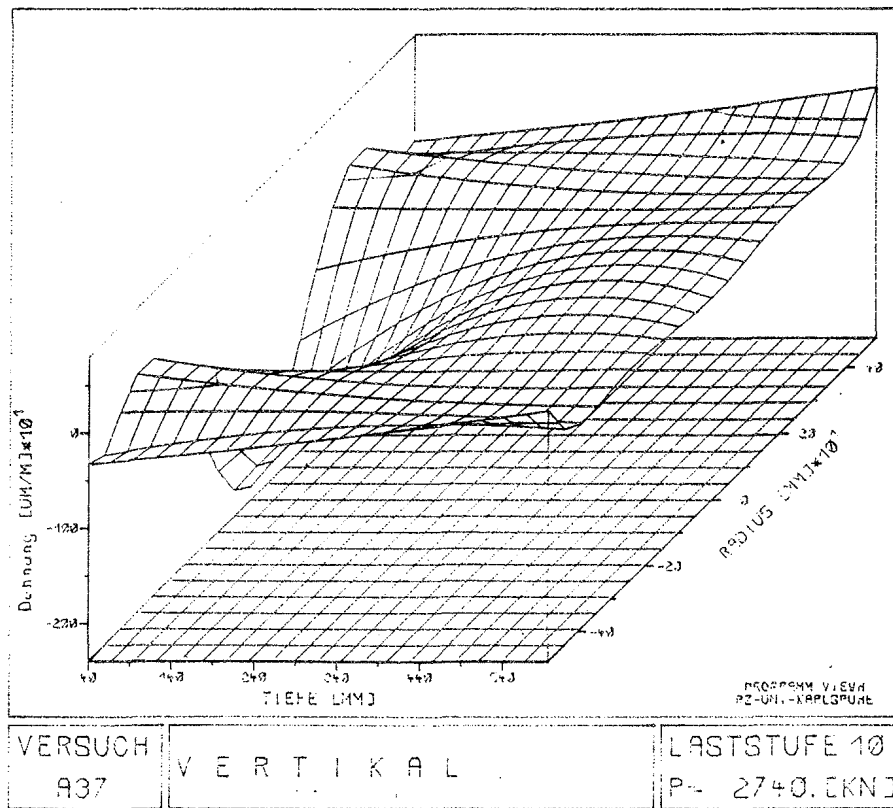
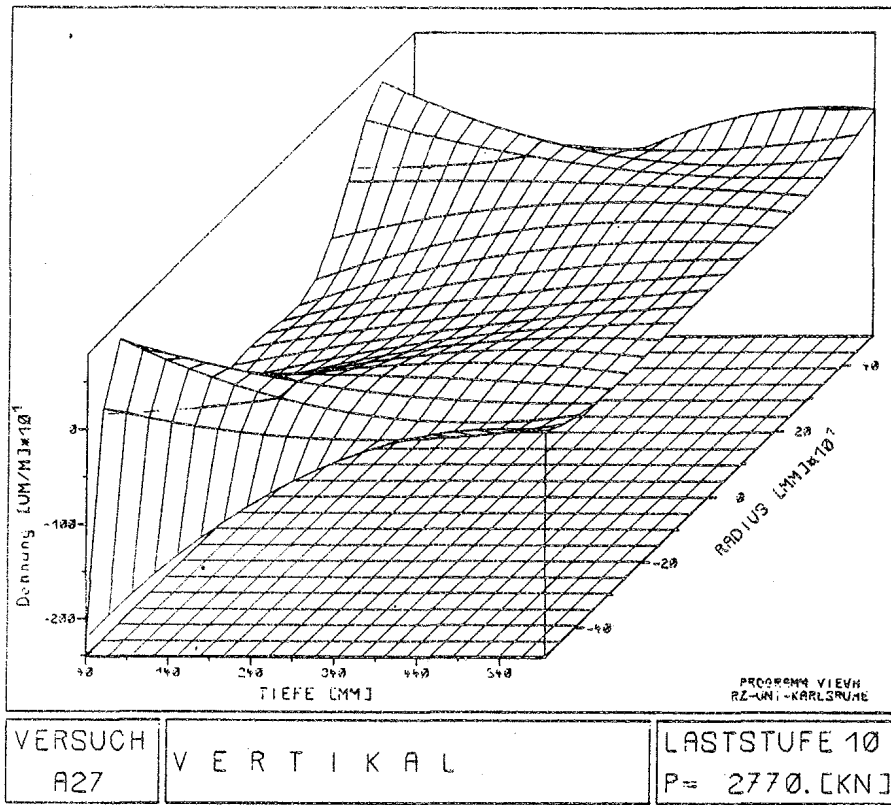
Anlage 215: Relativverformungen unter doppelter Gebrauchslast



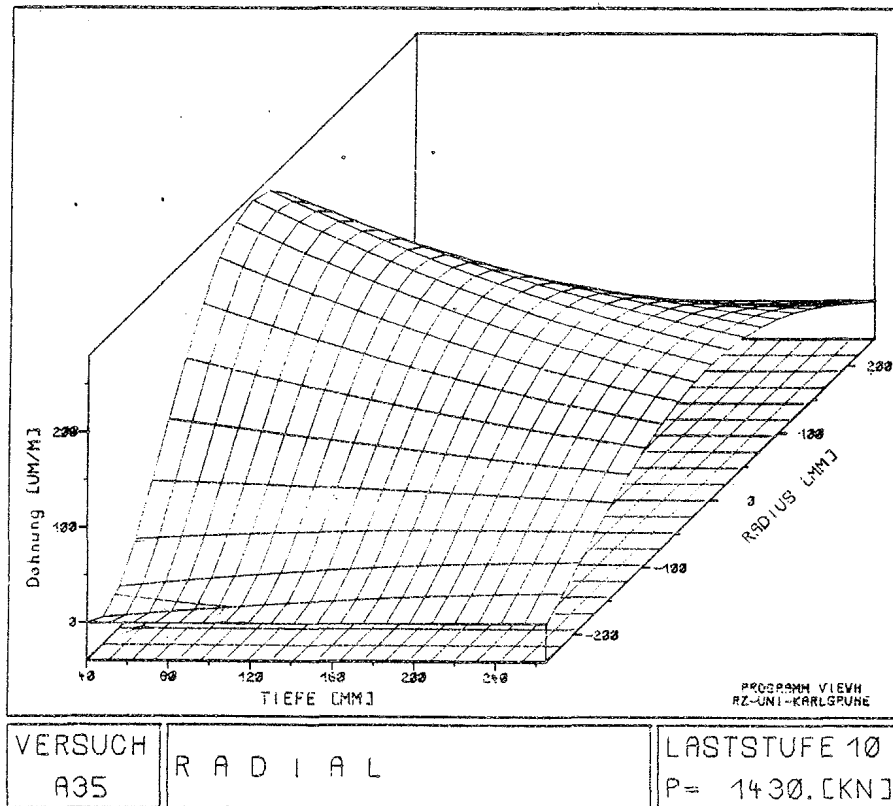
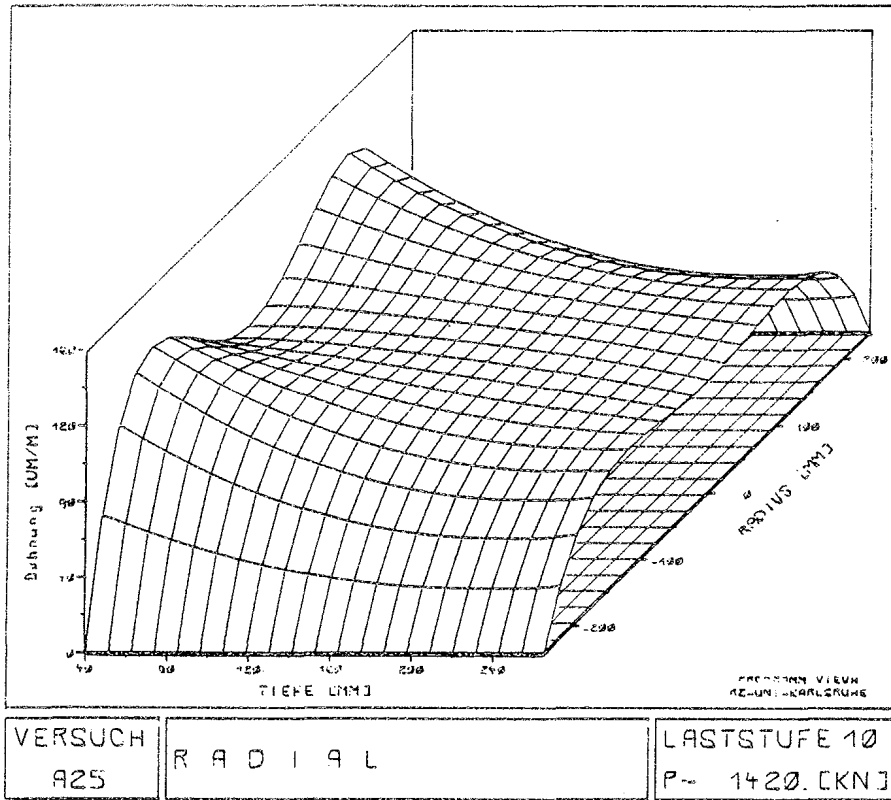
Anlage 216: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  480 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast



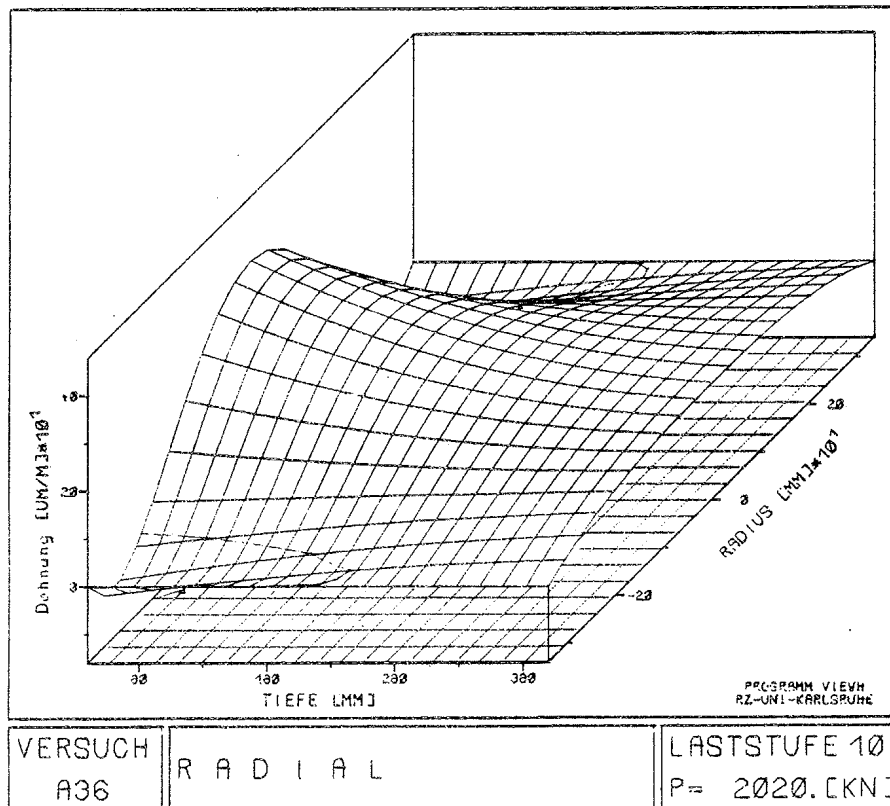
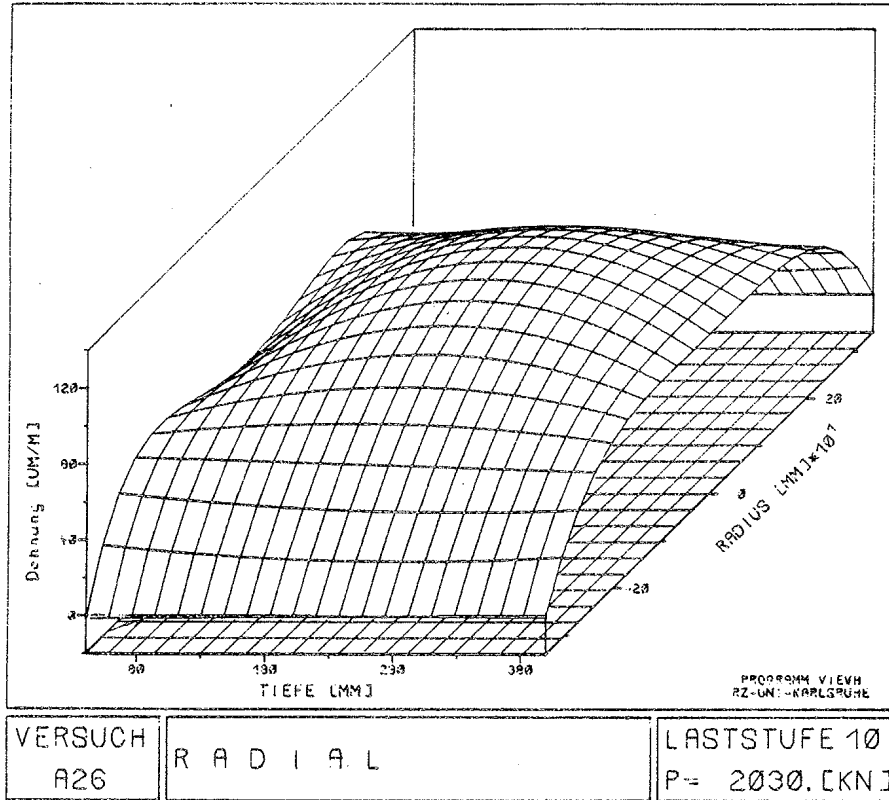
Anlage 217: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  680 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast



Anlage 218: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  980 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast

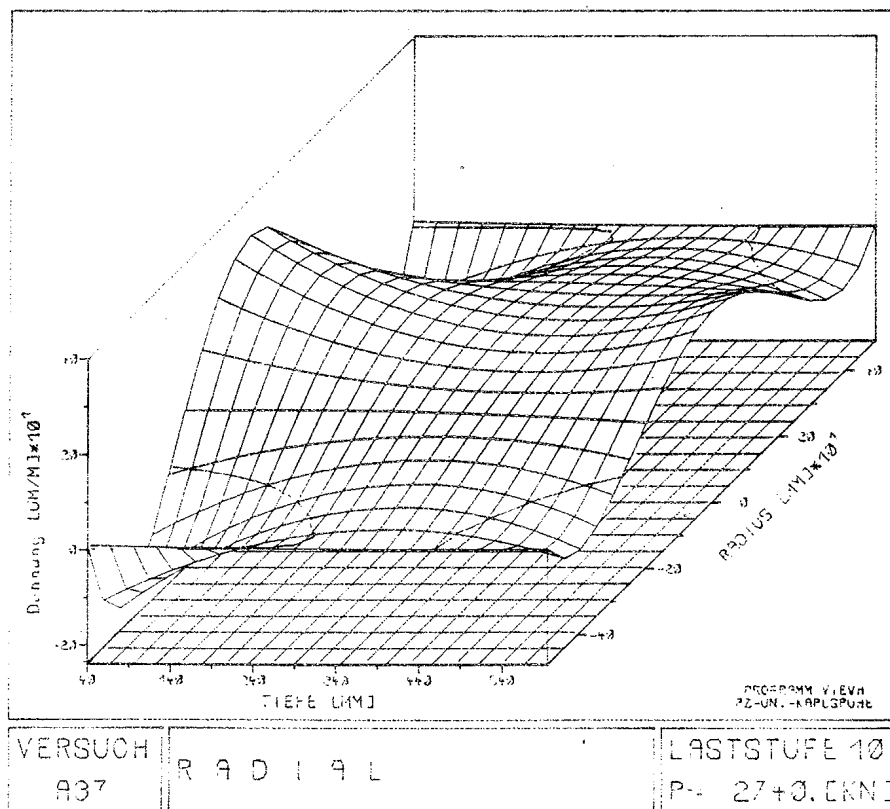
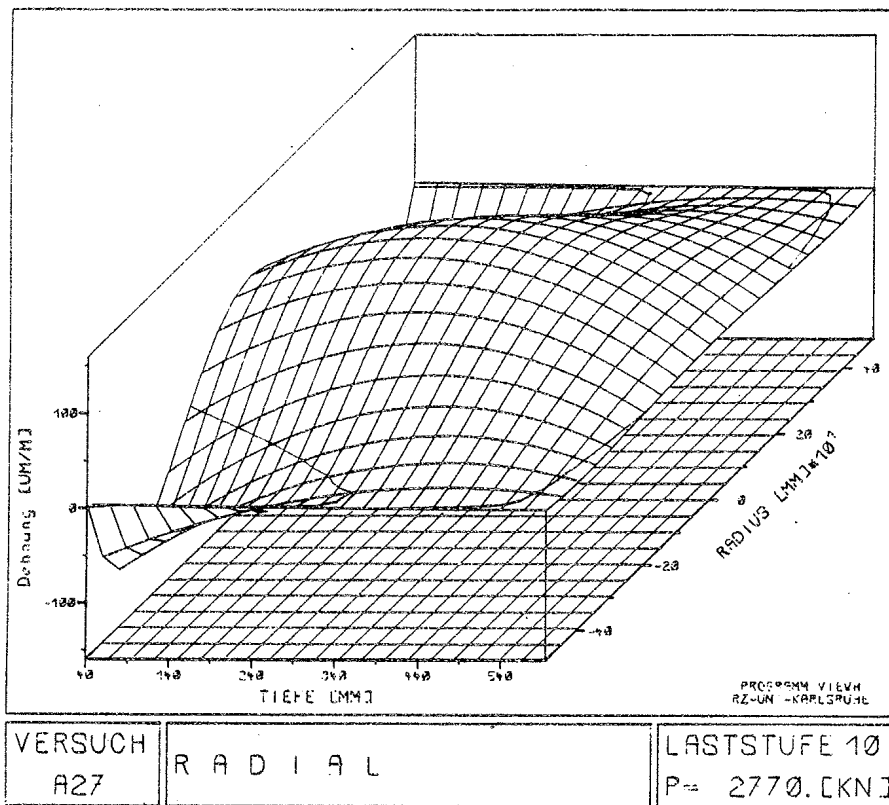


Anlage 219: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  480 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast

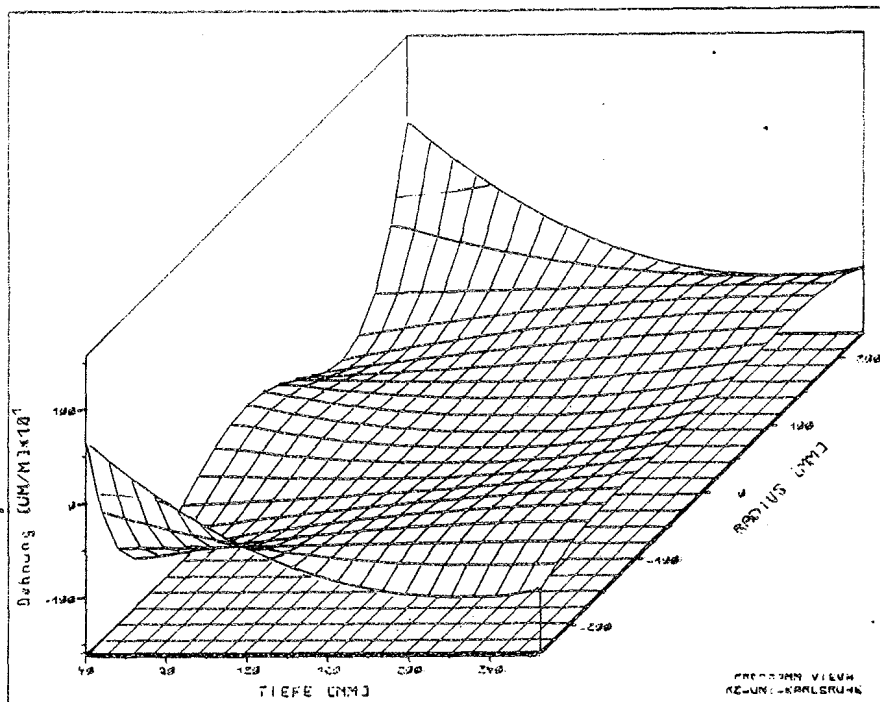


Anlage 220: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  680 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast

