

Die Untersuchung zum nichtlinearen
Verhalten von kurzen Stützen unter
Erdbebenbeanspruchung

T 2519

T 2519

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

www.baufachinformation.de

**"Die Untersuchung zum nichtlinearen Verhalten
von kurzen Stützen unter Erdbebenbeanspruchung"**

Abschlußbericht

von

Gert König, Shengwei Tang, Carlos Graham

gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin

Az.: IV 1-5-483/86

Darmstadt, Februar 1993

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. EINFÜHRUNG	1
2. STAND DER TECHNIK BEI KURZEN STÜTZEN	5
2.1 Experimentelle Forschungsarbeit	5
2.2 Rechnerisches Modell für die kurze Stütze	6
3. VERSUCHSREIHE ZUR UNTERSUCHUNG DES VERHALTENS VON KURZEN STÜTZEN	10
3.1 Allgemeines	10
3.2 Versuchprogramm	10
3.3 Versucheinrichtung und -ablauf	13
3.3.1 Dynamische Versuche	13
3.3.1.1 Versuchaufbau	13
3.3.1.2 Horizontale Belastung	17
3.3.1.3 Normalkraft	18
3.3.1.4 Versuchablauf	19
3.3.2 Zyklische-Statische Versuche	20
3.3.2.1 Versuchaufbau	20
3.3.2.2 Horizontale Belastung	22
3.3.2.3 Normalkraft	22
3.3.2.4 Versuchablauf	22
3.4 Messungen	23
3.4.1 Gemessene Größen	23
3.4.2 Meßgeräte	24
3.5 Versuchkörper	24
3.5.1 Geometrie	24
3.5.2 Bewehrung	26
3.5.3 Baustoffe	27
3.5.3.1 Beton	27
3.5.3.2 Stahl	29
3.5.4 Herstellung, Lagerung und Prüfung	30
3.6 Versuchsergebnisse	33

	Seite
4. BERECHNUNGSMETHODE DER TRAGFÄHIGKEIT FÜR EINE GEDRUNGENE STÜTZE	54
4.1 Grundüberlegung für die Modellierung	54
4.2 Das Rechenmodell	56
4.3 Nachrechnung der Experimente mit dem Ziel der Verifikation des Rechenmodells	64
5. ZUSAMMENFASSUNG	76
6. LITERATURVERZEICHNIS	78

ANHANG

	Seite	
I	DOKUMENTATION DER ERGEBNISSE DER EIGENVERSUCHE	I.1
	Versuch E01	I.2
	Versuch E02	I.7
	Versuch E03	I.12
	Versuch E04	I.19
	Versuch E05	I.30
	Versuch E06	I.40
	Versuch E07	I.50
	Versuch E08	I.59
	Versuch E09	I.69
	Versuch E10	I.78
	Versuch E12	I.86
II	TABELLARISCHE UND KURZDARSTELLUNG VON ALLEN VERSUCHSREIHEN ZWISCHEN 1968-1984 MIT DEN WICHTIGSTEN EINFLUSSPARAMETERN	II.1
	II.1 Einführung	II.2
	II.2 Beschreibung der Versuchsreihen	II.3
	II.2.1 Versuche von Yamada und Furui - Serie Nr. 1	II.3
	II.2.2 Versuche von Shimazu und Hirai - Serie Nr. 2	II.5
	II.2.3 Versuche von Kenchiku, Kenkyu und Shiryo - Serie Nr. 3	II.7
	II.2.4 Versuche von Jirsa, Ramirez und Maruyama - Serie Nr. 4	II.9
	II.2.5 Versuche von Jirsa und Woodward - Serie Nr. 5	II.11
	II.2.6 Versuche von Jirsa und Umehara - Serie Nr. 6	II.13
	II.2.7 Versuche von Tanaka, Kaneko und Yashiro - Serie Nr. 7	II.15
	II.2.8 Versuche von Tegos - Serie Nr. 8	II.17
	II.3 Tabellarische Darstellung der Versuche	II.19

1. EINFÜHRUNG

Die Auswertung der Erdbebenschäden der vergangenen zwei Jahrzehnte hat verdeutlicht, daß große Schäden an Gebäuden auf das Versagen gedrungener Stützen zurückzuführen sind. Kurze Stützen, auch gedrungene Stützen genannt, werden häufig in einer Konstruktion verwendet. Die Verwendung ist oft durch architektonische Gründe bedingt.

Gedrungene Stützen treten häufig auch bei Industriegebäude auf, weil Zwischengeschosse eingefügt werden müssen, Sie sind aber auch bei Maschinenfundamenten zu finden, wie zum Beispiel bei Tischkonstruktionen in der Papierindustrie oder bei Kernkraftwerken.

Häufig werden Rahmensysteme mit einer oder mehreren kurzen Stützen als Teile des Tragwerks von Hochbauten angewendet. Einerseits können sie die vertikalen Lasten abtragen, andererseits werden sie innerhalb dieser aussteifenden Rahmen benutzt, um Horizontalkräfte aus Erddruck, Wind oder Erdbeben an das Fundament zu übertragen.

Im allgemein entstehen kurze Stützen in Gebäude als Teil einer Struktur, aber auch dort, wo die freie Länge eines Rahmenstieles durch ausfachendes Mauerwerk verringert wird (Bild 1.1).

Sehr oft konnte man beobachten, daß zur Ausfachung von Skelettbauten Brüstungen aus Mauerwerk verwendet wurden, die die wirksame Länge der Stützen erheblich verkürzten. Die Steifigkeit der Stütze für den Abtrag horizontaler Belastung wird dadurch stark vergrößert. Ganz besonders ungünstig verhält sich ein teilweise ausgefachtes Tragwerk (s. Bild 1.1), bei dem viele weichere freie Stützen infolge der Mitwirkung einer vergleichsweise zu kurzen Stütze wegen ihrer geringen Horizontalsteifigkeit weit weniger als die auf sie zuvor angerechneten Kraftanteile übernehmen; die ungewollt steifen kurzen Stützen übertragen überwiegend die Horizontalkräfte, die dadurch überbeansprucht werden können. Ein typisches Beispiel dafür war der Werkstatteingang der Technischen Schule Ricaldone in San Salvador beim Erdbeben am 10. Oktober 1986.

Bild 1.1 zeigt zwei Stützen mit den gleichen Abmessungen. Die rechte Stütze ohne Anschluß an eine Brüstung konnte sich frei bewegen. Im Gegensatz dazu wurde die linke Stütze durch die Mauerwerksbrüstung versteift und unter der Überbelastung zerstört.



Bild 1.1: San Salvador Erdbeben am 10. Okt. 1986, Vergleich des Verhaltens einer Stütze mit und ohne Mauerwerksbrüstung

Eine kurze Stütze verhält sich unter horizontaler Belastung anders als eine lange Stütze. Das Biegemoment infolge einer horizontalen Last nimmt mit Verkürzung der Stützenlänge ab. Die unverändert hohe Querkraft bildet die Hauptursache des Versagens des Bauteils. Die Biegeverformung ist durch die verkürzte Länge viel stärker unterdrückt als die Schubverformung. Lange, nicht überbewehrte Stützen erreichen ihre Bruchlast, wenn die Biegetragfähigkeit erreicht wird. Dabei entstehen große Biegeverformungen. Die Energieaufzehrung ist deshalb groß. Dagegen tritt das Versagen einer kurzen Stütze infolge einer Kombination von Normal- und Schubbeanspruchung als schiefer Druckbruch auf. Die Schubverformung bis zum Versagen ist gering. Die Energiedissipationsfähigkeit ist klein. Kurze Stützen haben bei der Erdbebenbelastung eine ungünstige Versagensart. Sie sind deshalb bei der Erdbebenauslegung mit größter Sorgfalt zu behandeln.