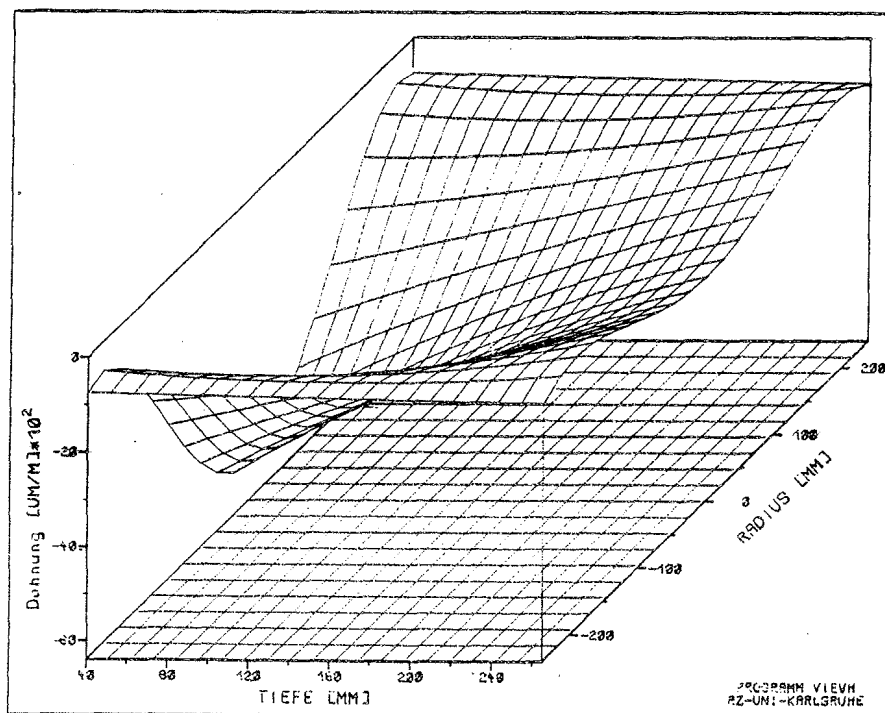




Anlage 221: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  980 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter Gebrauchslast

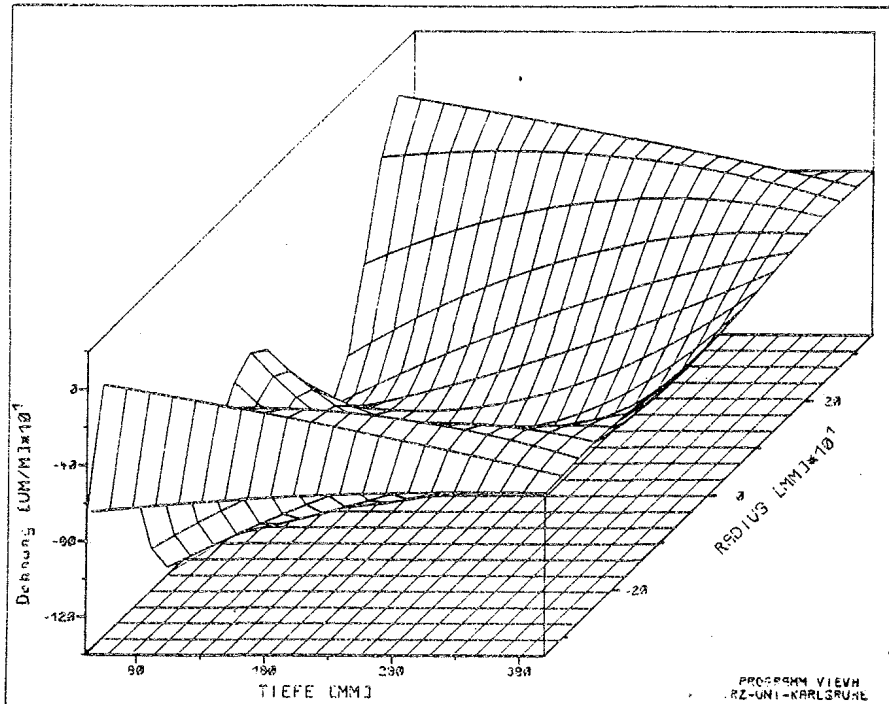


VERSUCH A25	V E R T I K A L	LASTSTUFE 22 P = 2030 [KN]
----------------	-----------------	-------------------------------

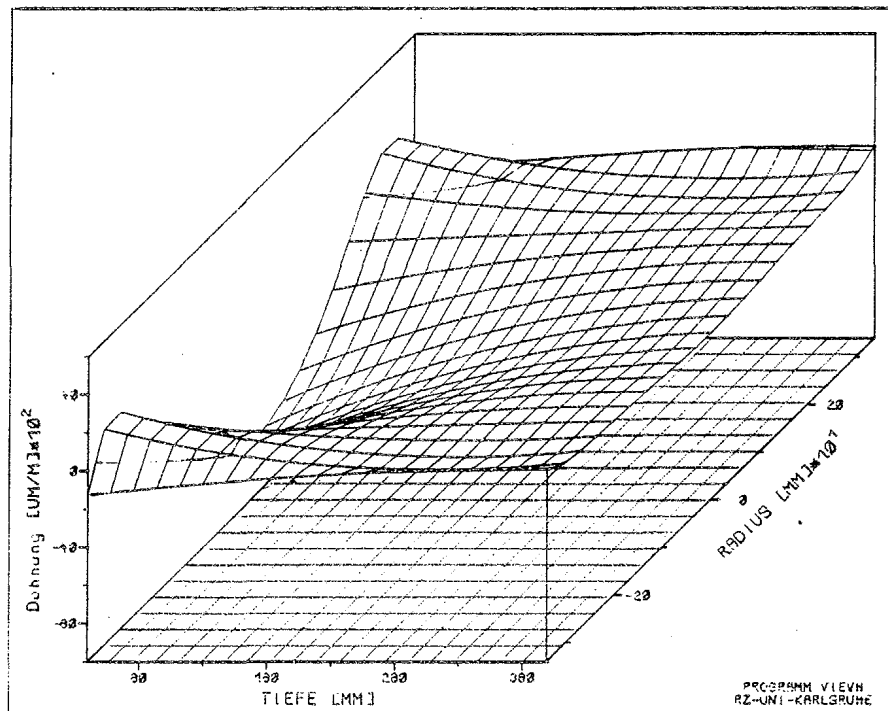


VERSUCH A35	V E R T I K A L	LASTSTUFE 22 P = 2020 [KN]
----------------	-----------------	-------------------------------

Anlage 222: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  480 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast

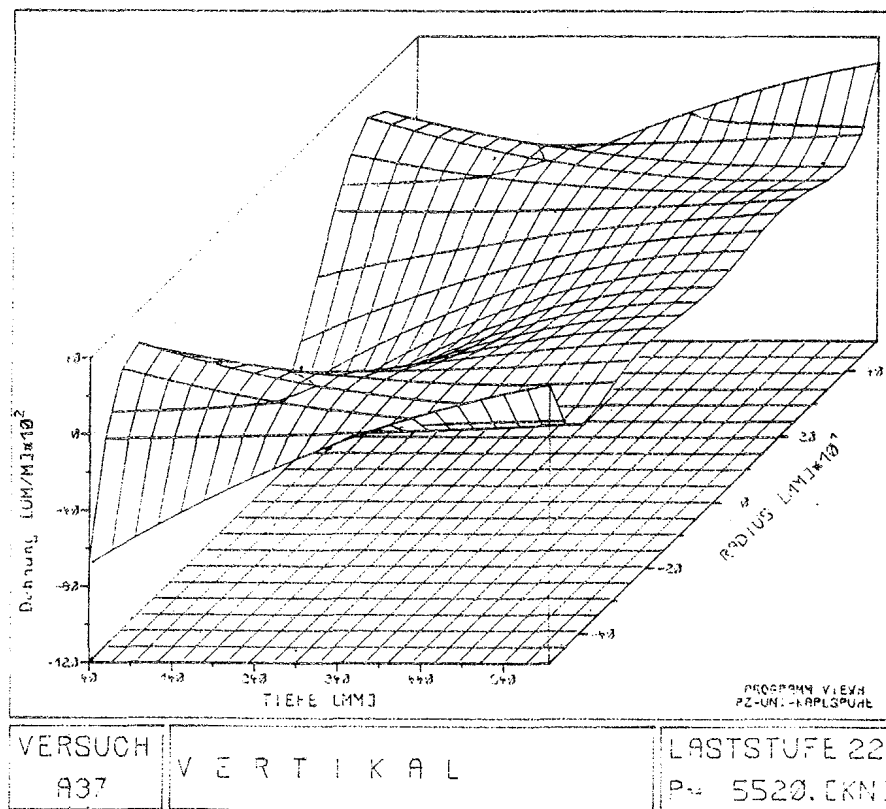
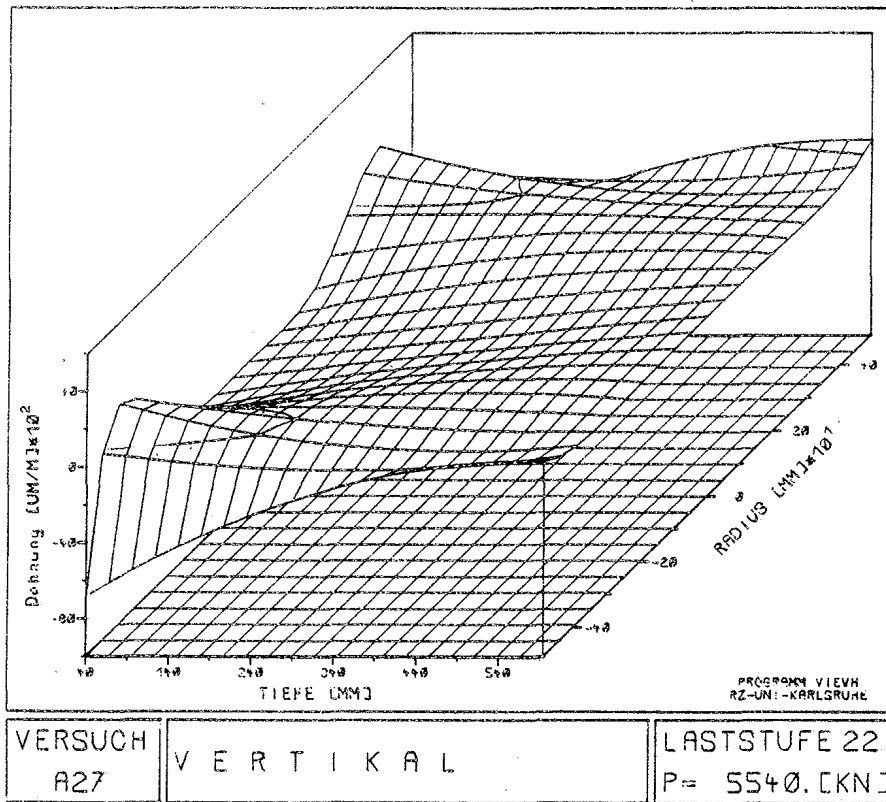


VERSUCH A26	V E R T I K A L	LASTSTUFE 22 P = 4040. [KN]
----------------	-----------------	--------------------------------

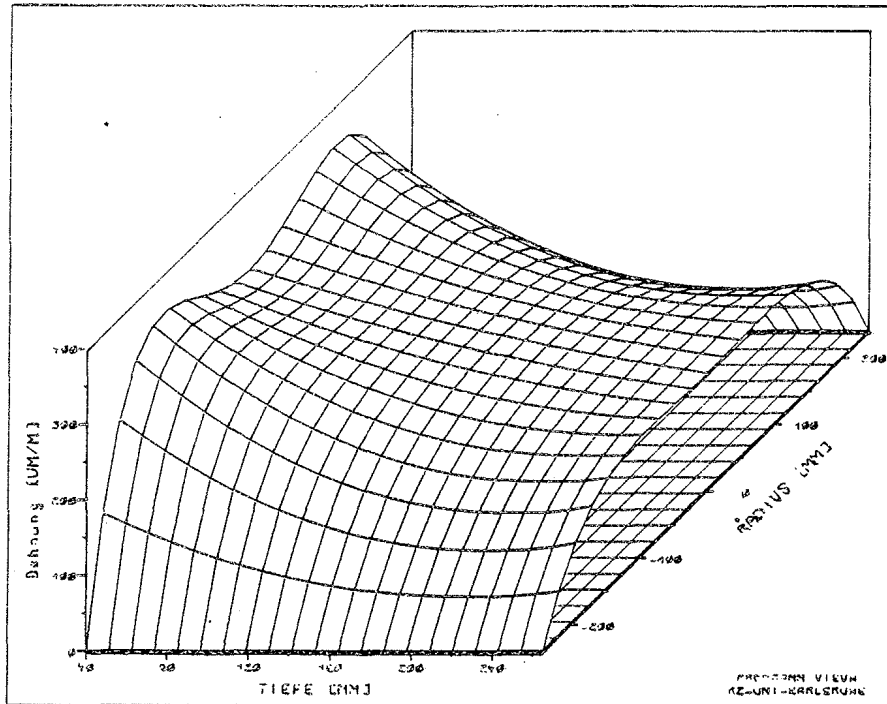


VERSUCH A36	V E R T I K A L	LASTSTUFE 21 P = 4040. [KN]
----------------	-----------------	--------------------------------

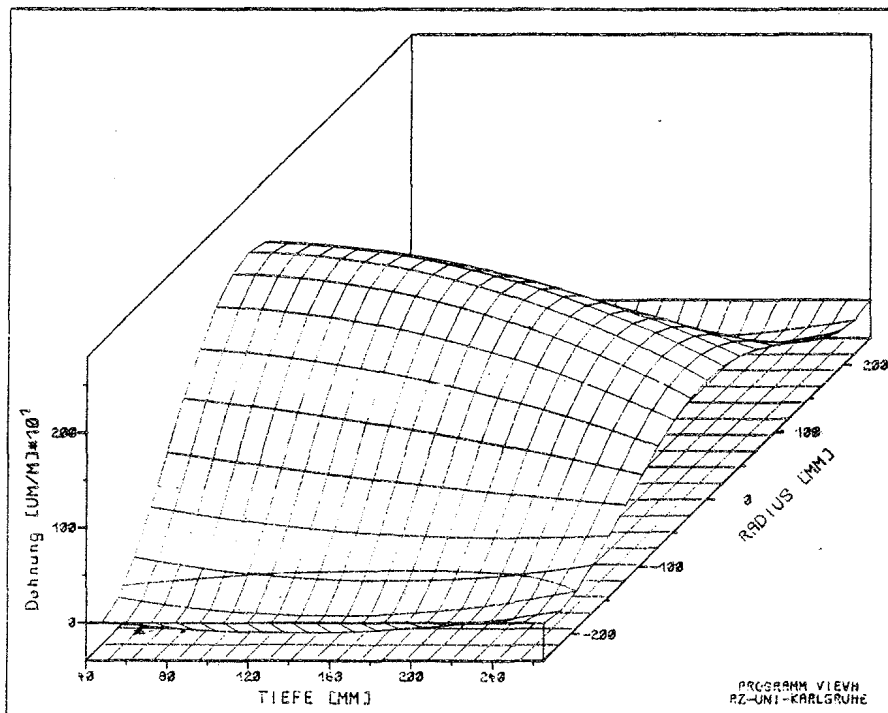
Anlage 223: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  680 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast.



Anlage 224: Verteilung der Vertikaldehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  980 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast

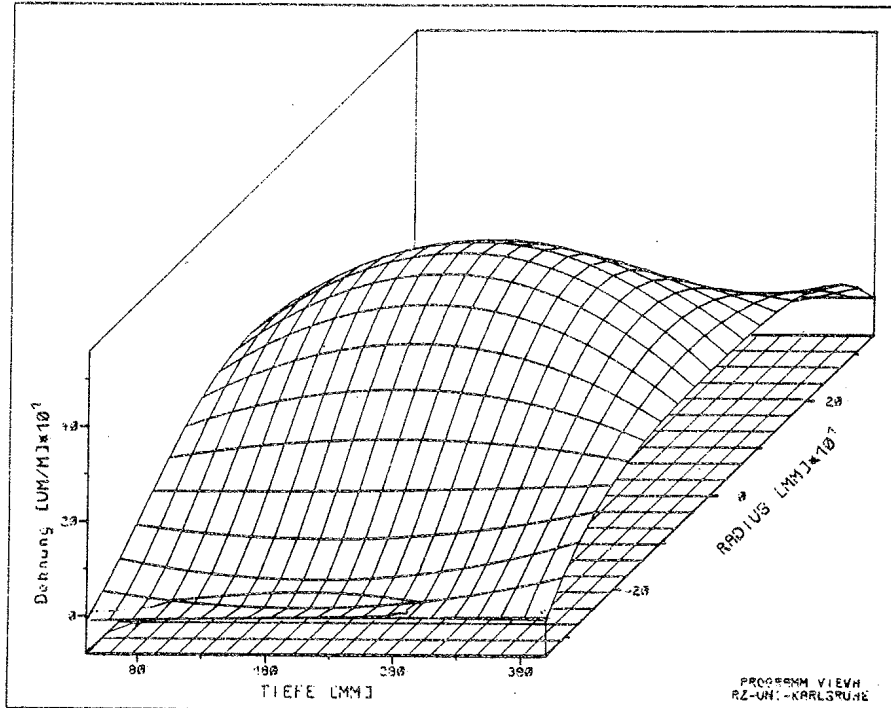


VERSUCH A25	R A D I A L	LASTSTUFE 22 P= 2830.[KN]
----------------	-------------	------------------------------



VERSUCH A35	R A D I A L	LASTSTUFE 22 P= 2020.[KN]
----------------	-------------	------------------------------

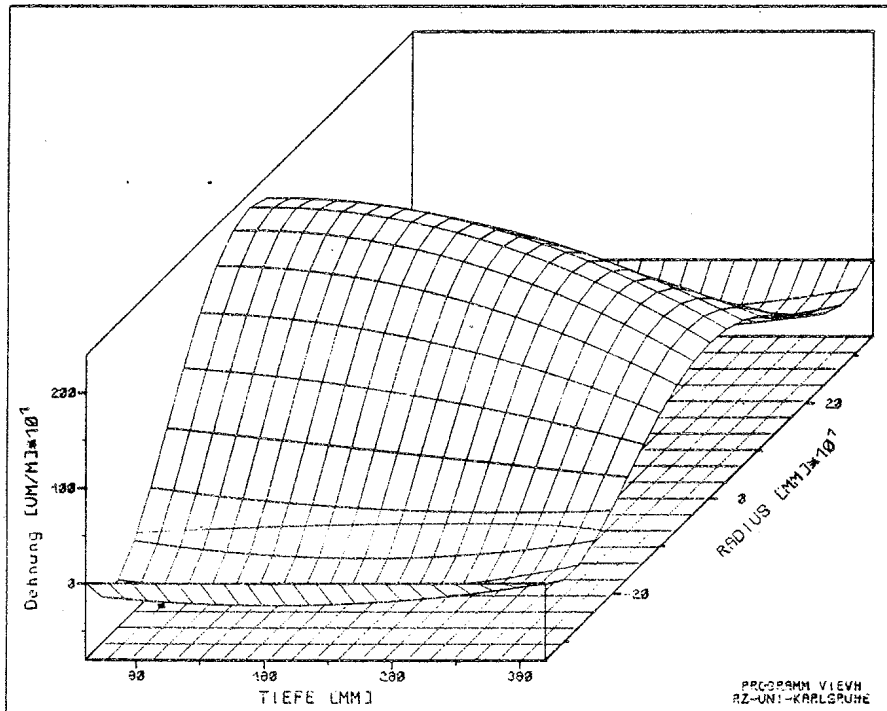
Anlage 225: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  480 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast



VERSUCH  
A26

R A D I A L

LASTSTUFE 22  
P = 4040. [KN]

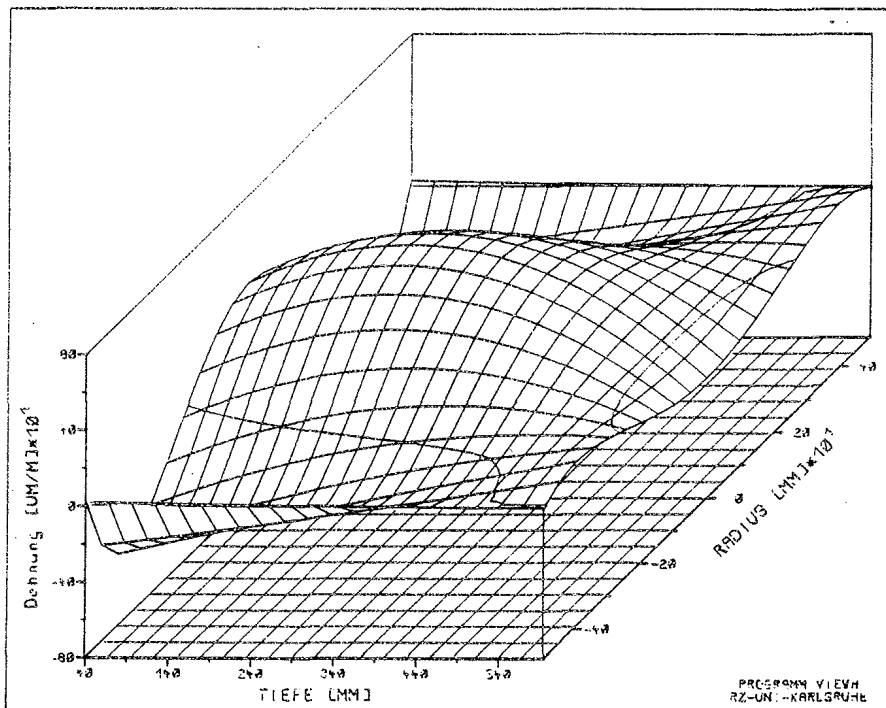


VERSUCH  
A36

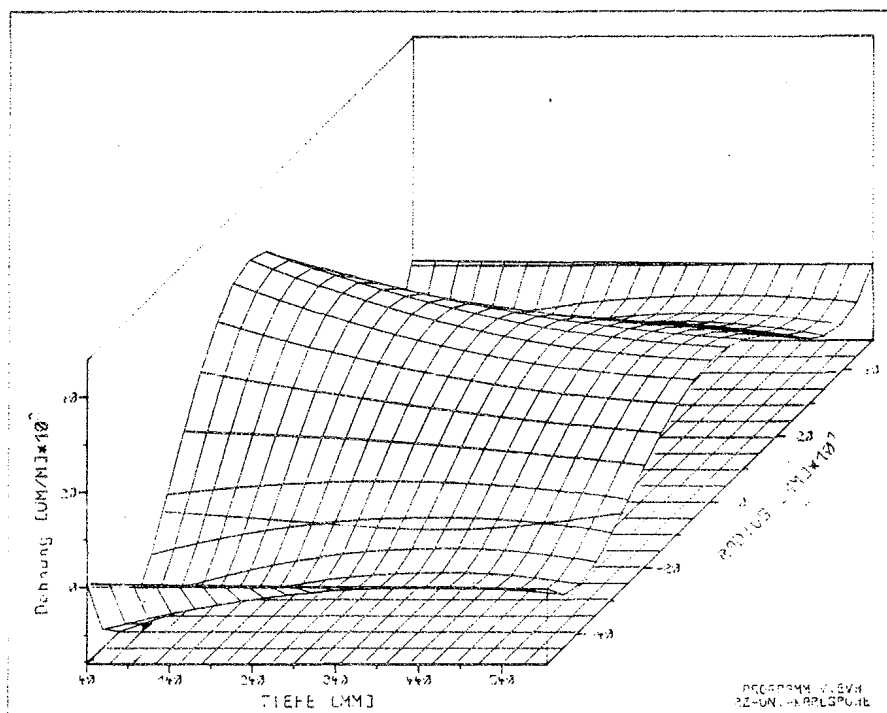
R A D I A L

LASTSTUFE 21  
P = 4040. [KN]

Anlage 226: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  680 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast



VERSUCH A27	R A D I A L	LASTSTUFE 22 P = 5540. [KN]
----------------	-------------	--------------------------------

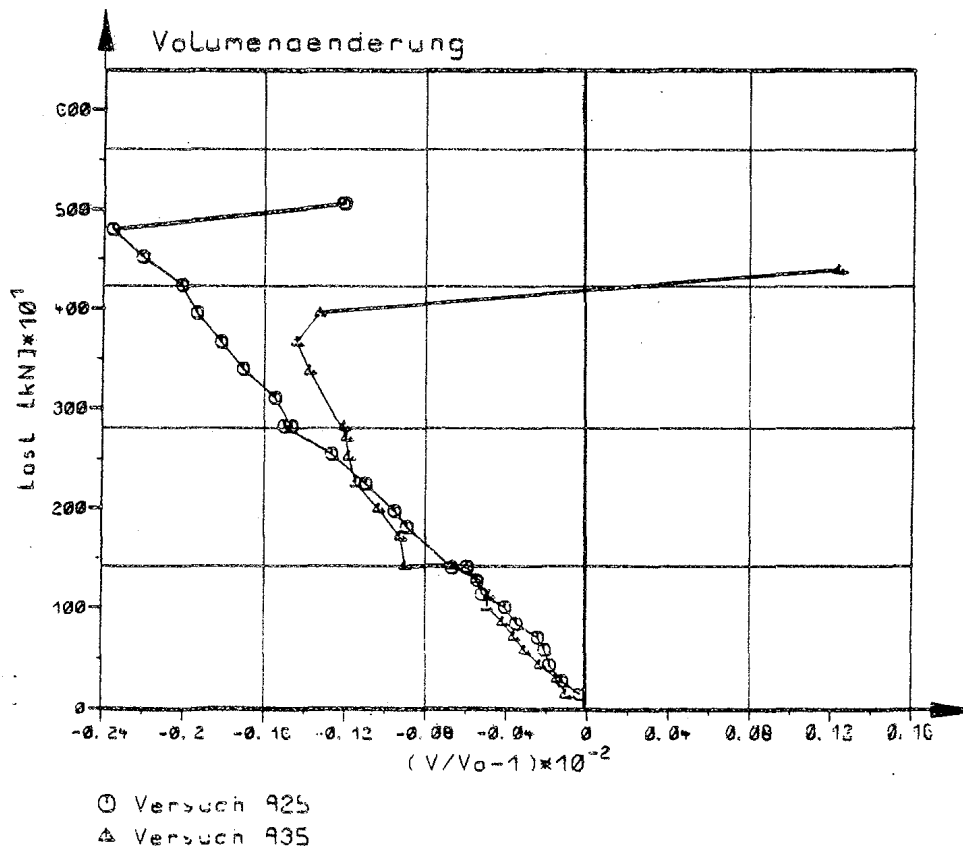


VERSUCH A37	R A D I A L	LASTSTUFE 22 P = 5520. [KN]
----------------	-------------	--------------------------------

Anlage 227: Verteilung der Radialdehnungen in einem Betonzylinder  $\varnothing$  980 mm bei steifer und bei weicher Lasteintragung unter doppelter Gebrauchslast

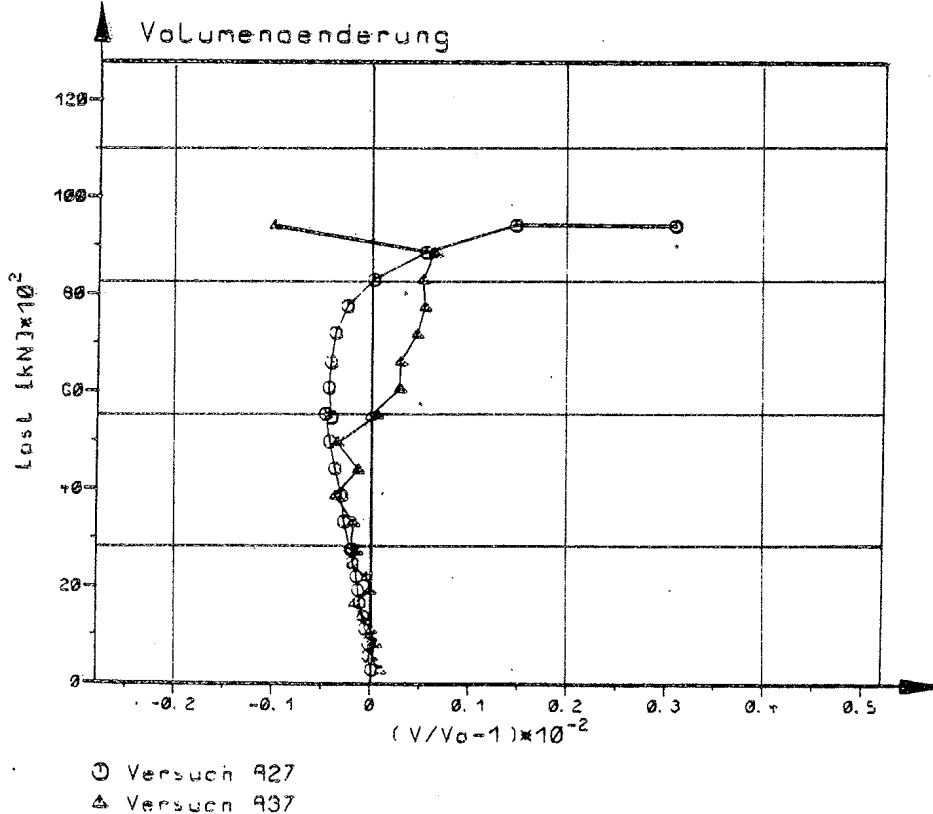
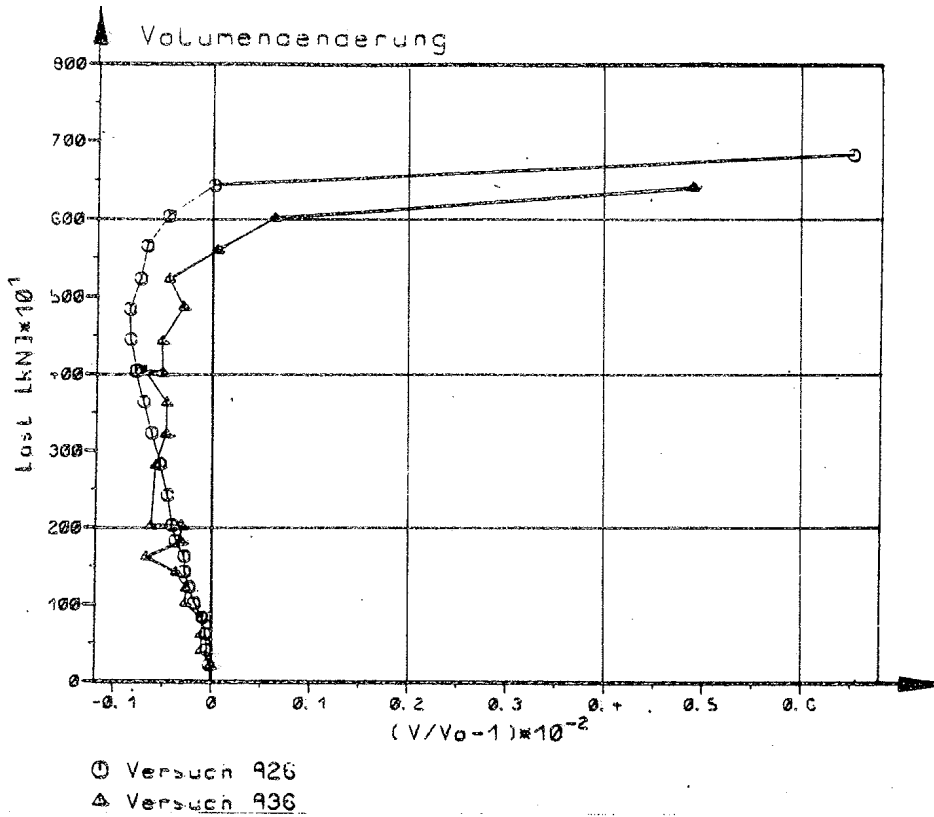
Volumenänderung nach [35]

- Probekörper  $b/d/h = 30/30/60$  (Beton B 30)
  - Teilflächenverhältnis  $A/A_1 = 4$  (steife Lasteinleitung)
  - Wendelbewehrung über die ganze Probenhöhe  $a_W = 4,2 \text{ cm} = \text{const}$
- Die Volumenänderung wird auf ein Ausgangsvolumen  $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$  bezogen.

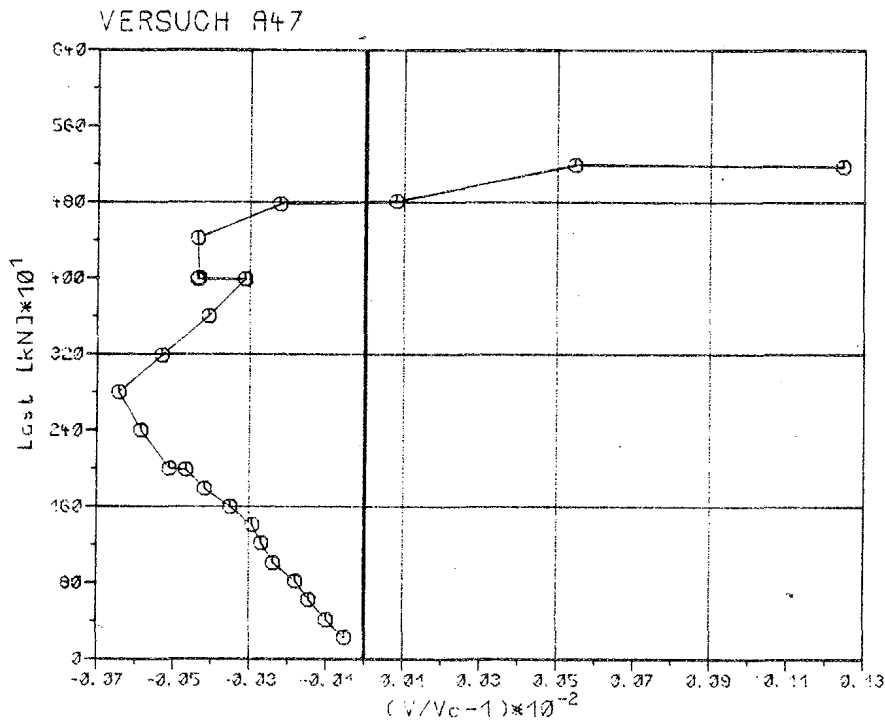
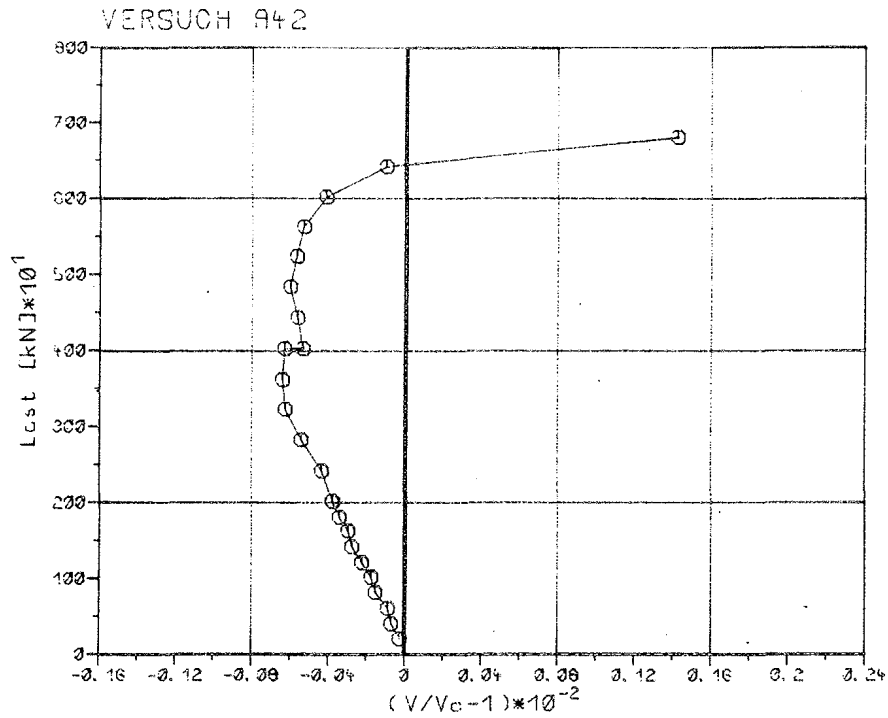


Anlage 228: Last in Abhängigkeit von der Volumensänderung bei den Versuchen A25/A35 (Bezugsvolumen ist - im Gegensatz zu [35] der gesamte Stahlbetonzylinder

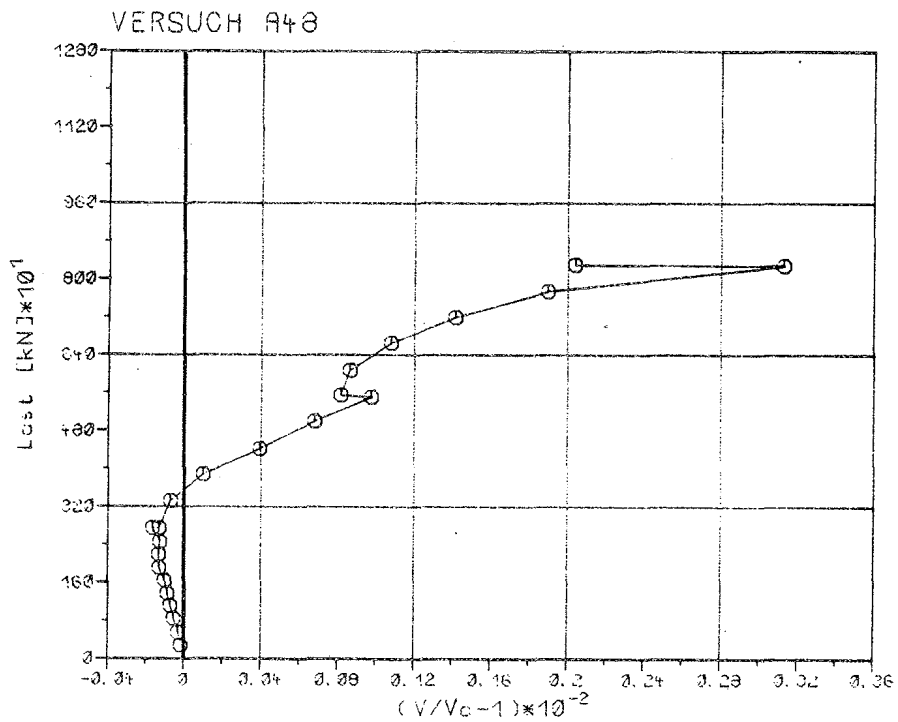
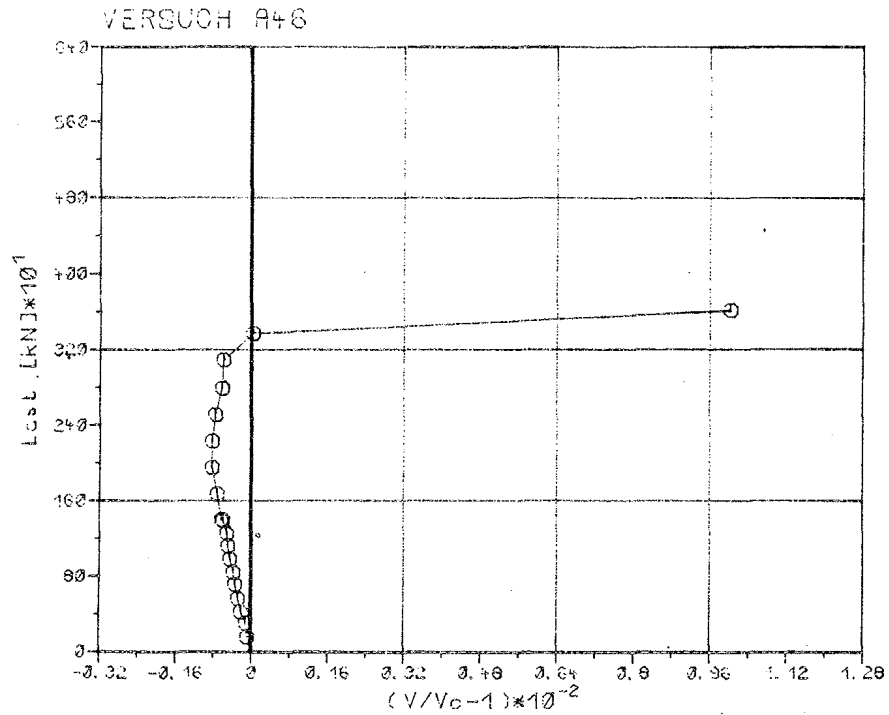