Sieht man von geringfügigen Abweichungen bei verschiedenen Autoren ab, läßt sich der Begriff "Kurze Stütze" allgemein durch das Verhältnis "a/h" kleiner als 2.5 definieren. Das Verhältnis "a/h" entspricht dem Abstand zwischen Momenten-Nullpunkt und Einspannstelle zur statischen Höhe des Stützenquerschnitts (siehe Bild 1.2).

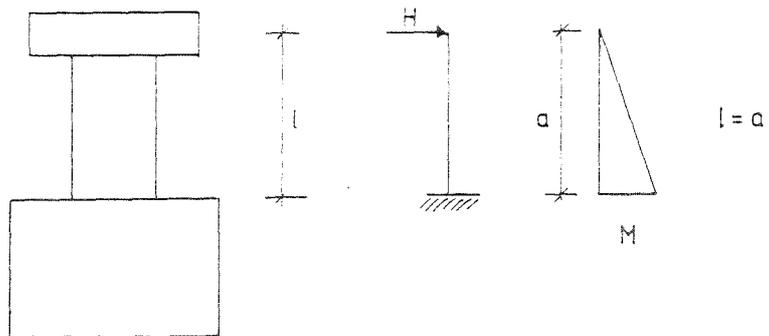
Die Parameter, die den größten Einfluß auf das Verhalten von kurzen Stützen haben, sind: das Verhältnis a/h, die vorhandene Normalkraft (N) und der Längs- (μ_L , μ'_L) und Schubbe-wehrungsgrad (μ_w).

Die bis heute vorliegenden theoretischen Untersuchungen über das Tragverhalten von kurzen Stützen sind entweder umfangreiche und aufwendige Modelle (s. Yamada et. al., Tanaka - Kaneko, usw.), die in der Praxis ohne einen leistungsfähigen Rechner schwer anzuwenden sind, oder aber empirisch ermittelte Formeln (s. Jirsa et. al.), aus denen ein Verständnis für die zum Bruch führenden Mechanismen nicht zu gewinnen ist.

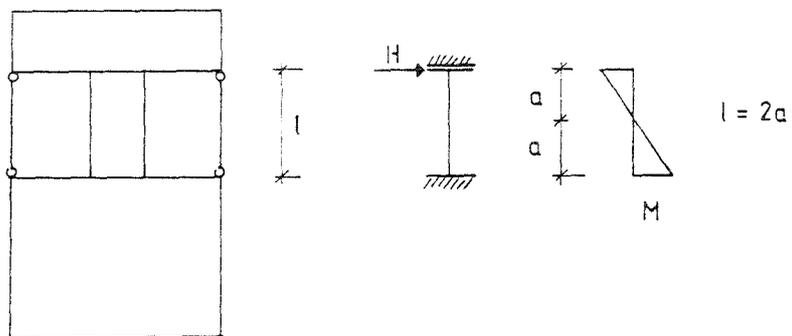
Im Rahmen des Forschungsprojekts "Die Untersuchung zum nichtlinearen Verhalten von kurzen Stützen unter Erdbebenbeanspruchung" soll ein Rechenmodell ausgearbeitet werden, das die Bruchmechanismen einer gedrungener Stütze berücksichtigt und eine Anwendung in der Praxis ermöglicht.

Das Ziel der durchgeführten und nachfolgend beschriebenen Versuche war die Gewinnung von Meßdaten für die Überprüfung und Verbesserung der theoretischen Ansätze.

1. Stütze als Kragarm



2. Stütze mit zweifacher Einspannung



$a =$ Abstand zwischen Momentennullpunkt und Einspannung

Bild 1.2: Begriff "kurze Stütze"

2. STAND DER TECHNIK BEI KURZEN STÜTZEN

Seit Ende sechziger Jahren wird das Problem der kurzen Stütze erforscht. Der Stand der Technik auf diesem Gebiet wird nachfolgend vorgestellt.

2.1 Experimentelle Forschungsarbeiten

Auf das Phänomen der kurzen Stützen hat Yamada [27] bereits 1968 hingewiesen. Er und seine Mitarbeiter haben Versuche mit maßstäblichen Versuchskörpern durchgeführt und dabei den Grenzwert a/h zwischen kurzen und langen Stützen festgelegt. Gleichzeitig haben sie die Tendenzen des Einflusses von Normalkraft, Längs- und Schubbewehrungsgrad auf kurze Stützen zum ersten Mal studiert. Darüberhinaus haben sie theoretische Modelle entwickelt, die das Versagen der kurzen Stützen reproduzierbar machen sollen.

In Japan hat das Forschungs-Institut für Bauwesen vom Ministerium des Bauwesens bis 1978 eine umfangreichen Versuchsreihe mit ein- und zweiachsig belasteten kurzen Stützen veranlaßt und die Ergebnisse ausführlich dokumentiert [9].

Jirsa und seine Mitarbeiter [17] haben seit 1974 in Texas mehrere Versuchsprogramme durchgeführt. Ziel war hauptsächlich die Untersuchung der kurzen Stützen unter zweiachsiger Belastung. Alle Versuche wurden statistisch ausgewertet und empirische Formeln für z.B. die Bruchlasten gewonnen. Außerdem wurde auch das Verhalten der kurzen Stützen unter zweiachsiger Beanspruchung und der Einfluß verschiedener Belastungsgeschichten auf kurze Stützen studiert.

Kaneko, Tanaka et al. [8] haben das Versagen der kurzen Stützen durch Versuche und mit Hilfe eines mathematischen Modelles mit umfangreichen Variablen untersucht. Es konnte gezeigt werden, daß die Verbundeigenschaften der Längsbewehrung einen großen Einfluß auf den Versagensmechanismus haben.

In Anhang II sind die fremden Versuche zwischen 1968-1984 zusammengefaßt.

Aus den Ergebnissen der bisherigen experimentellen Untersuchungen können die Zusammenhänge zwischen den wichtigen Parametern einer kurzen Stütze

- Verhältnis a/h
- Normalkraft
- Längsbewehrung und
- Schubbewehrung

und ihrem Tragverhalten festgestellt werden.