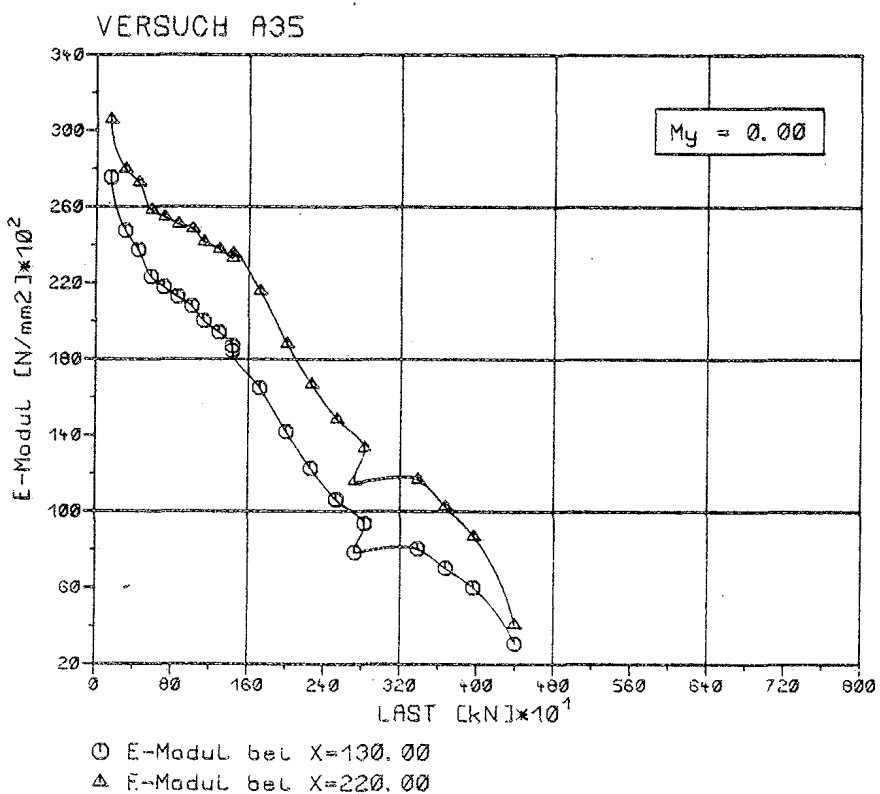
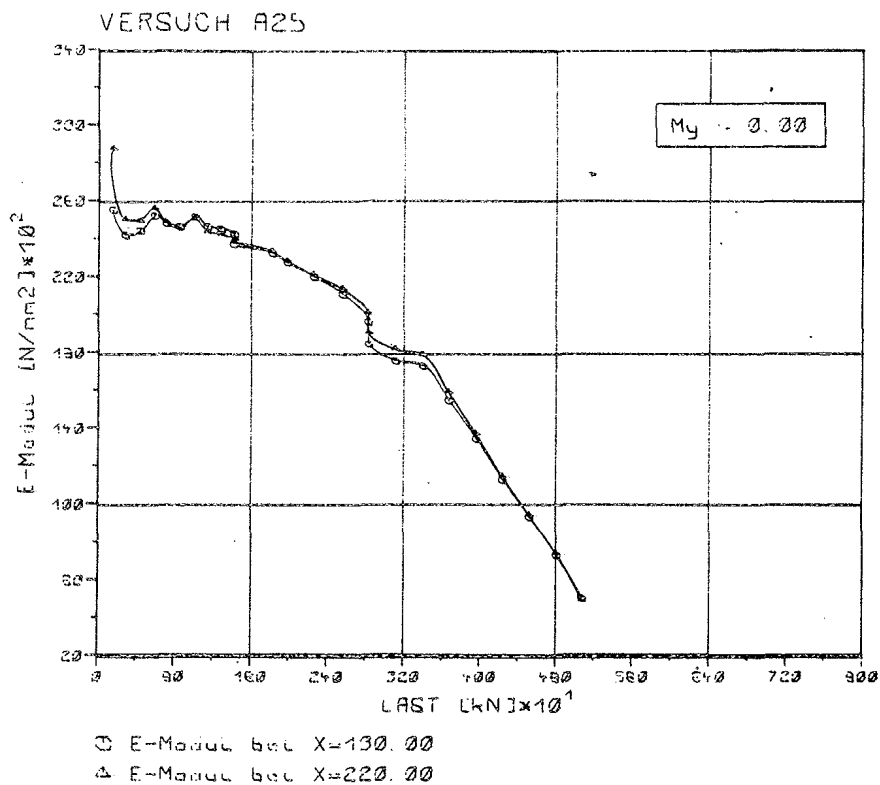
Anlage 229: Last in Abhängigkeit von der Volumensänderung bei den Versuchen A26/A36 und A27/A37)  
(Bezugsvolumen ist - im Gegensatz zu [35] der gesamte Stahlbetonzylinder)



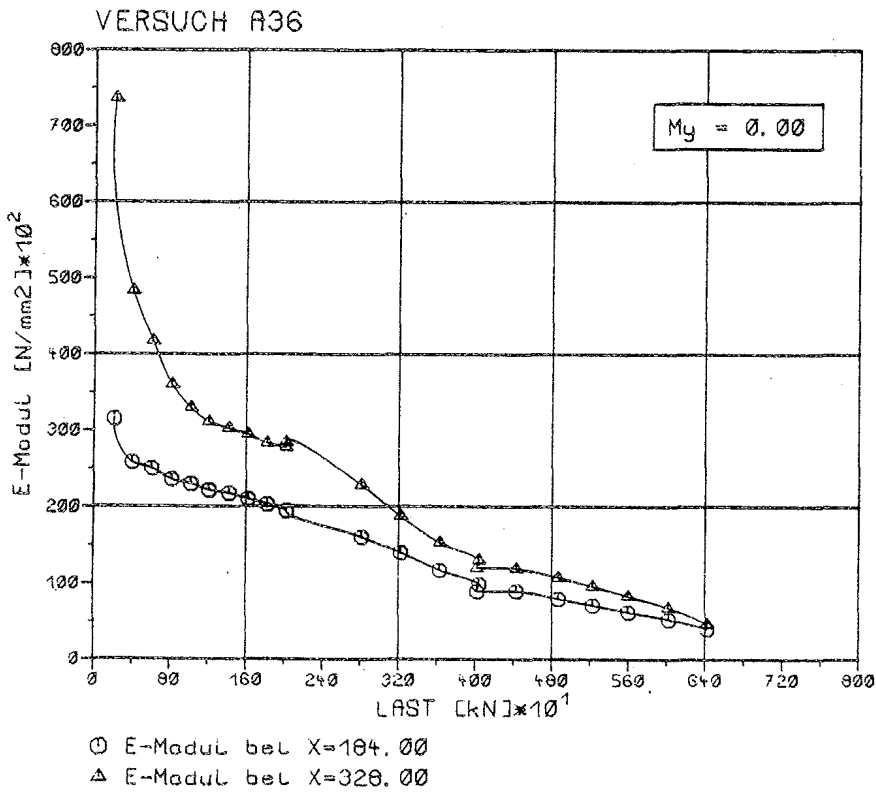
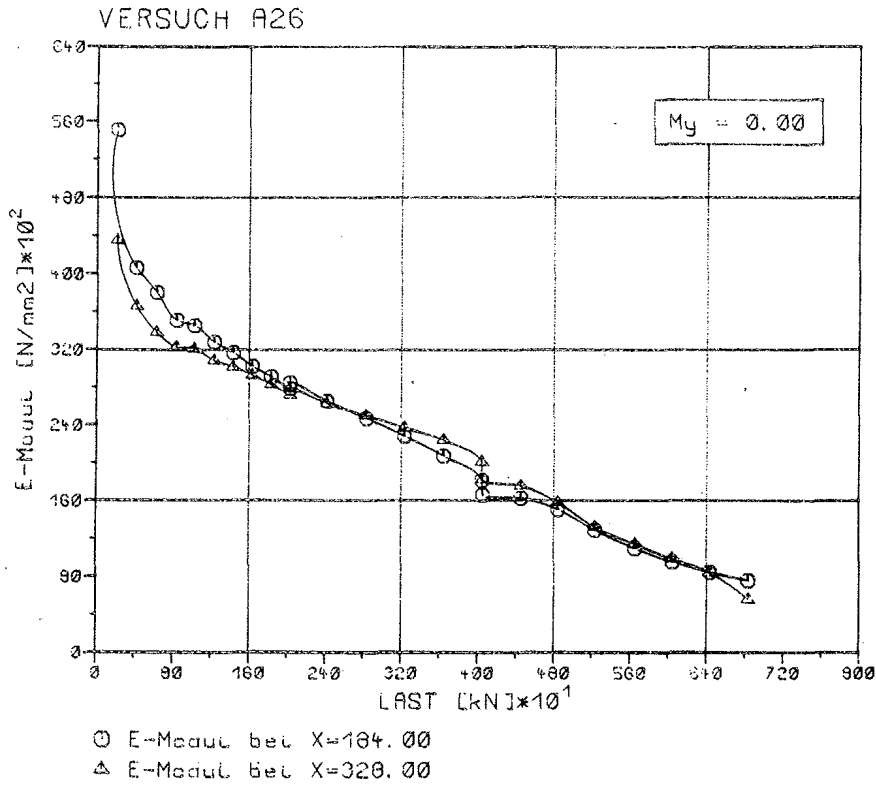
Anlage 230: Last in Abhängigkeit von der Volumensänderung bei den Versuchen A42 und A47  
(Bezugsvolumen ist - im Gegensatz zu [35] der gesamte Stahlbetonzylinder)



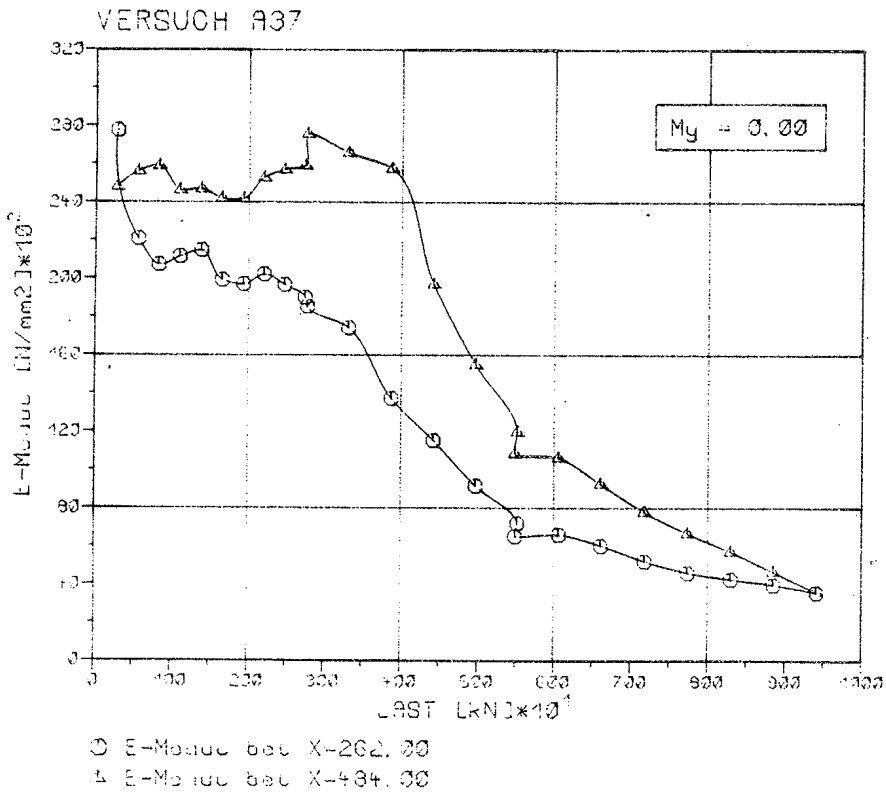
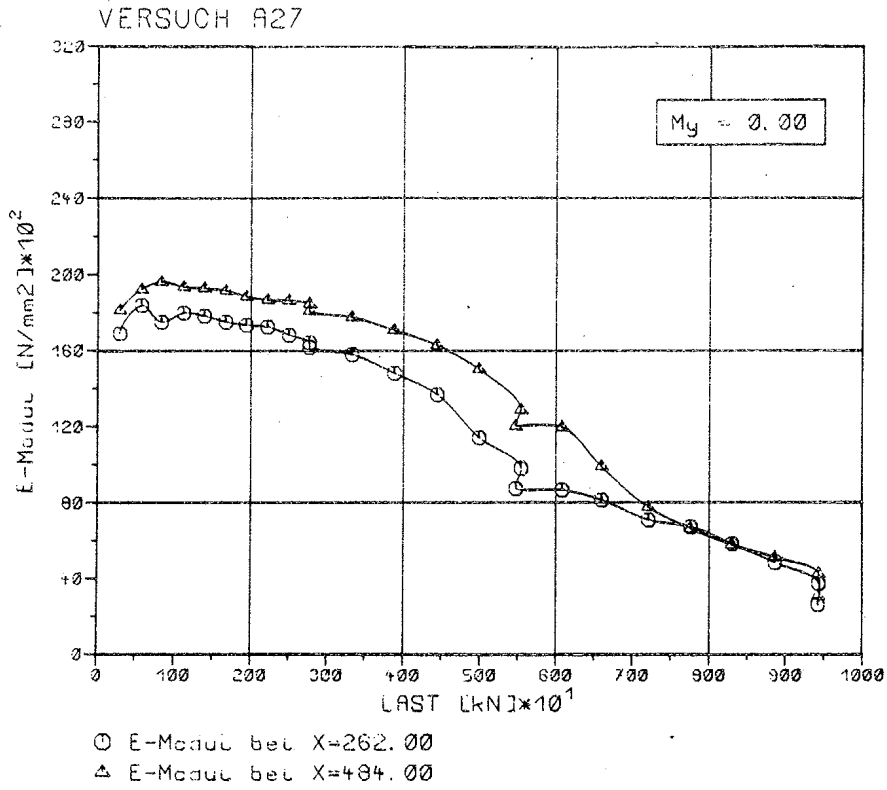
Anlage 231: Last in Abhängigkeit von der Volumensänderung bei den Versuchen A46 und A48  
(Bezugsvolumen ist - im Gegensatz zu [35] der gesamte Stahlbetonzylinder)



Anlage 232: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul für  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A25 und A35