- Das Verhältnis a/h entscheidet sowohl über die Versagensart als auch über die Tragfähigkeit der Stütze. Eine kürzere Stütze hat im Vergleich zur langen eine höhere Tragfähigkeit gegen Querbeanspruchung, jedoch eine spröde Versagensart bzw. kleinere Verformbarkeit. Das duktile Biegeversagen der langen Stütze geht mit verkleinertem a/h -Verhältnis in das Schubdruckversagen über.
- Die Normalkraft beeinflusst die Tragfähigkeit der Stütze besonders bei einer kurzen Stütze nur bescheiden. Eine mäßige Normalkraftbeanspruchung ($N/N_u = 0,4$) führt zu einer maximalen Bruchlast der Stütze.
- Die Längsbewehrung hat deutlichen Einfluß auf die Grenztraglast einer Stütze. Die Grenztraglast wächst unter mäßiger Normalkraft fast proportional zum Längsbewehrungsgehalt. Dieser Einfluß wird jedoch unter höherer Normalkraft abgeschwächt.
- Die Erhöhung der Schubbewehrung bringt nur eine wenig höhere Schubtragfähigkeit der kurzen Stütze. Aber die Grenzverformbarkeit und damit die Energiedissipationsfähigkeit der Stütze wird dadurch deutlich erhöht.

2.2 Rechnerisches Modell für die kurze Stütze

Aus den experimentellen Untersuchungen wurde versucht, rechnerische Modelle für die Beschreibung des Verhaltens einer kurzen Stütze abzuleiten:

a) Das Finite-Element Modell von Yamada und Kurui

Das Modell wurde von Yamada und Kurui 1968 vorgestellt [27]. Der Grundbaustein des Modells ist ein zweidimensionales Element, das die Schubgrenzspannung unter Normalspannung darstellt. Die Beziehung zwischen Schubspannung und Normalspannung im kritischen Zustand wird nach der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung ermittelt.

b) Das Modell der kritischen Spannungspunkte von Yamada und Kawamura

Das Modell wurde von Yamada und Kawamura 1974/75 vorgestellt [28]. In dem Modell wird der Querschnitt einer Stütze in drei Bereiche unterteilt: die beiden Randbereiche mit Beton und Betonstahl (mit zentrisch beanspruchten Druck- und Zugelementen) und einen mittleren ohne Stahl. Die beiden Randbereiche tragen die axiale Beanspruchung infolge der Biegung und der Normalkraft. Dem mittleren Bereich wird die Schubbeanspruchung zugeteilt. Für jeden Bereich wird ein kritischer Spannungspunkt im Spannungs-Dehnungs-Diagramm definiert. Erreicht die Spannung in einem Bereich diesen kritischen Punkt, so versagt der Bereich entsprechend. Für die Bereiche unter axialer Beanspruchung wird eine elasto-plastische Spannungs-Dehnungslinie angenommen. Für die Schubtragfähigkeit wird die Bruchspannungsgrenzlinie im zweiaxialen Spannungszustand benutzt.

c) Fachwerkträgermodell von Yamada

Das Modell (vorgestellt im Jahr 1974) stellt das Tragverhalten einer kurzen Stütze unter Normal- und Querbelastung mit Hilfe eines hochgradig statisch unbestimmten Fachwerks dar. Ein bilineares Spannungs-Dehnungs-Materialgesetz wird für die Stäbe im Fachwerk verwendet. Der Versagensvorgang läßt sich durch das Modell studieren, da die einzelnen Stäbe mit zunehmender Belastung oder anwachsender Zahl der Lastzyklen nacheinander ihre Grenztragfähigkeiten erreichen und damit nicht mehr mittragen.

d) Das Fachwerkmodell von Tanaka und Kaneko [7], [8], [13]

In dem Modell werden drei Versagensmodelle untersucht:

- Schubversagen infolge des Überschreitens der Fließgrenze der Bügelbewehrung im Bereich der Diagonalarisse,
- Zugversagen der Längsbewehrung,
- Druckversagen des Betons am Einspannende der Stütze.

Alle diese Versagensarten werden untersucht. Die kleinste Versagenslast bestimmt die Tragfähigkeit der Stütze.

e) Balkenmodell von Watanade [20]

Watanade hat versucht, mit Hilfe der Kani'schen Balkentheorie das Modell für die kurze Stütze weiterzuentwickeln. In dem Modell kann die Last bis zum Auftreten diagonaler Risse auf Basis der Verbundwirkung der Längsbewehrung und der Schubtragfähigkeit des Betons bestimmt werden. Der Traganteil der Schubbewehrung auf die Schubtragfähigkeit der Stütze wird durch empirische Formel dargestellt.

f) Kombiniertes Fachwerkmodell von Tegos [15]

In seinem Verfahren wird die Tragwirkung der Stütze durch zwei Fachwerke, die zusammen wirken, beschrieben. Das eine Fachwerk setzt vollen Verbund zwischen Längsbewehrung und umgebenden Beton voraus. Das zweite Fachwerk vernachlässigt diese Verbundwirkung. Dadurch wird eine komplizierte Berechnung unter Nutzung eines Verbundmodells vermieden. Die Belastung wird auf die beiden Varianten des Fachwerks verteilt.

Als Ergebnis fordert das Rechenmodell einen Schubbewehrungsgehalt für einen bestimmten Querschnitt, damit die Tragfähigkeit der Stütze gewährleistet werden kann.

g) Das Rechenmodell von Umehara und Jirsa [17]

Dieses verbesserte Modell basiert auf den Bemessungsformeln für den Stahlbeton-Balken nach der ACI-Norm (1977). Die Autoren zeigten, daß das Verhalten eines gedrunenen durchlaufenden Balkens ziemlich ähnlich dem einer kurzen Stütze ist, und daß viele aus dem Fachwerkmodell entwickelte Bemessungsmethoden keine besseren Ergebnisse als die ACI-Norm liefern. Deshalb wird das Rechenmodell auf der Basis der Bemessungsmethode der ACI-Norm unter Berücksichtigung der Eigenschaft eines gedrunenen Balkens entwickelt.

h) Berechnungsverfahren nach Norm-Vorschrift

Die Berechnungsmethoden nach ACI und CEB basieren auf einem Fachwerkmodell. Allerdings werden dort keine besonderen Betrachtungen für kurze Stützen angestellt. Dadurch wird die Schubbewehrungswirkung höher als tatsächlich vorhanden eingeschätzt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Rechenmodelle auf der Basis der FE-Methode, eines Fachwerks oder der Balkentheorie entwickelt wurden. Die meisten Ansätze liefern eine maximale aufnehmbare Belastung, lediglich das Modell von Tegos liefert direkt die erforderliche Bewehrung.

Es werden Vergleichsberechnungen mit den einzelnen Berechnungsverfahren durchgeführt. Ihre Ergebnisse werden mit den Versuchsergebnissen verglichen. Dabei zeigt sich, daß die Tragfähigkeit einer kurzen Stütze unter Erdbeben nach den Normverfahren in den meisten Fällen überschätzt wird. Das Verfahren von Yamada mit den kritischen Spannungspunkten liegt gegenüber den Testdaten auf der sicheren Seite. Andere Modelle wie das Modell von Umehara/Jirsa, Schibata, Watanabe sowie Kaneko/Tanaka führen zu einem unsicheren Ergebnis.

Insgesamt sind die bisherigen Rechenmodelle entweder etwas unsicher oder relativ grob, so daß die Streuung der Modellunsicherheit groß ist.

3. VERSUCHSREIHE ZUR UNTERSUCHUNG DES VERHALTENS VON KURZEN STÜTZEN

3.1 Allgemeines

Da kurze Stützen ihre Bruchlast bereits bei Verformungen erreichen, bei denen lange Stützen noch im elastischen Bereich sind, werden kurze Stützen vor den langen versagen und können so Ausgangspunkt für weitergehende Schäden sein.

Mit den Experimenten soll der Einfluß von Normalkraft, Geometrie und Schubbewehrung auf ein solches Bauteil im Erdbebenfall untersucht werden. Außerdem wird das eigene Rechenmodell dadurch überprüft.

3.2 Versuchsprogramm

Es wurden 12 Versuche mit a/h -Verhältnissen von 1,2; 1,6 und 2,2 durchgeführt. Je Versuch wurden 4 Laststufen (Runs) aufgebracht, so daß der Einfluß von a/h , Normalkraft und Schubbewehrung bei verschiedenen Stufen der Schädigung beobachtet werden konnte.

Es wurden Versuche unter dynamischer Belastung auf dem Erdbebensimulator und unter zyklischer statischer Last auf dem verformungsgesteuerten Prüfstand durchgeführt.

Das Versuchsprogramm und die Belastungsverläufe sind in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm

Ver- such	Art	a/h	N	N/N ₀	Längsbewehrung je Seite		Schub- bewehrung	
					Zahl/Ø	μ _L %	Ø/Abst.	μ _w %
-	-	-	KN	-				
e00	dyn	2.2	0	0	2 Ø25	1.96	8/20cm	0.40
e01	dyn	2.2	0	0	2 Ø25	1.96	10/15cm	0.84
e02	dyn	2.2	200	1/6	2 Ø25	1.96	10/15cm	0.84
e03	dyn	2.2	400	1/3	2 Ø25	1.96	10/15cm	0.84
e04	zykl-st	1.6	0	0	2 Ø20	1.26	10/15cm	0.84
e05	zykl-st	1.6	200	1/6	2 Ø20	1.26	10/15cm	0.84
e06	zykl-st	1.6	400	1/3	2 Ø20	1.26	10/15cm	0.84
e07	zykl-st	1.6	200	1/6	2 Ø20	1.26	10/25cm	0.50
e08	zykl-st	1.6	200	1/6	2 Ø20	1.26	10/10cm	1.26
e09	zykl-st	1.6	200	1/6	2 Ø20	1.26	10/05cm	2.51
e10	zykl-st	1.2	0	0	2 Ø20	2.01	10/15cm	0.84
e11	zykl-st	1.2	200	1/4	2 Ø20	2.01	10/15cm	0.84
e12	zykl-st	1.2	400	1/2	2 Ø20	2.01	10/15cm	0.84

a : Abstand zwischen Momentennullpunkt und Einspannung

h : statische Höhe des Stützenquerschnitts

N : Normalkraft

N₀ : Tragfähigkeit einer zentrisch belasteten Stütze

μ_L : Längsbewehrungsgrad

μ_w : Schubbewehrungsgrad

Tabelle 3.2: Belastungsverläufe

Versuch	Run 0	Run 1	Run 2	Run 3	Run 4	Run 5
e00	-	E d	E d	S d	-	-
e01	-	E d	E d	E d	S d	-
e02	-	E d	E d	S d	-	-
e03	-	E d	E d	E d	S d	S d
e04	E s	E s	E s	E s	S s	-
e05	E s	E s	E s	E s	S s	-
e06	-	E s	E s	E s	S s	-
e07	-	E s	E s	E s	-	-
e08	E s	E s	E s	E s	S s	-
e09	E s	E s	E s	E s	S s	-
e10	E s	E s	E s	S s	-	-
e11	E s	E s	E s	S s	-	-
e12	E s	E s	E s	S s	-	-

E d = El Centro-Verlauf dynamisch
 E s = El Centro-Verlauf zyklisch-statisch
 S d = Sinus-Verlauf dynamisch
 S s = Sinus-Verlauf zyklisch-statisch

3.3 Versuchseinrichtung und -ablauf

3.3.1 Dynamische Versuche

3.3.1.1 Versuchsaufbau

Die Versuche unter dynamischer Belastung wurden mit dem am Institut für Massivbau vorhandenen Erdbebensimulator durchgeführt.

Im Bild 3.1 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Die Tischplatte mit den Abmessungen 2,52 x 1,07 m und einer Masse von ca. 2 Tonnen ist gegenüber dem 40 Tonnen schweren Fundament eindimensional verschiebbar.

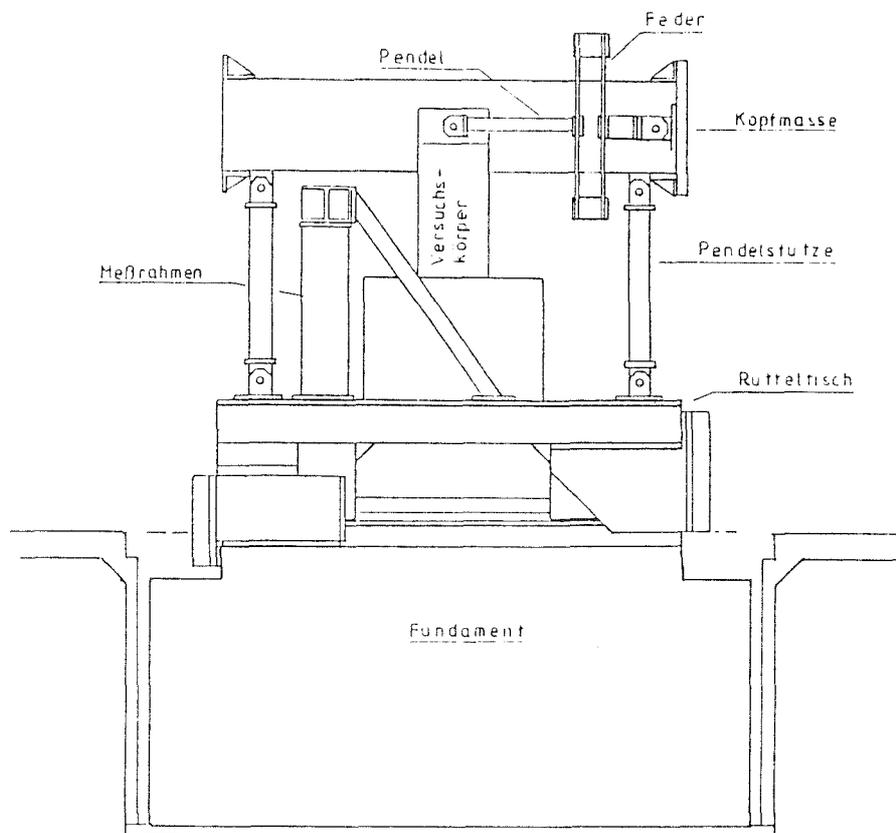


Bild 3.1: Versuchsaufbau für dynamische Versuche

Die Anregung der Tischplatte erfolgt durch einen Hydraulikzylinder, dessen Kolbenstange an der Tischplatte und dessen Zylinderboden am Fundament befestigt sind (s. Bild 3.2).