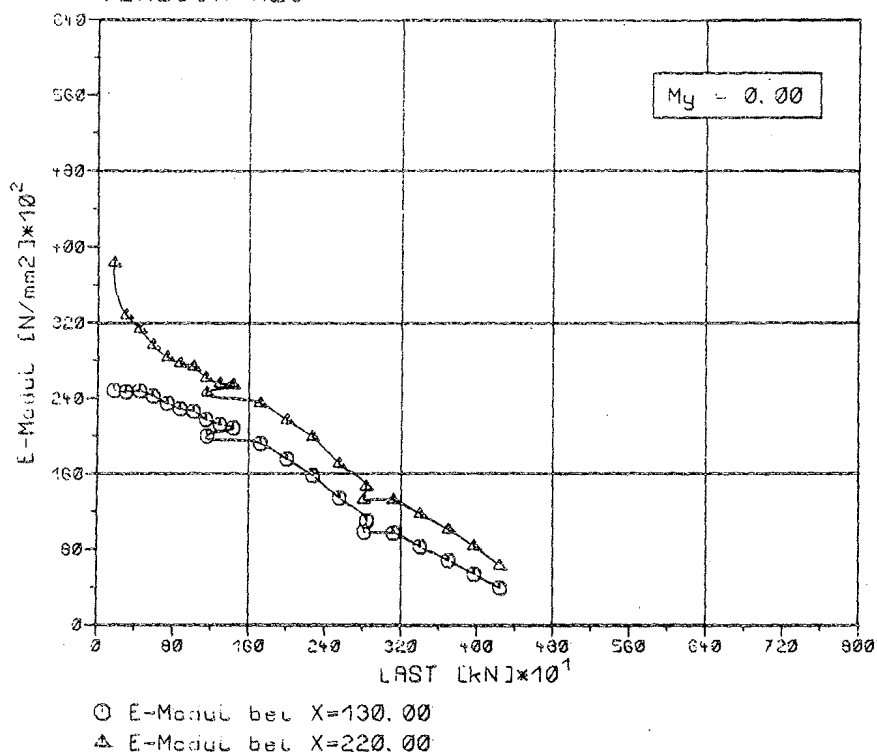


Anlage 233: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A26 und A36

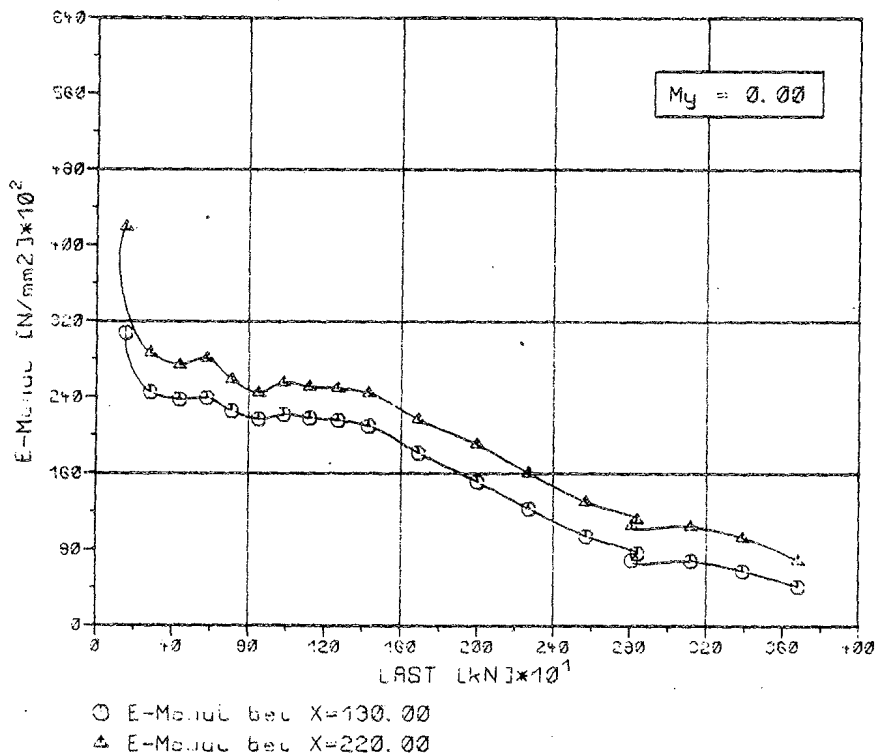


Anlage 234: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A27 und A37

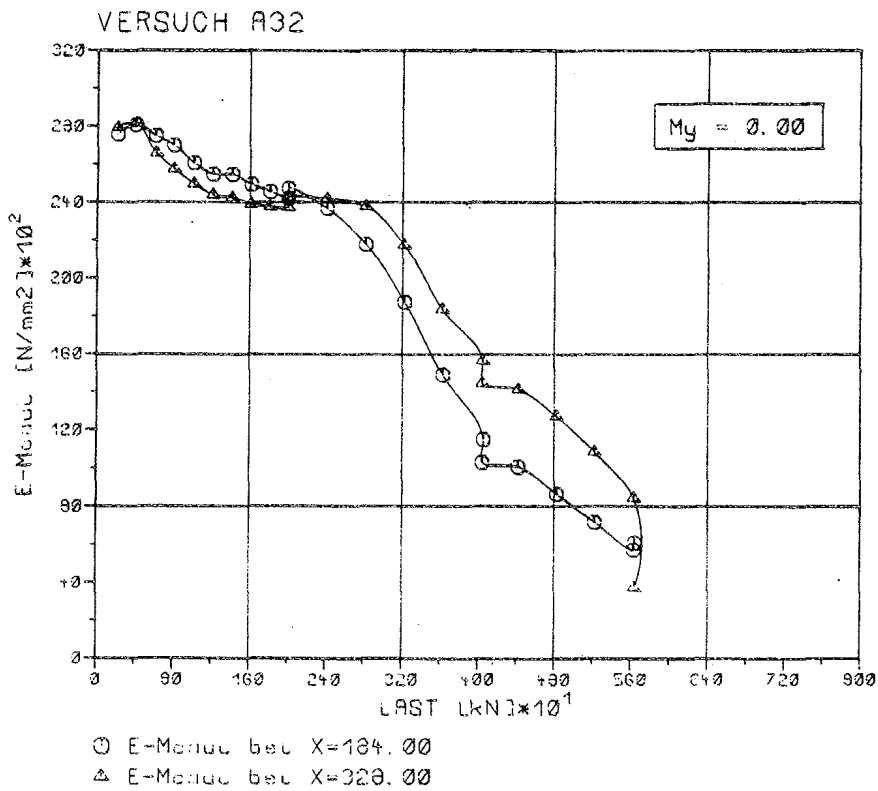
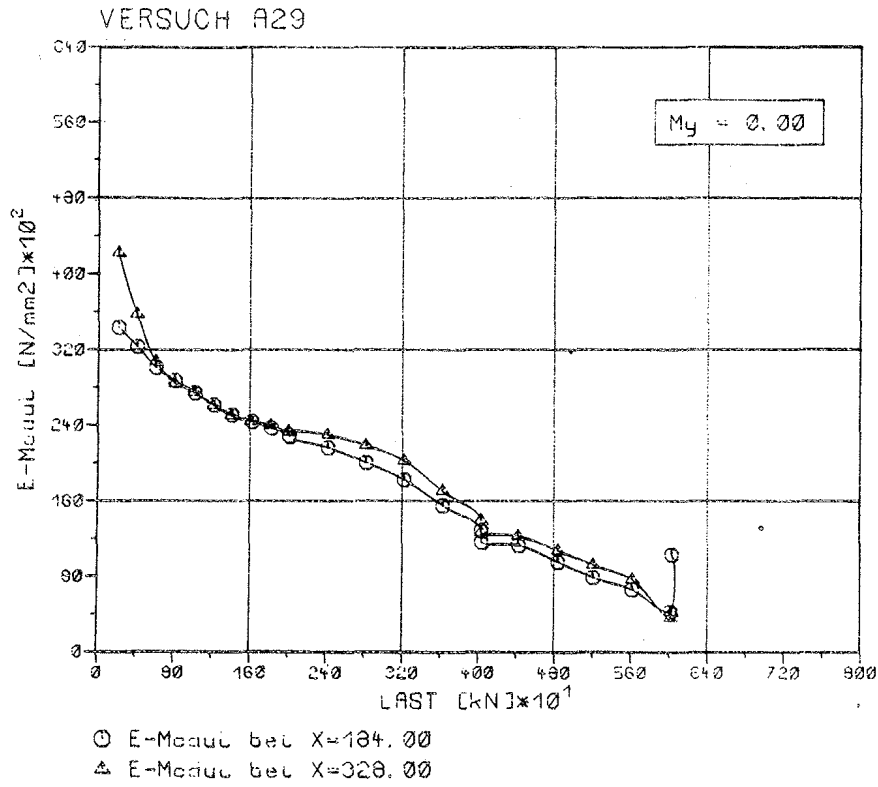
VERSUCH A28



VERSUCH A31

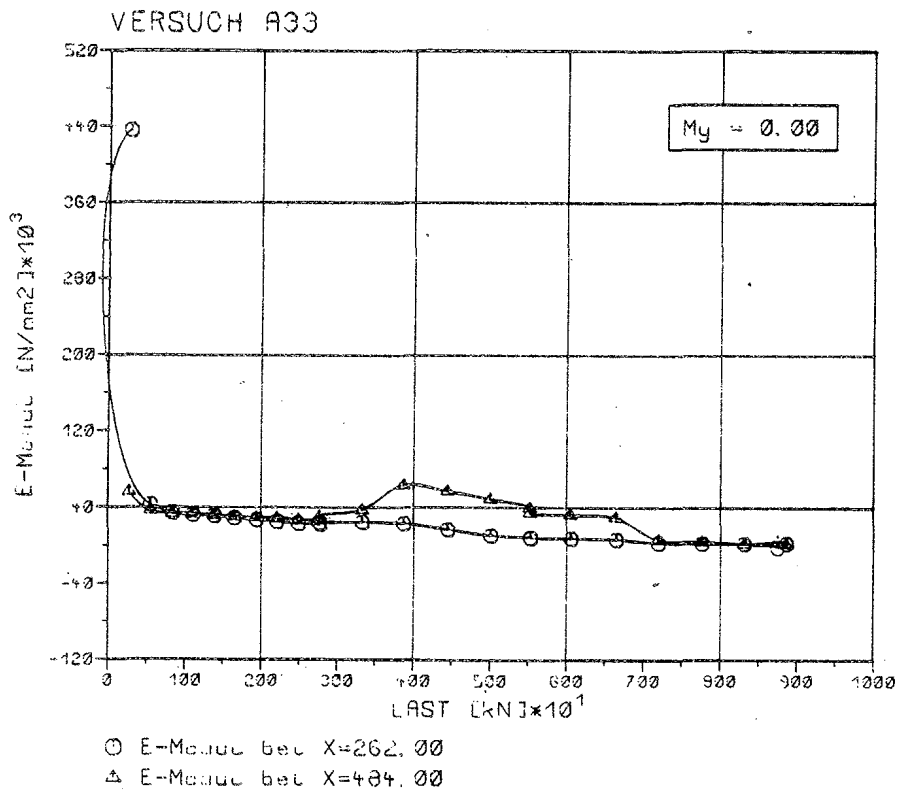
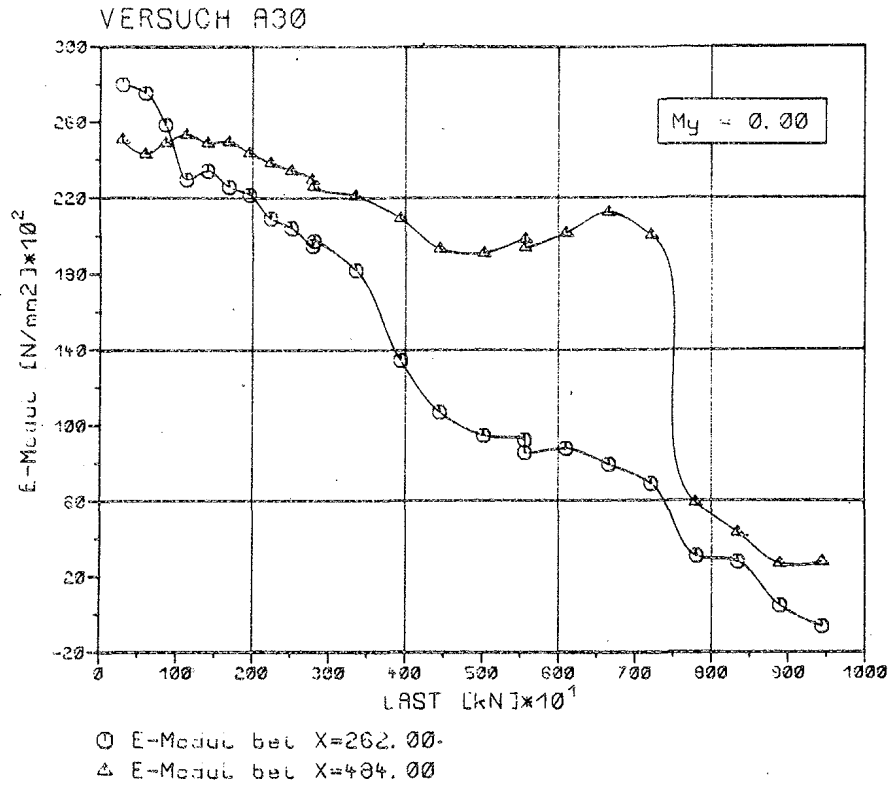


Anlage 235: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A28 und A31

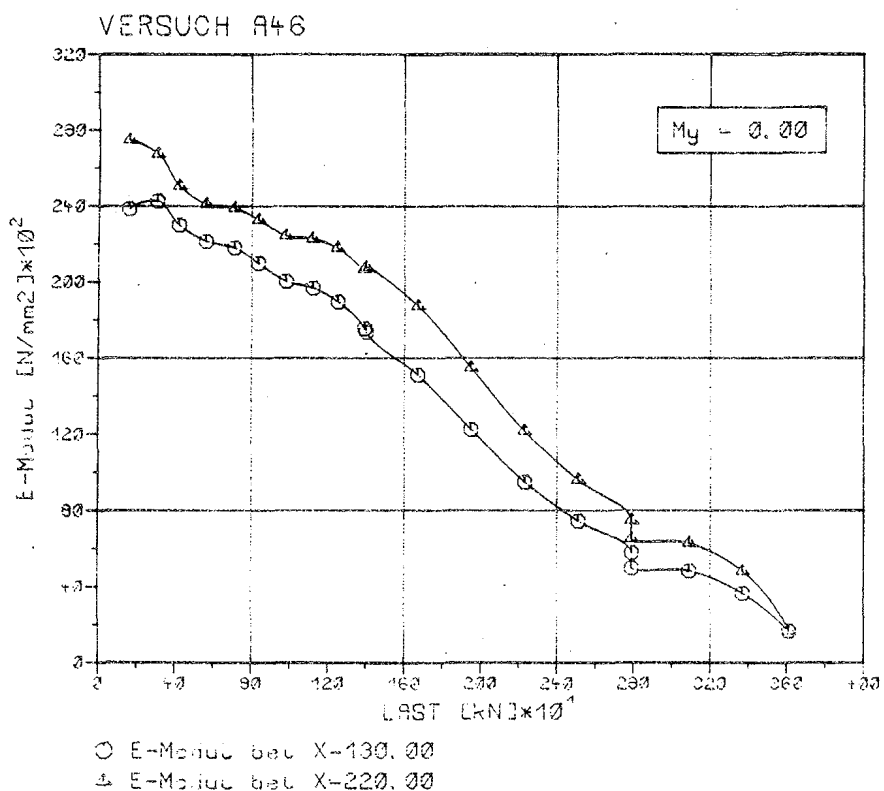
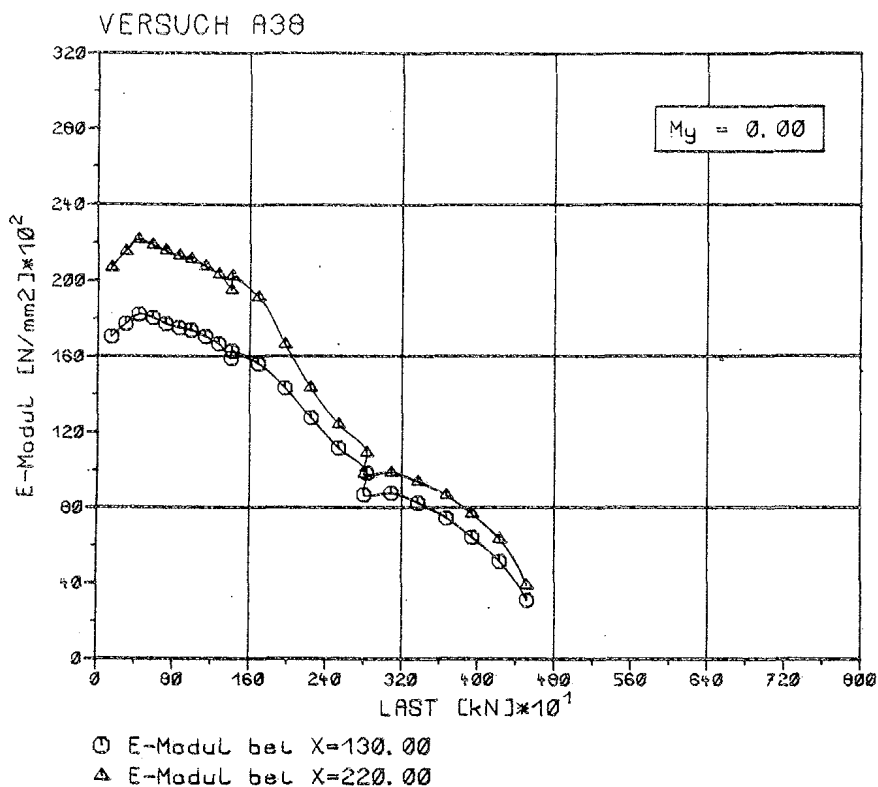


Anlage 236: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A29 und A32

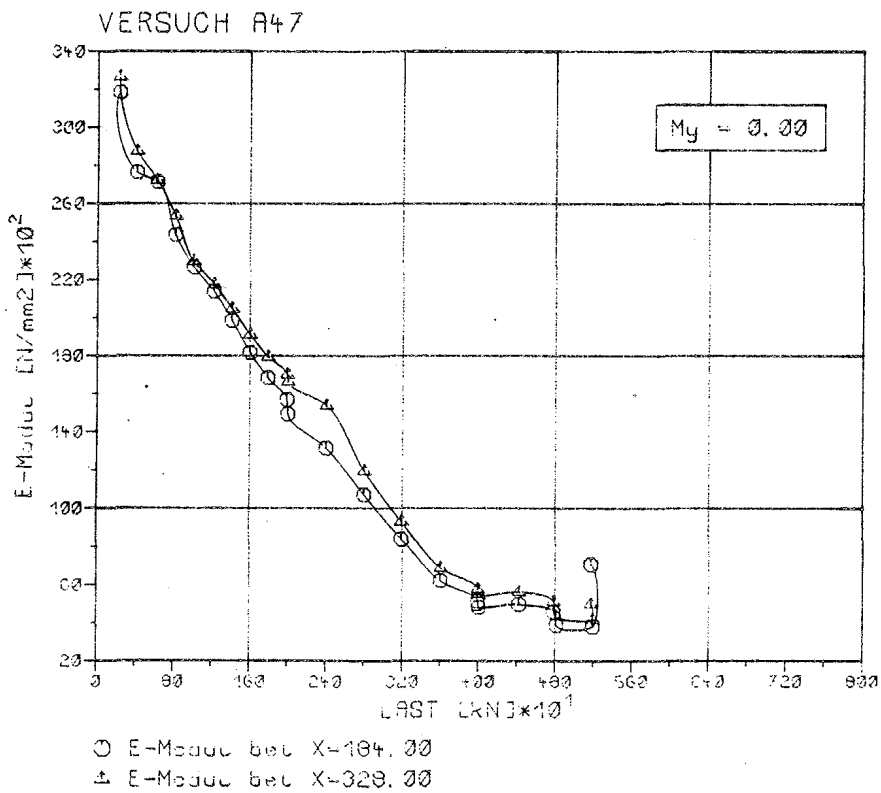
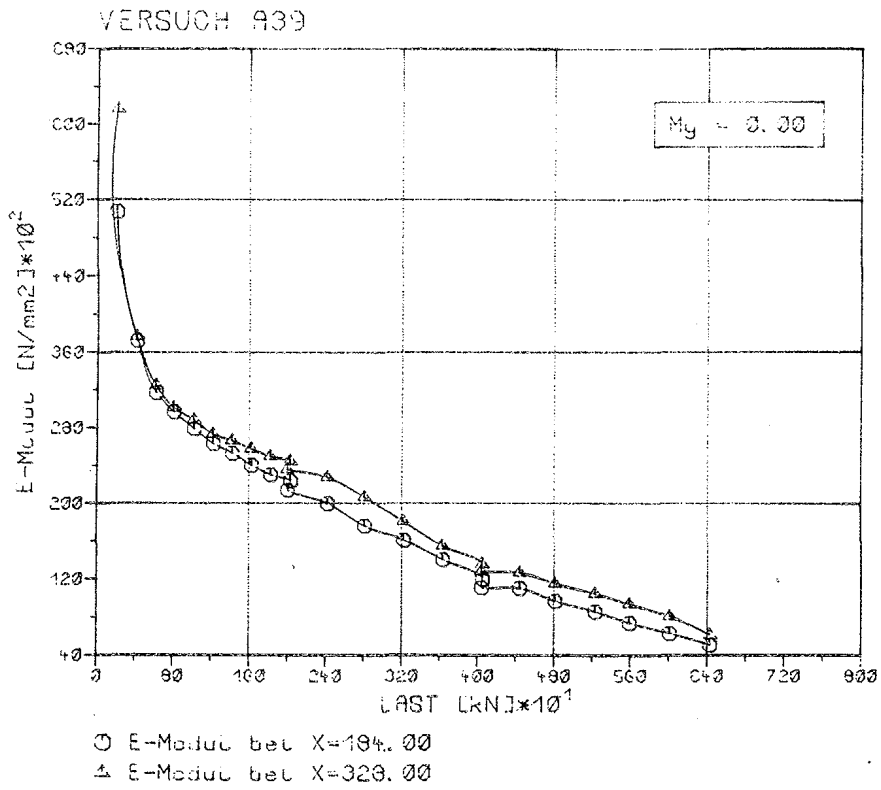