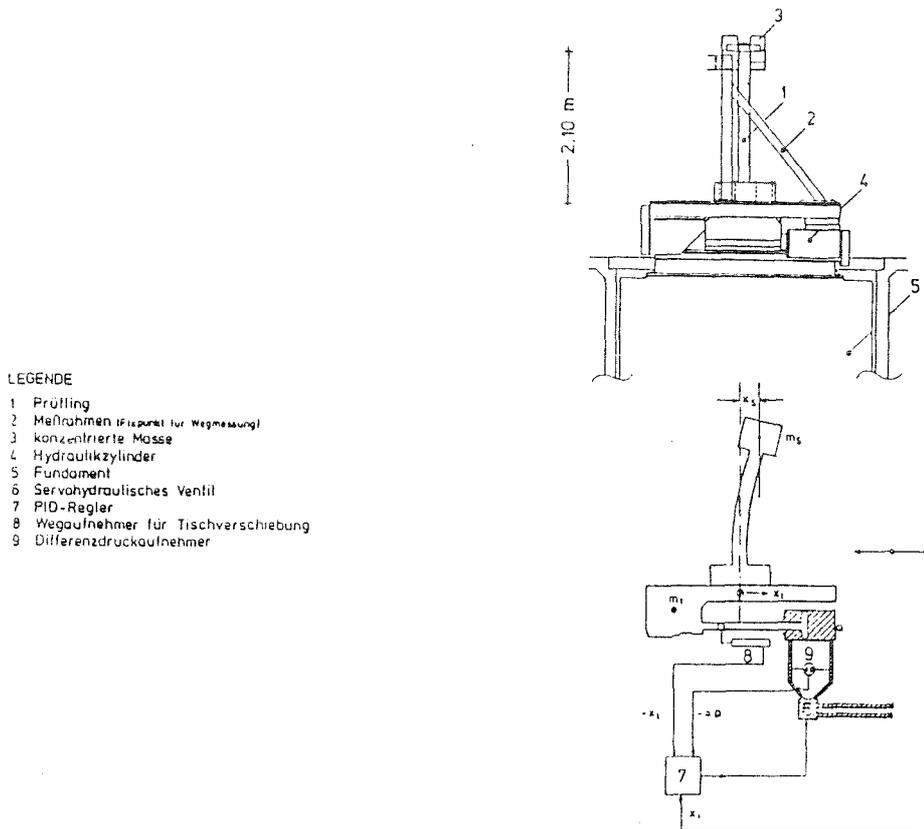


Bild 3.2: Antrieb des Rütteltisches

Daraus ergibt sich ein System mit mehreren Freiheitsgraden, in dem die Massen von Fundament, Tischplatte und Versuchskörper sowie die Steifigkeit von Baugrund, Antriebsmechanik und Versuchskörper zusammenwirken. Bild 3.3 zeigt die Kennlinien des Hydraulikzylinders.

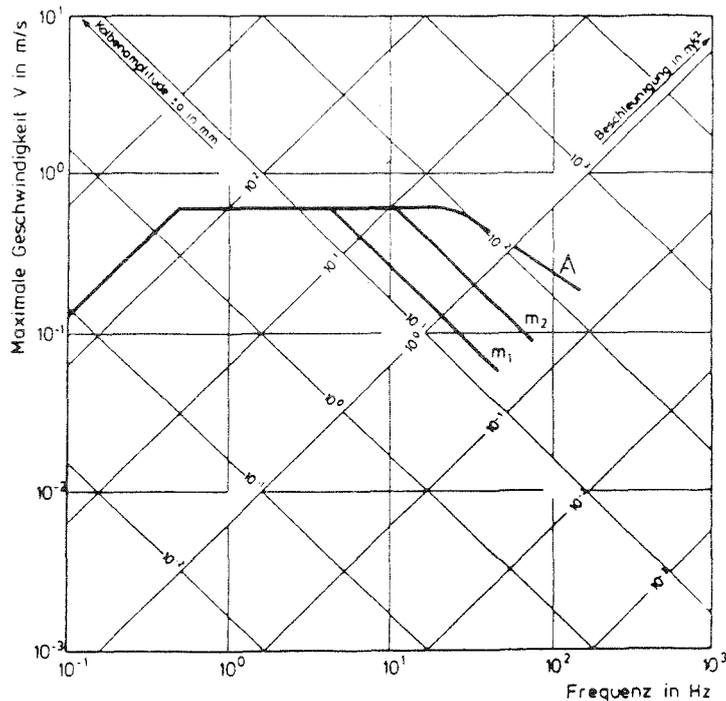


Bild 3.3: Kennlinien des Hydraulikzylinders

In Bild 3.4 ist die Steuerung der hydraulischen Anlage dargestellt. Die Steuersignale zur Simulation bestimmter Erdbebenverläufe werden von einem Computer auf die Steuerung der Hydraulik übertragen. Dabei werden die digitalen Signale des Rechners in einem Digital-Analog-Wandler in Antriebssignale für den Hydraulikzylinder umgewandelt. Durch Messung der Reaktion des Tisches auf das Antriebssignal und Vergleich mit der gewünschten Tischbewegung (Soll-Wert) kann eine iterative Berechnung des Antriebssignals erfolgen.

Auf dem Rütteltisch wird eine Kopfmasse von 7,6 Tonnen montiert, die auf vier Pendelstützen gelagert ist (Bild 3.1). Diese Pendelstützen erlauben eine unbehinderte Bewegung der Masse in der Bewegungsrichtung des Rütteltisches und stützen den Versuchskörper gleichzeitig quer zur Verschiebungsrichtung ab. Die Masse erzeugt unter der Beschleunigung des Rütteltisches die horizontale Last durch ihre Trägheit.

Die Masse wird durch zwei beidseitig gelenkig gelagerte Pendel, die die Horizontalkräfte auf die Stütze übertragen, symmetrisch mit dem Kopf der Stütze verbunden. Die Lager der Pendel können vorgespannt werden, um das Gelenkspiel zu unterdrücken. Zur Messung der Horizontalkräfte sind in den Pendel Kraftmeßdosen eingebaut.

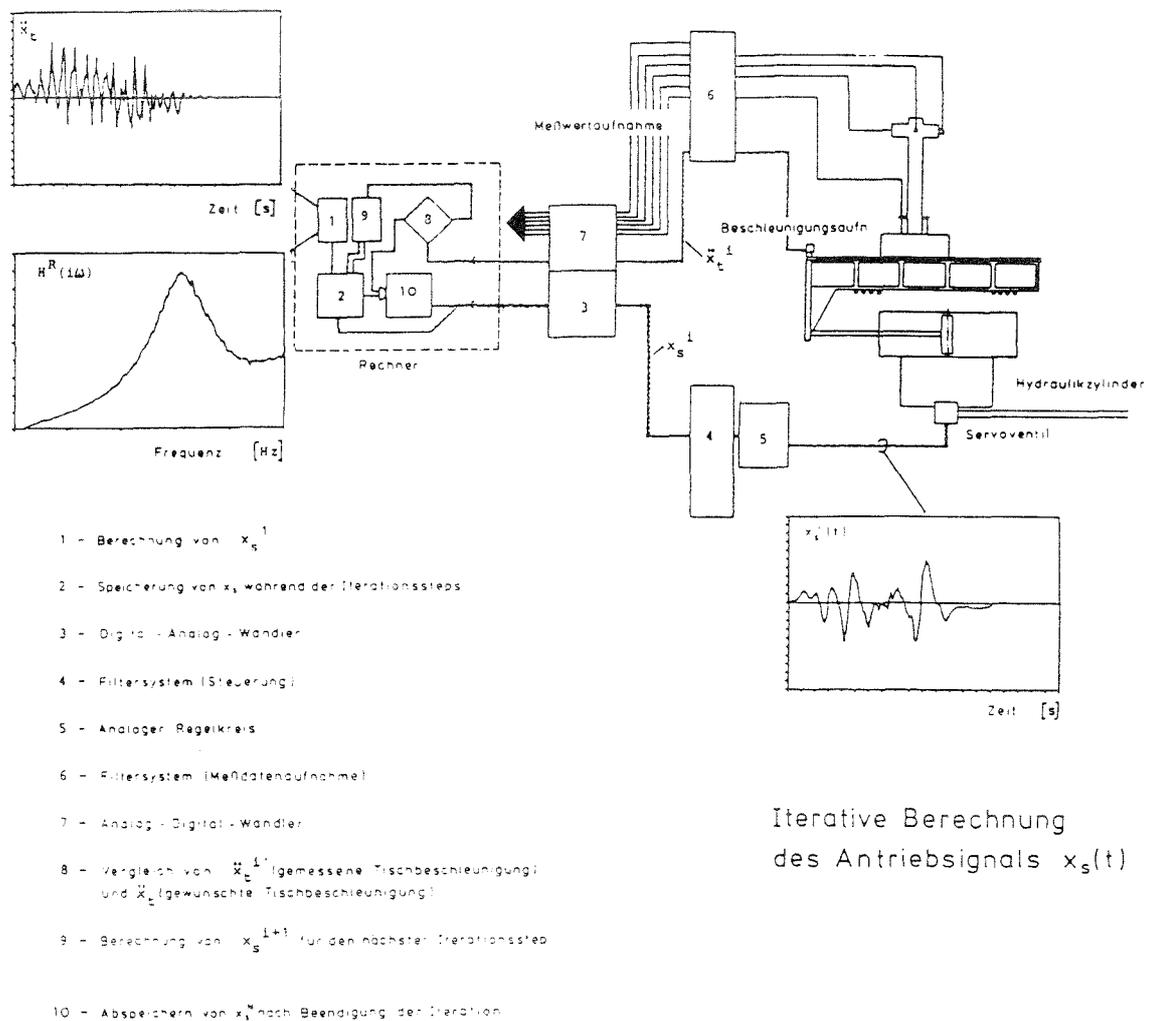


Bild 3.4: Steuerung des Rütteltisches

Die Befestigung des Versuchskörpers auf dem Rütteltisch erfolgt durch Anschrauben des Fundamentblocks des Versuchskörpers auf der Tischplatte mit vorgespannten Stahlstangen.

Zur Befestigung der Wegaufnehmer, mit denen die Relativverschiebungen zwischen Rütteltisch und Versuchskörper gemessen werden, ist auf dem Rütteltisch ein zusätzlicher Meßrahmen montiert. Der Meßrahmen hat außerdem die Aufgabe, im Fall des Versagens des Versuchskörpers die Masse zu stützen.

3.3.1.2 Horizontale Belastung

Bei den dynamischen Versuchen wurde in den ersten 3 Laststufen ein Beschleunigungsverlauf als Belastung aufgebracht, der dem Verlauf des Erdbebens von El-Centro 1940 entsprach. Dieser Verlauf besitzt eine ausgeprägte Starkbebenphase am Anfang und danach eine etwa viermal längere Schwachbebenphase. Bild 3.5 zeigt einen El-Centro-Verlauf mit einer maximalen Beschleunigung von $3,3 \text{ m/s}^2$.

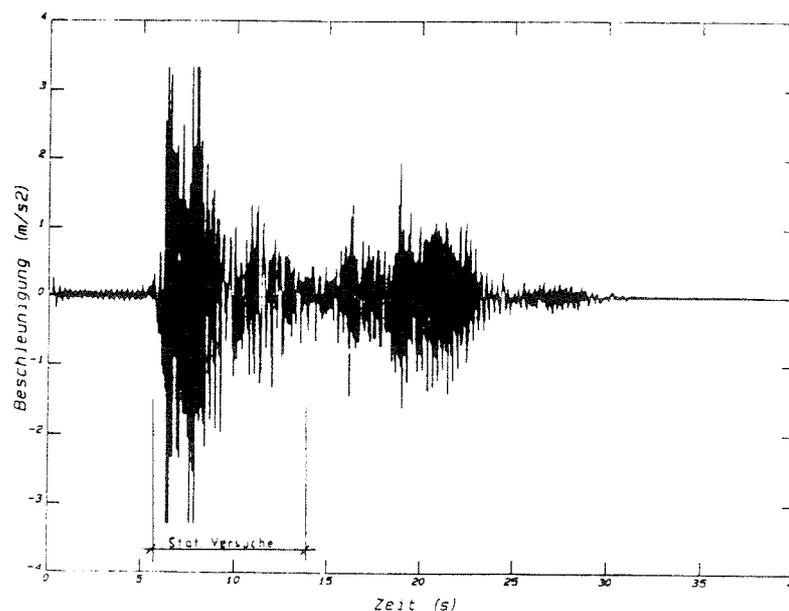


Bild 3.5: Beschleunigungsverlauf des El-Centro-Bebens

In der vierten Laststufe, in der der Versuchskörper versagen sollte, wurde ein sinusförmiges Antriebssignal verwendet, weil die Bruchlast mit einem Sinusverlauf einfacher zu steuern war.

Abweichend hiervon wurden in den Versuchen 00 und 02 nur drei Laststufen, im Versuch 03 fünf Laststufen aufgebracht.

In allen Versuchen wurde die erste Laststufe so ausgelegt, daß die Zugfestigkeit des Betons überschritten wurde, der Stahl aber im linearen Bereich blieb. Dabei bildete sich ein kreuzförmiger Riß, der diagonal über die Stütze vom jeweiligen oberen Zugrand zum unteren Druckrand verlief. Von diesem ersten kreuzförmigen Riß aus entwickelte sich bei der zunehmenden Belastung die Bruchzone. Der Verlauf der größten Risse nach der letzten Laststufe ist für jeden Versuch in der Auswertung, Kapitel 3.6, dargestellt.

3.3.1.3 Normalkraft

Von den je drei Versuchskörpern mit gleichen Abmessungen wurden zwei mit einer Normalkraft von ca. 200 bzw. ca. 400 kN belastet. Die Einleitung der Normalkraft in die Stütze erfolgte durch Vorspannen senkrechter Gewindestäbe seitlich der Stütze, die im Fundamentblock verankert wurden. Im Bild 3.6 ist die Krafteinleitung schematisch dargestellt.

Um die Normalkraft trotz der Verformungen des Versuchskörpers konstant und zentrisch zu halten, wurden zwischen dem Stützenkopf und der Stahlplatte, die als Widerlager diente, Spiralfedern angebracht. Die relativ weichen Federn glichen die mögliche vertikale Kopfverformung ohne nennenswerte Änderung der Vorspannkraft aus.