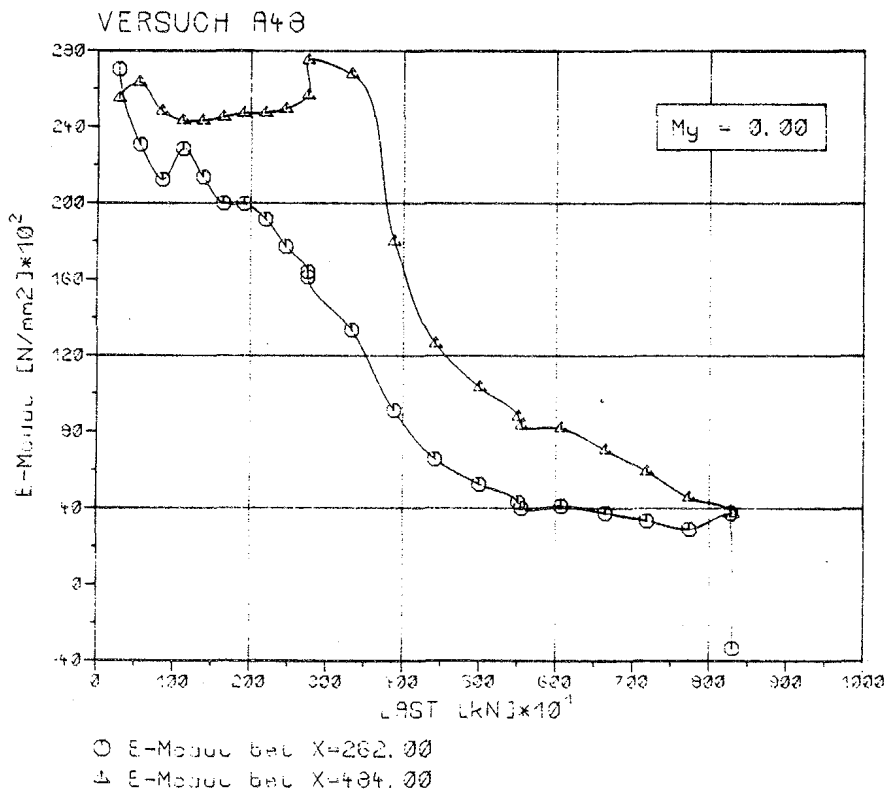
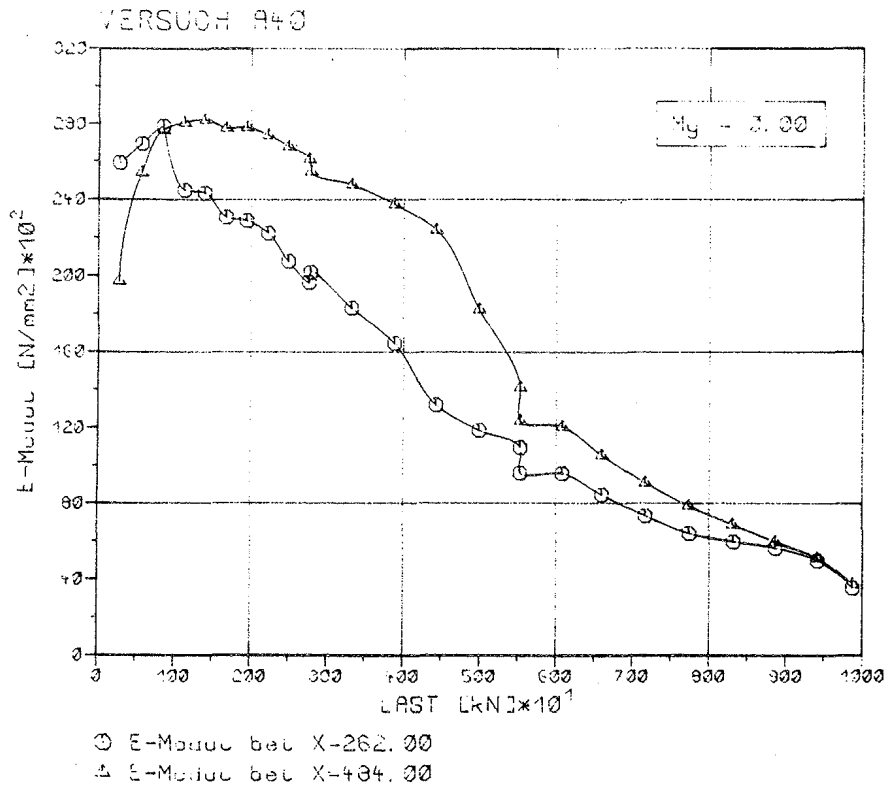
Anlage 237: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A30 und A33



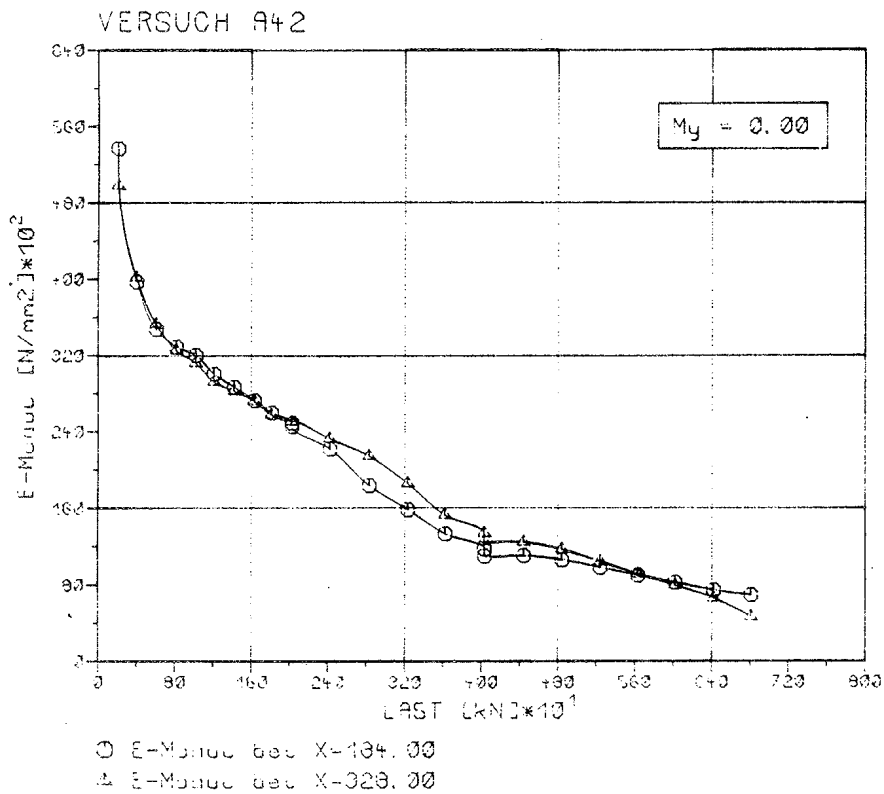
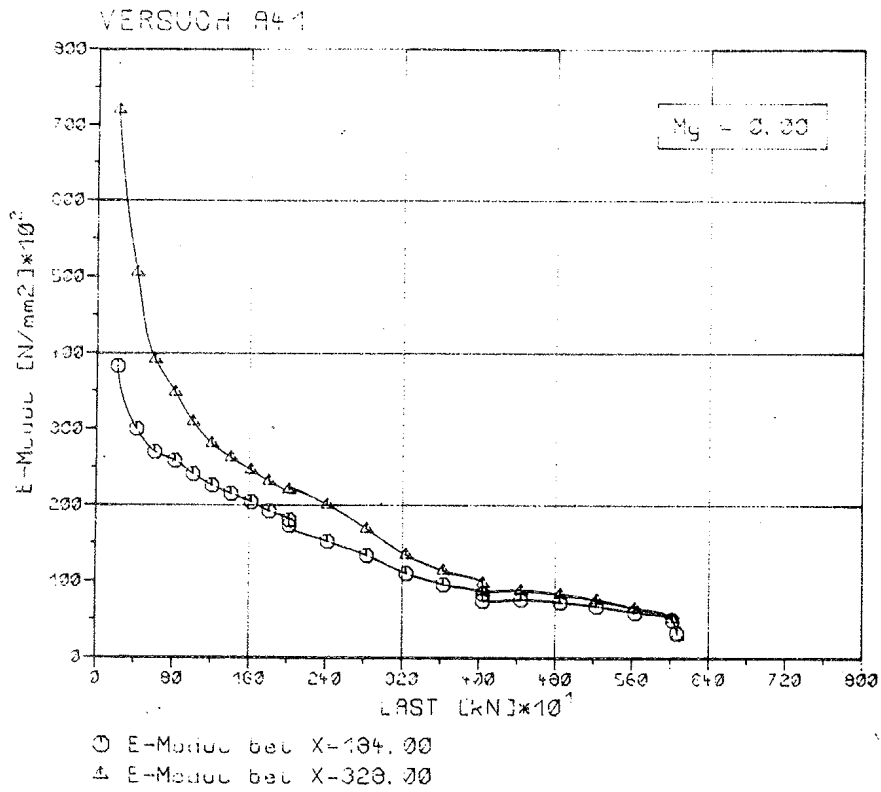
Anlage 238: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A38 und A46



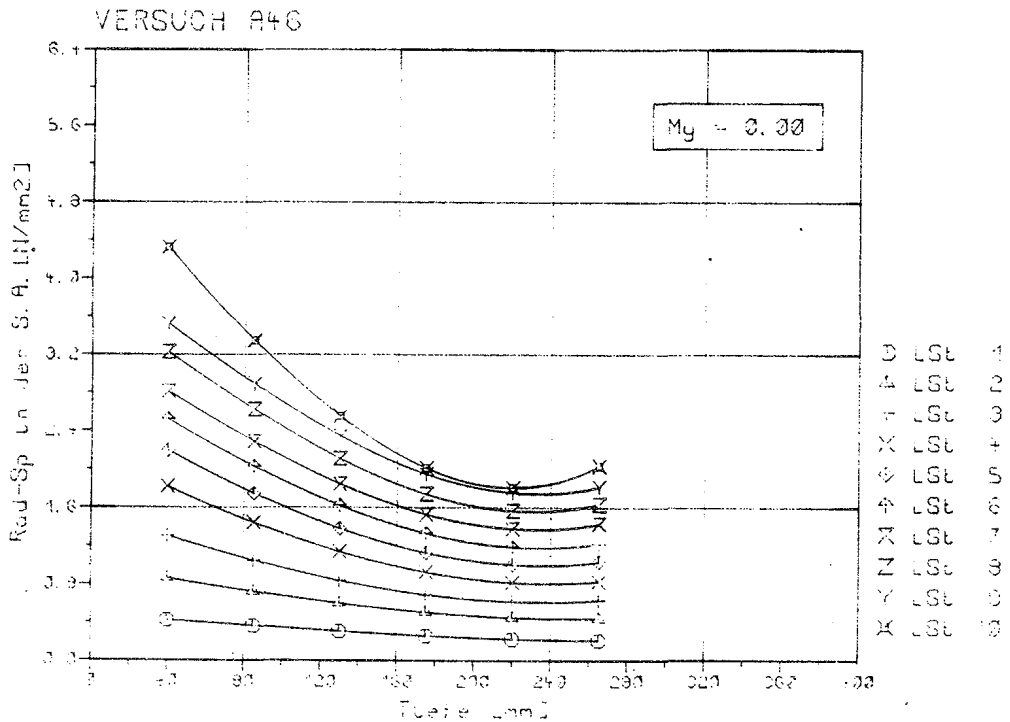
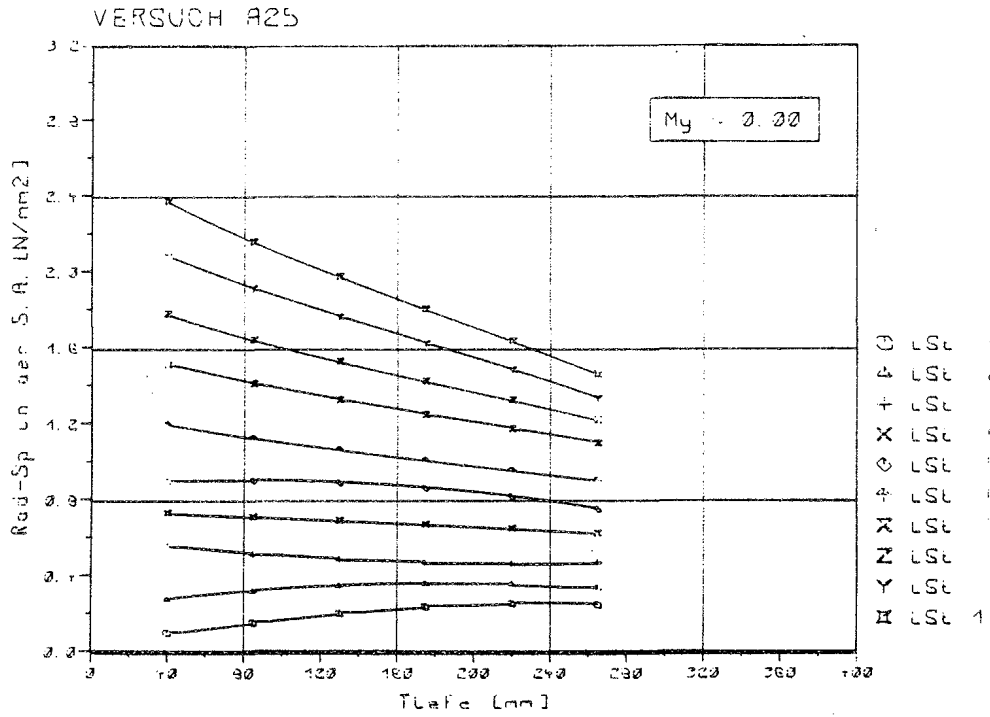
Anlage 239: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A39 und A47



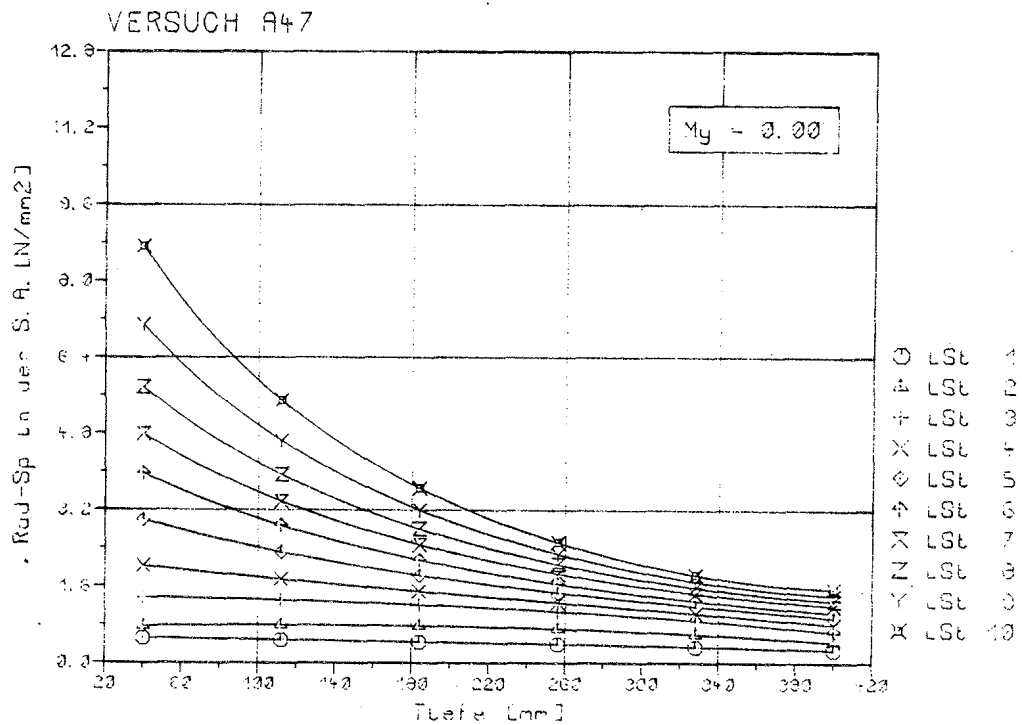
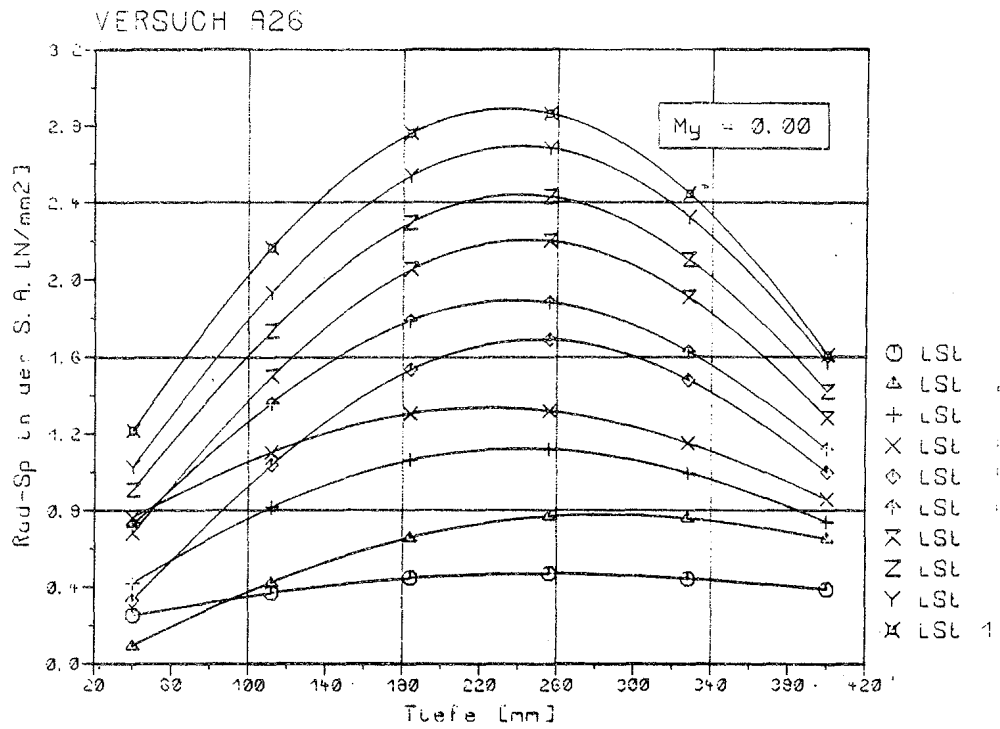
Anlage 240: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A40 und A48



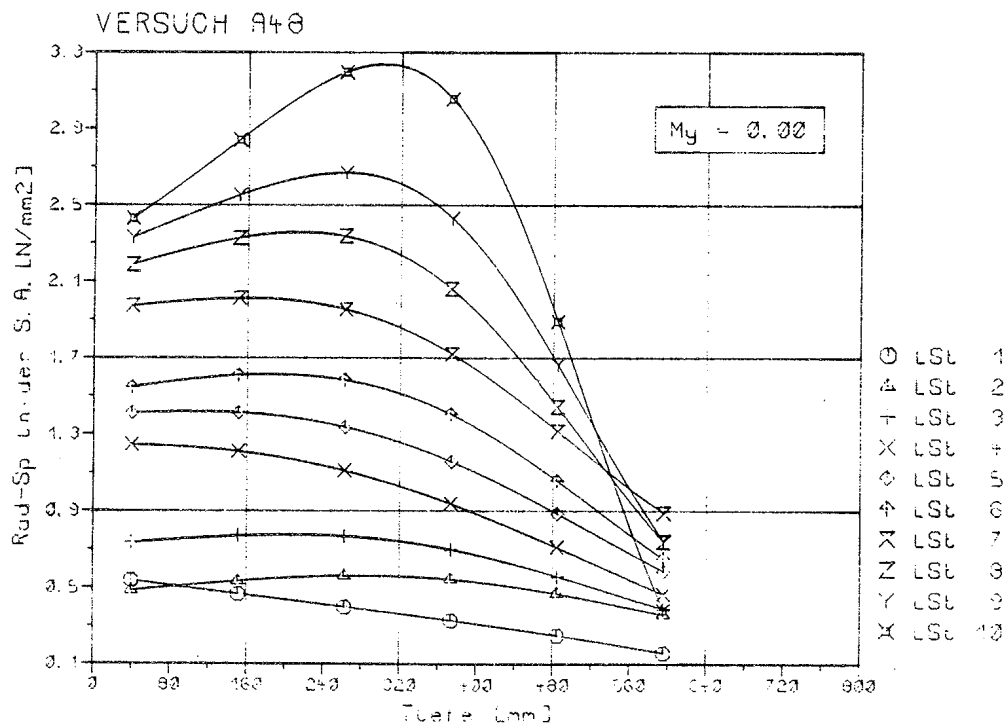
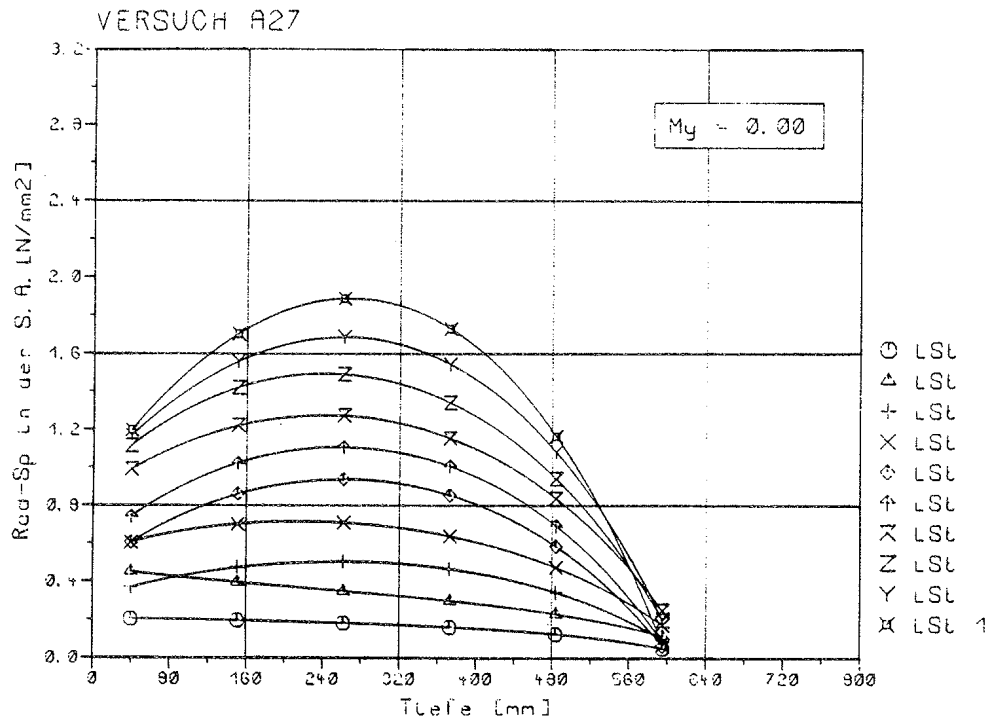
Anlage 241: Last- und Niveau-abhängiger E-Modul  $\mu = 0$   
bei den Versuchen A41 und A42



Anlage 242: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Rotationsachse für  $\mu = 0$  (Versuche A25 und A46)

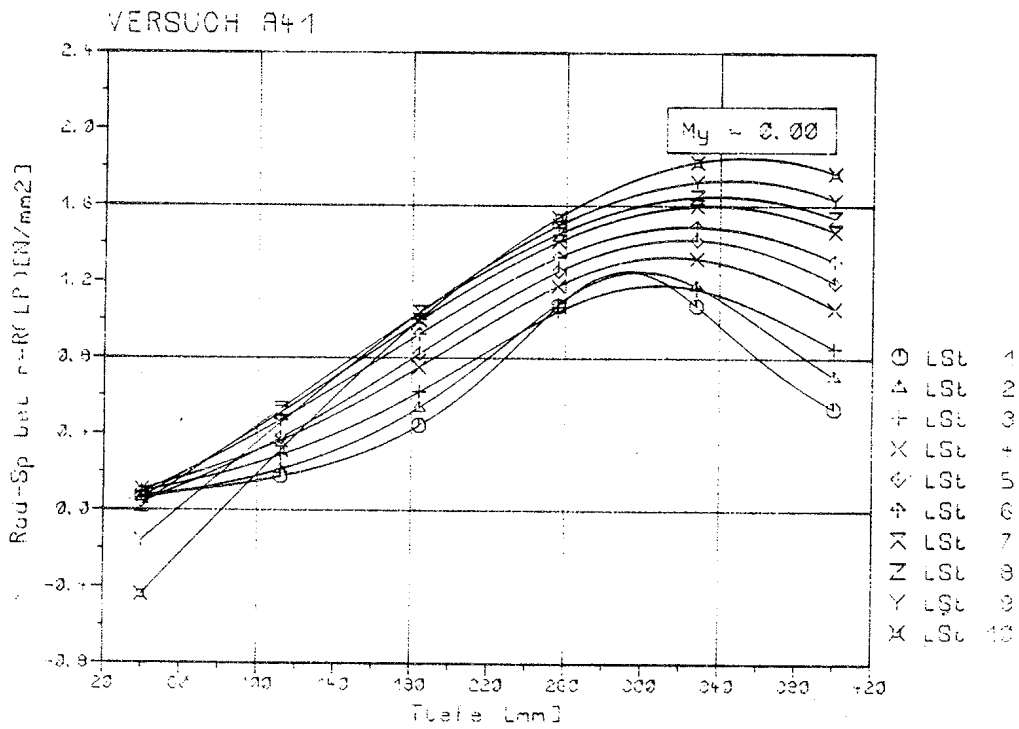
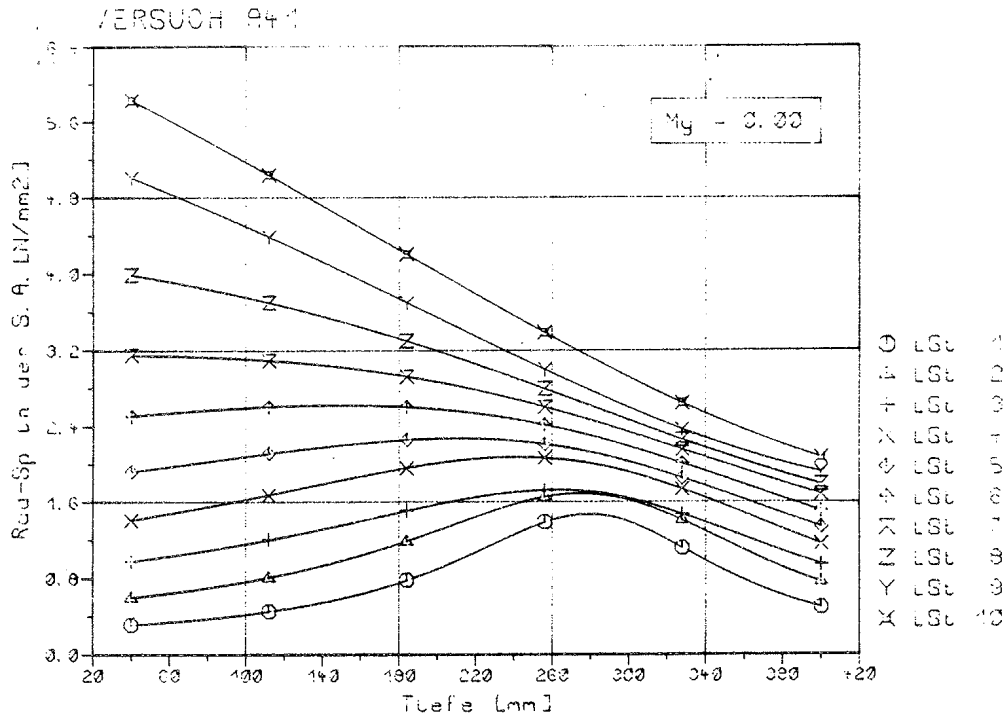


Anlage 243: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Rotationsachse  $\mu = 0$  (Versuche A26 und A47)

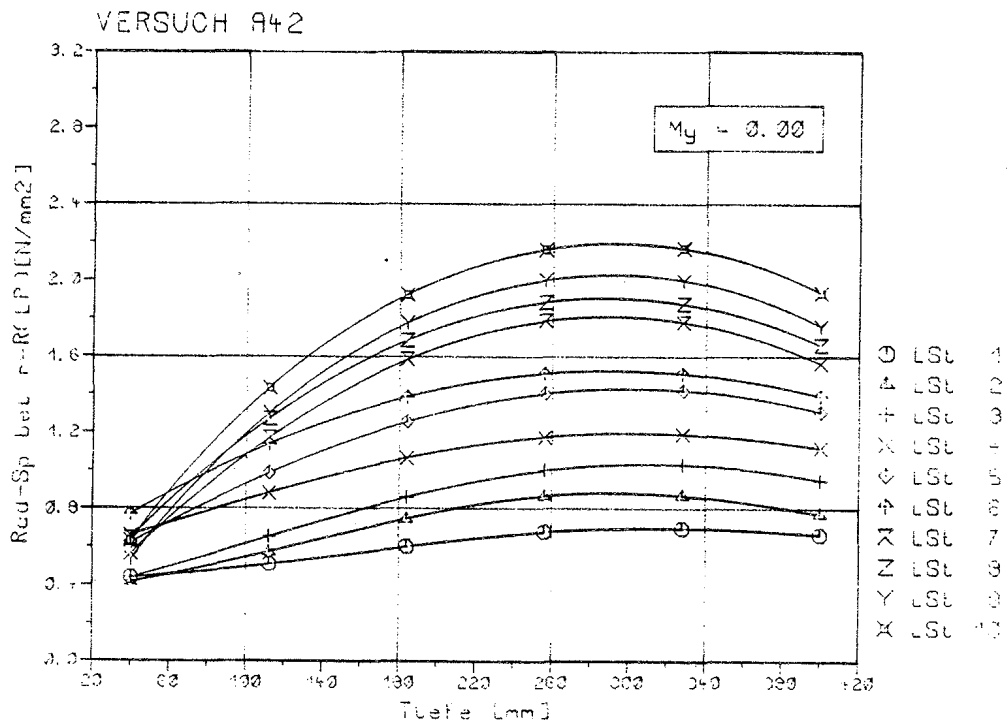
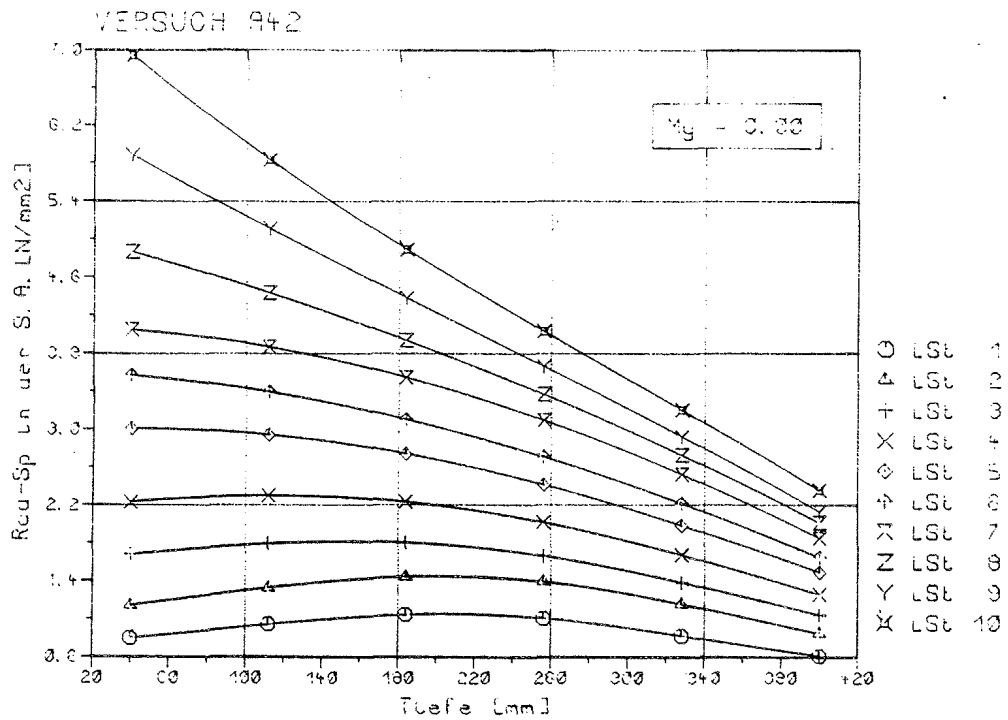


Anlage 244: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Rotationsachse  $\mu = \emptyset$  (Versuche A27 und A48)

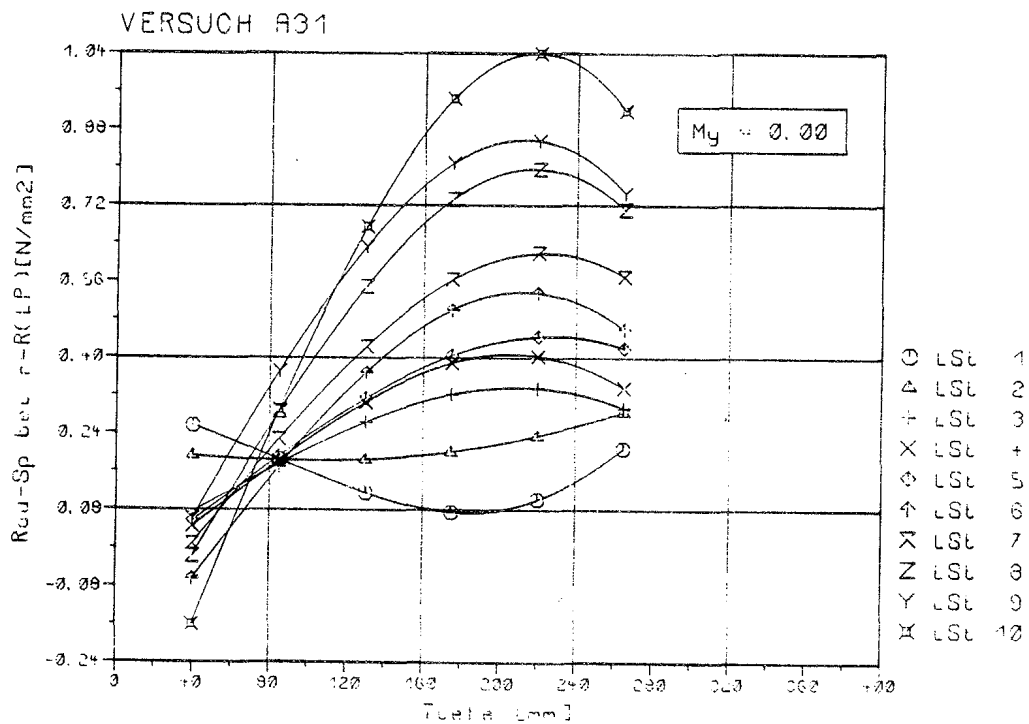
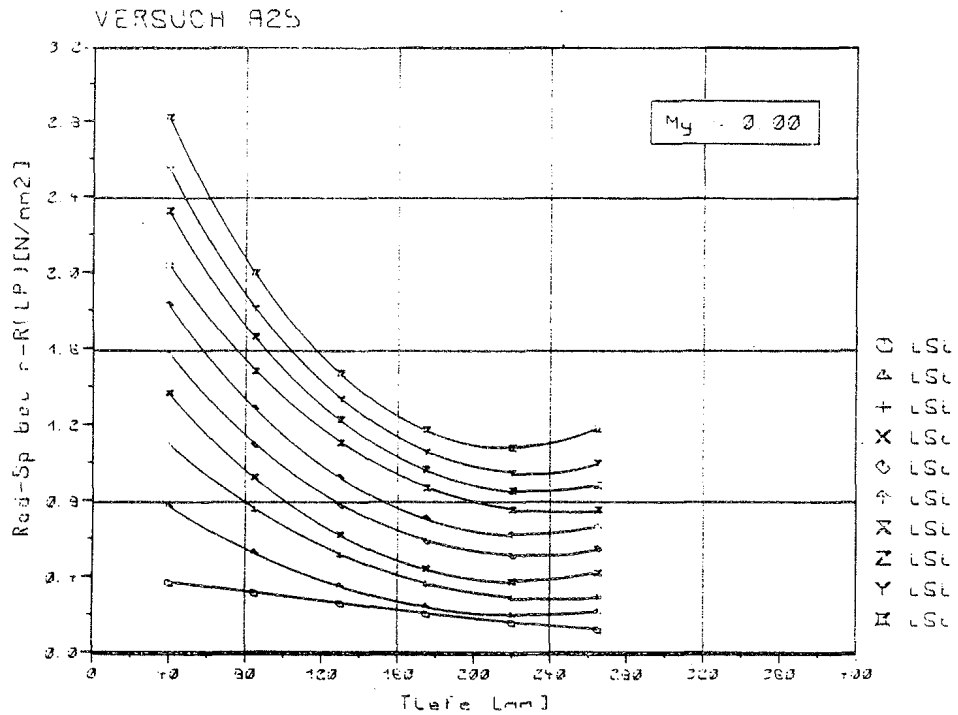




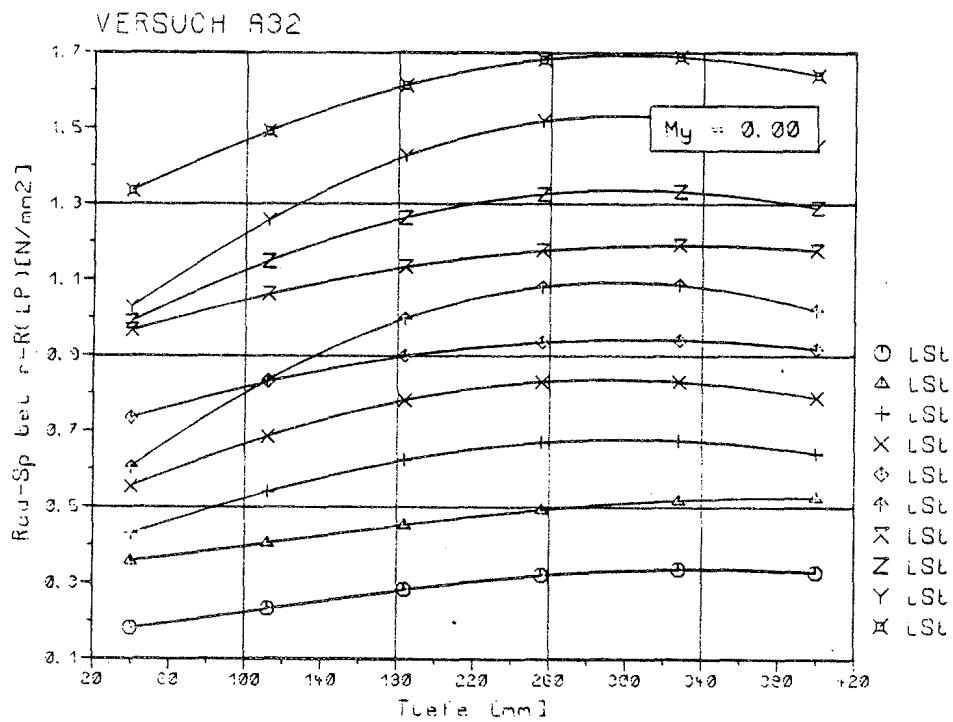
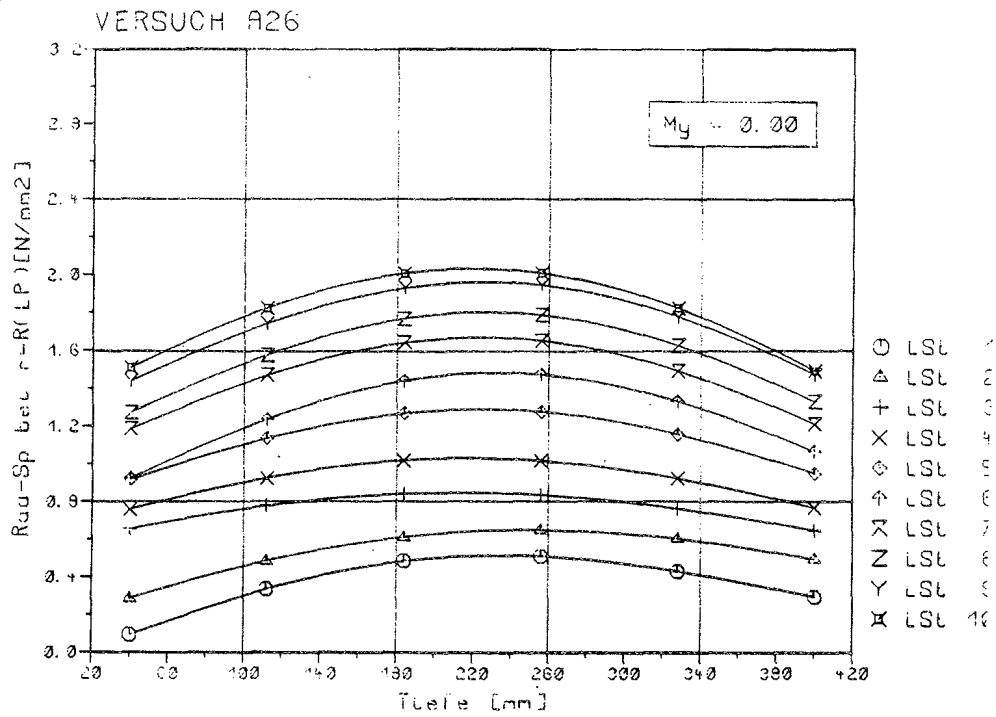
Anlage 245: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Rotationsachse und am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A41)