Zum Einleiten der Normalkraft von ca. 200 kN wurden vier Gewindestäbe und eine Feder (Ein-Feder-Konstruktion), für ca. 400 kN acht Gewindestäbe und zwei Federn (Zwei-Feder-Konstruktion) verwendet. Das Vorspannen der Gewindestäbe erfolgte mit einem bzw. zwei Hydraulikzylindern und einer handbetriebenen Presse. Auf jedem Gewindestab

wurde eine Kraftmeßdose angebracht, die dauernd über den Meßverstärker an den Rechner angeschlossen war.

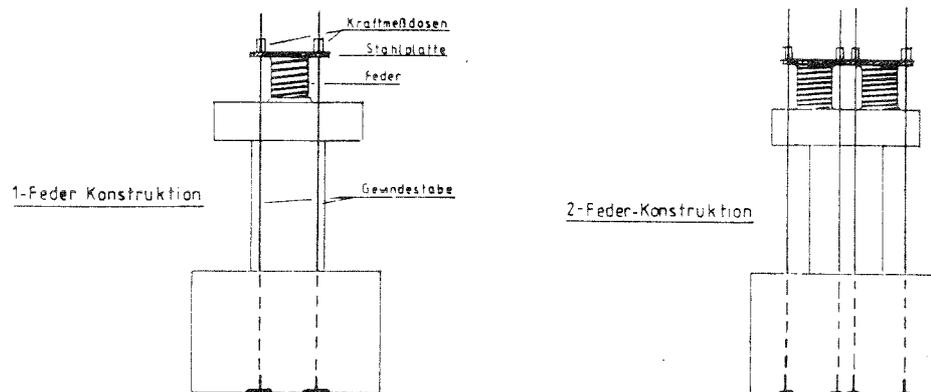


Bild 3.6: Einleitung der Normalkraft

3.3.1.4 Versuchsablauf

Nach der Montage des Versuchskörpers auf dem Rütteltisch und dem Anbringen der Wegaufnehmer zwischen Meßstelle und Meßrahmen wurde am Versuchskörper, soweit es bei den Versuchen erforderlich war, die Normalkraft aufgebracht (s. Tabelle 3.1, Versuchsprogramm). Beim Vorgang des Vorspannens wurde der Verlauf der Normalkraft gemessen und im Rechner aufgezeichnet.

Die Meßkanäle für die übrigen Kraftmeßdosen, die Wegaufnehmer und die Beschleunigungsmesser wurden nach dem Aufbringen der Normalkraft kalibriert.

Nach der Aufbringung der Normalkraft konnte die Berechnung des Antriebssignals für die Steuerung des Rütteltisches erfolgen. Hierzu wurde vom Rechner zu der gewünschten Tischbewegung (Sollwert) ein abgeschwächtes Antriebssignal vorgegeben und die Reaktion des Rütteltisches mit dem Versuchskörper auf dieses Signal gemessen. Die Reaktionen (Istwerte) wurden mit den Sollwerten verglichen, danach wurde das Antriebssignal korrigiert. Der Vorgang wurde solange wiederholt, bis die Tischbeschleunigung mit dem Sollwert übereinstimmte.

Nach der Berechnung des Antriebssignals und der erneuten Kalibrierung der Meßkanäle wurde die erste Laststufe aufgebracht. Die Belastungsdauer betrug jeweils ca. 40 Sekunden. Anschließend wurden die entstandenen Risse markiert und fotografiert. Dieser Ablauf wurde in allen anderen Laststufen wiederholt.

Parallel zu den Versuchen wurden die Prüfungen der Betonproben durchgeführt, so daß die Prüfergebnisse dem Zustand des Betons zum Zeitpunkt des Versuchs entsprechen.

3.3.2 Zyklische-statische Versuche

3.3.2.1 Versuchsaufbau

Der Aufbau des Prüfstands ist im Bild 3.7 als Ansicht und Draufsicht dargestellt.

Die horizontale Belastung auf den Stützenkopf wird durch einen Hydraulikzylinder erzeugt, der in Höhe der Achse des Stützenkopfs angeordnet ist. Dieser Zylinder wird über einen Computer gesteuert. Die Einleitung der Horizontalkraft erfolgt wie bei den dynamischen Versuchen durch gelenkig gelagerte Pendelstangen, die mit dem Stützenkopf verschraubt und an den Hydraulikzylinder angeschlossen werden.

Der Fundamentblock des Versuchskörpers wird am Versuchsstand mit vorgespannten Stahlstäben verschraubt. Entsprechend den dynamischen Versuchen dient die Vorspannung der Stäbe auch hier dazu, Verformungen des Fundamentblocks zu verhindern.