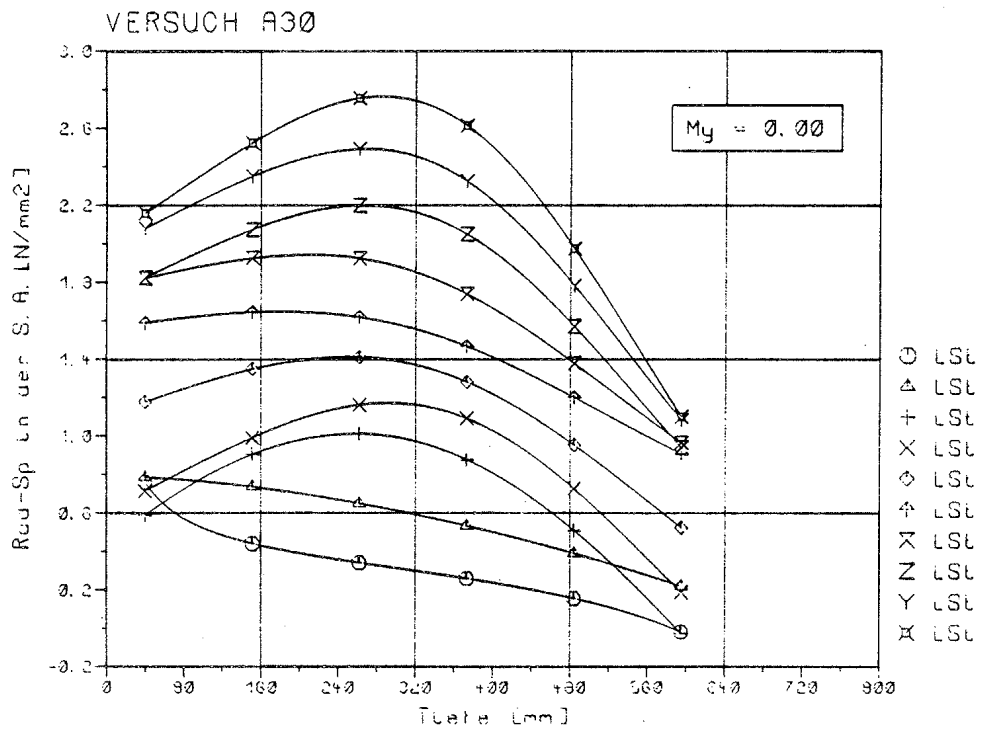
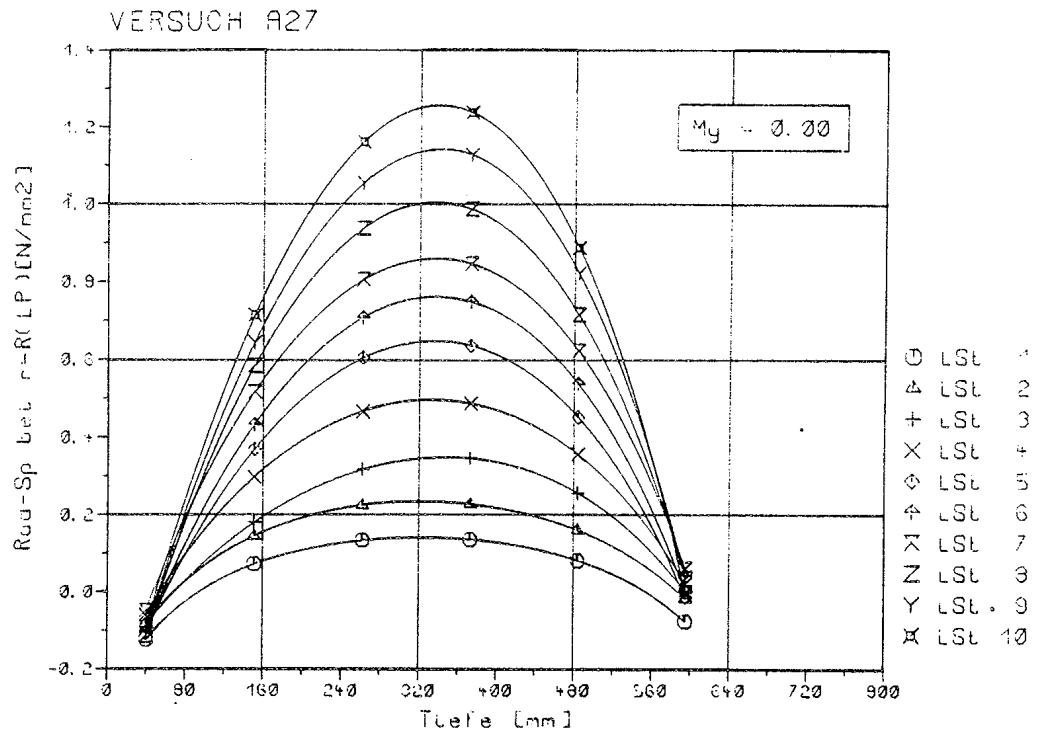
Anlage 246: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast in der Rotationsachse und am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuch A42)



Anlage 247: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A25 und A31)

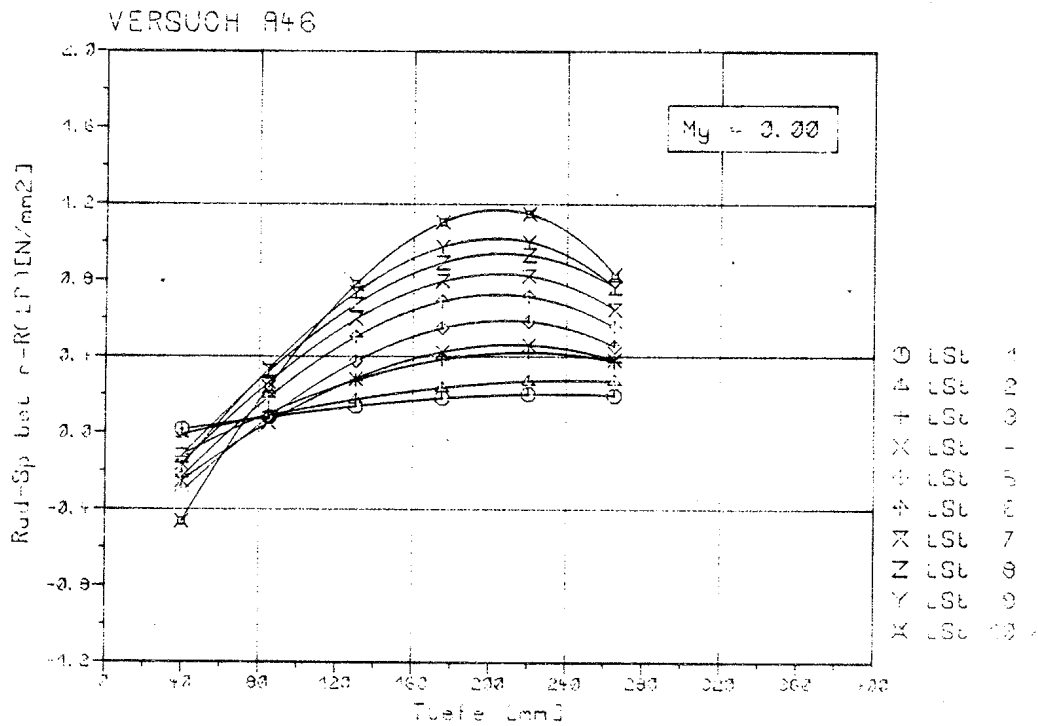
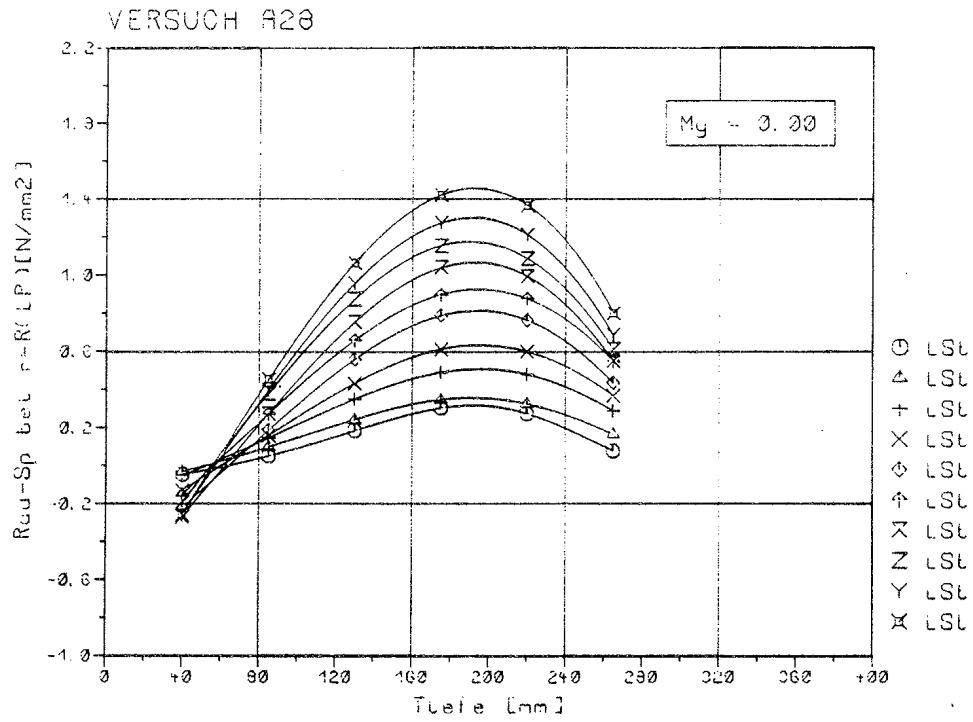


Anlage 248: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast  
am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A26 und A32)

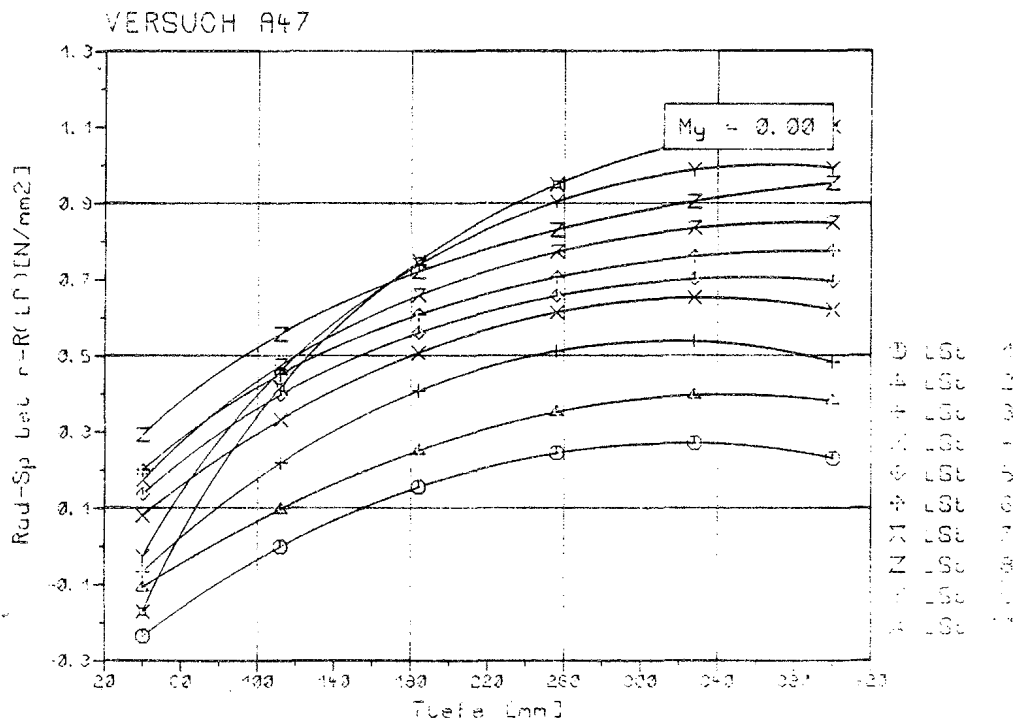
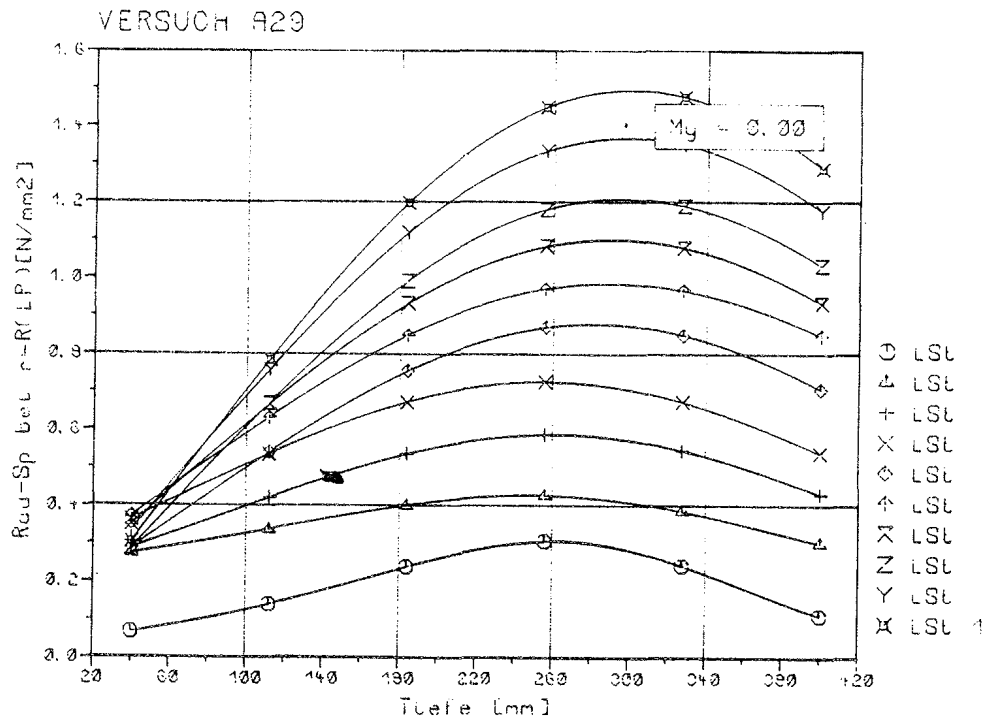


Anlage 249: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A27 und A30)



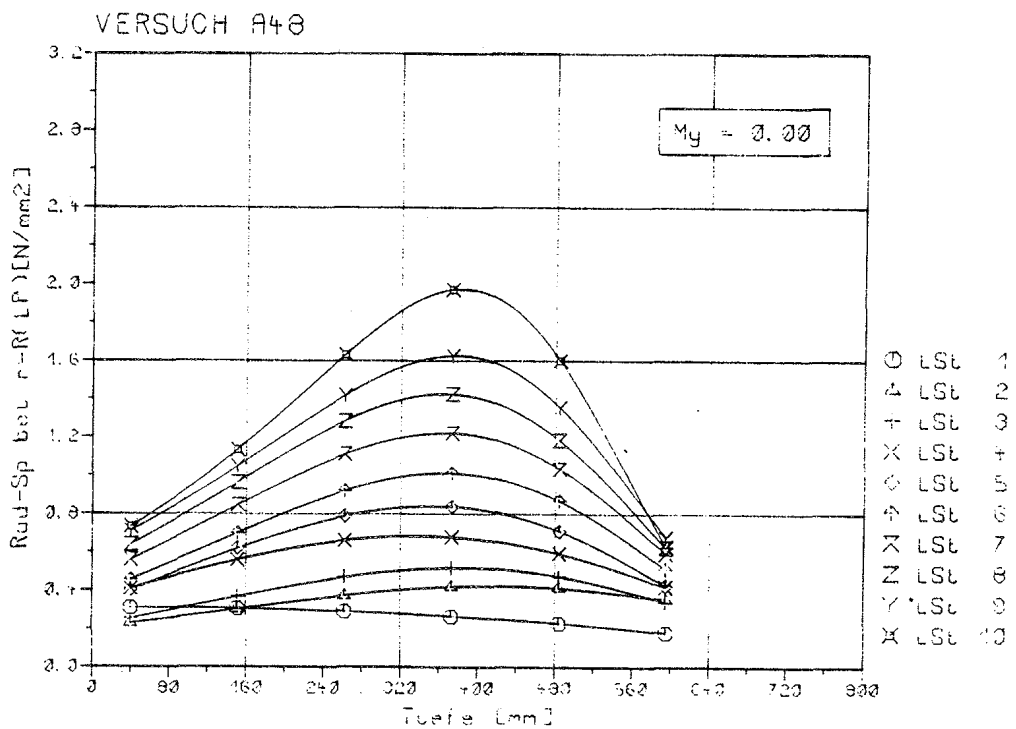
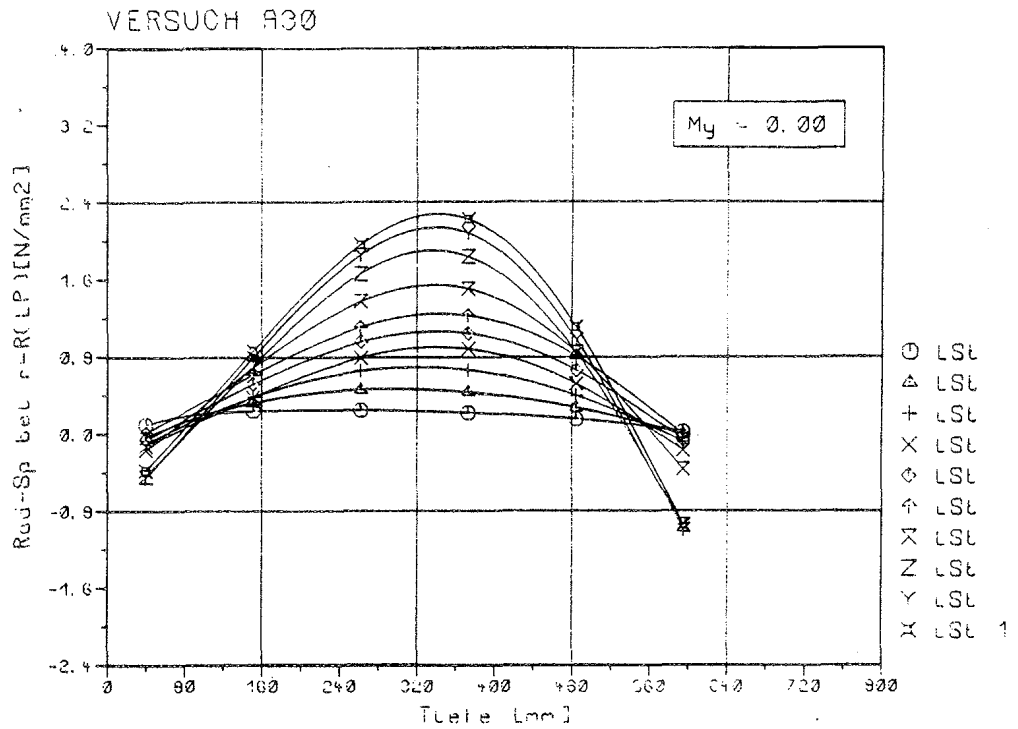


Anlage 251: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A28 und A46)



Anlage 252: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A29 und A47)





Anlage 253: Spaltzugspannungen bis zur rechnerischen Gebrauchslast am Lagerrand für  $\mu = 0$  (Versuche A30 und A48)