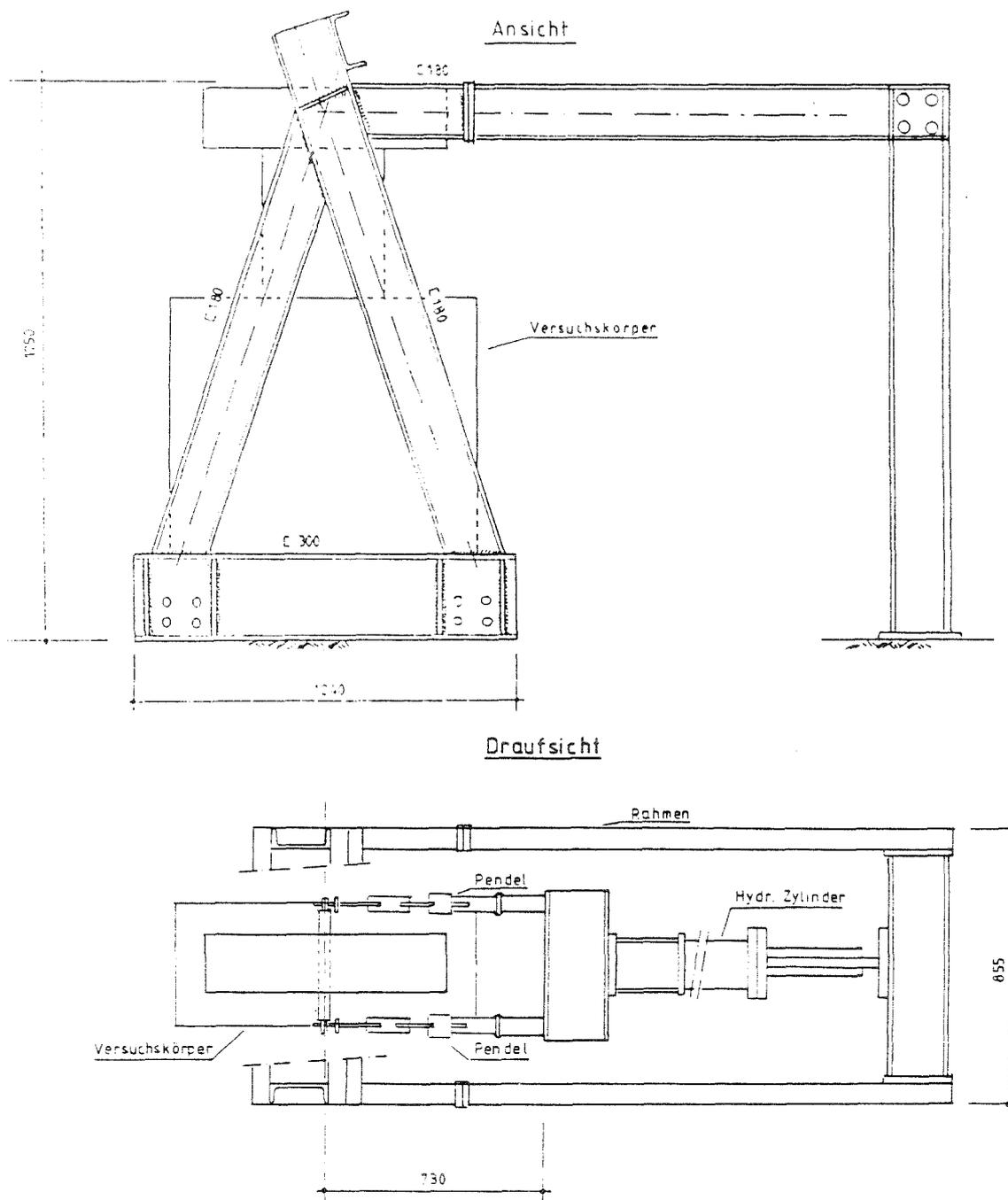


Bild 3.7: Aufbau des Prüfstands für die statischen Versuche

Auch bei den statischen Versuchen wird ein zusätzlicher Meßrahmen montiert, an dem die Wegaufnehmer befestigt werden.

3.3.2.2 Horizontale Belastung

Bei den Versuchen unter zyklischer statischer Last wurde ein Ausschnitt aus dem Verlauf des El-Centro-Bebens als Horizontalkraft aufgebracht.

Der Ausschnitt entspricht der Starkbebenphase des El-Centro-Verlaufs und hat bei normaler Belastungsgeschwindigkeit eine Dauer von 8 Sekunden. Die Geschwindigkeit der Bewegung wurde 100fach verlangsamt.

Die maximale Druckkraft, die der Hydraulikzylinder erzeugen konnte, betrug 240 kN, die maximale Zugkraft 180 kN. Damit ergaben sich bei der Maximallast größere Horizontalkräfte und Verschiebungen als bei den dynamischen Versuchen.

Wie bei den dynamischen Versuchen wurden 4 Laststufen aufgebracht, wobei in der ersten die Betonzugfestigkeit überschritten wurde und in der letzten der Versuchskörper zu Bruch gefahren wurde.

3.3.2.3 Normalkraft

Bei den statischen Versuchen wurde die Normalkraft mit dem gleichen Verfahren auf die Stütze aufgebracht, wie bei den dynamischen Versuchen.

3.3.2.4 Versuchsablauf

Der Ablauf der Versuche entsprach den dynamischen Versuchen. Es wurden 4 Laststufen mit zunehmender Horizontalkraft aufgebracht.

Mit Ausnahme der Beschleunigungen wurden auch die gleichen Meßwerte aufgenommen.

3.4 Messungen

3.4.1 Gemessene Größen

Es wurden die nachfolgend aufgezählten Messungen durchgeführt. In Anhang I ist die Anordnung der Meßgeräte schematisch dargestellt.

Horizontalkraft: In den Pendeln, die zur Krafteinleitung mit dem Stützenkopf verschraubt wurden, waren Kraftmeßdosen zur Messung der Horizontalkraft eingebaut.

Vertikalkraft: Bei den Versuchen mit Normalkraft wurden die vertikalen Kräfte durch die Kraftmeßdosen, die an den Spannstäben angebracht waren, gemessen.

Horizontalverschiebung: In allen Versuchen wurden die horizontalen Verschiebungen in der Belastungsrichtung auf beiden Seiten des Stützenkopfs, in der halben Stützenhöhe und in den Viertelpunkten der Stützenhöhe sowie an der Oberkante des Fundamentblocks gemessen. Alle gemessenen Werte waren Relativverschiebungen zwischen Rütteltisch bzw. Verformungsprüfstand und Versuchskörper.

Vertikalverschiebungen: Die Verschiebungen beidseitig am Punkt der Krafteinleitung sowie am Rand der Stirnseite des Kopfs und die Relativverschiebung zwischen den Stirnseiten der Stütze und der Unterkante des Stützenkopfs wurden gemessen. Da die Vertikalverschiebungen beidseitig gemessen wurden, konnte aus diesen Verschiebungen die Verdrehung berechnet werden. An den Stirnseiten der Stütze wurde außerdem die vertikale Relativverschiebung zwischen Stütze und Fundament gemessen.

Dehnungen: An den Stützenseiten (Nord bzw. Süd) wurden teilweise diagonal oder horizontal die Dehnungen der Stütze über 10-15 cm gemessen. Diese Dehnungen sollen die Summe der aufgetretenen Rißbreiten in den o.g. Längen wiedergeben.

Beschleunigungen: Bei den dynamischen Versuchen auf dem Rütteltisch wurden die Tischbeschleunigung und die Beschleunigung der Kopfmasse gemessen.

3.4.2 Meßgeräte

Zur Erfassung der Meßwerte wurden folgende Geräte verwendet:

- a) Beschleunigungsmesser (BM)
- b) Wegaufnehmer: HBM W2, W5, W10, W50, W100. Die Zahl bezeichnet den Meßbereich in mm des Wegaufnehmers.
- c) Kraftmeßdosen (KMD) mit einem Meßbereich von +/- 200 kN
- d) Meßverstärker: HBM 3073
- e) Rechner: IBM - kompatibler PC mit AD -Wandler

3.5 Versuchskörper

3.5.1 Geometrie

Die Versuchskörper bestehen aus einem Fundamentblock, der eigentlichen Stütze und einem Kopfteil.

Um einen Vergleich der Versuchsergebnisse unabhängig von Breite und statischer Höhe des Querschnitts machen zu können, hatten die Versuchskörper 1 bis 3 den gleichen Stützenquerschnitt von 12,5 x 40 cm.

Da bei diesen Versuchen der Kopf der Stütze frei drehbar und verschiebbar war, ergab sich als statisches System ein einseitig eingespannter Kragarm, dessen Momentennullpunkt am freien Ende lag. Gemäß der Definition einer "kurzen Stütze" in Kapitel 1 Abb. 2 ergeben sich damit Verhältnisse a/h bei Stützenlängen von 80 cm zwischen Fundament und der Mitte des Stützenkopfes von ca. 2.

Bei den Versuchen 4 bis 9 betrug der Stützenquerschnitt 12,5 x 40 cm und die Höhe 60 cm und deswegen haben die Stützen eine a/h -Verhältnis von ca. 1,5. Bei den Versuchskörpern 10 bis 12 wurde die Kopfverdrehung der Stütze durch die vertikalen Stahlpendel zwischen Fundament und Kopf des Versuchskörpers verhindert. Damit ergab sich als statisches System ein beidseitig eingespannter Stab, dessen Momentennullpunkt bei einer Verschiebung des Stützenkopfes in der Mitte lag. Bei einem Querschnitt von 12,5 x 25 und einer Stützenlänge von 50 cm zwischen den Einspannstellen ergaben sich daraus die Verhältnisse a/h von ca. 1.

Die wichtigsten Abmessungen der Versuchskörper sind in Bild 3.8 zusammengefaßt.

Versuch 1 bis 3

Versuch 4 bis 9

Versuch 10 bis 12

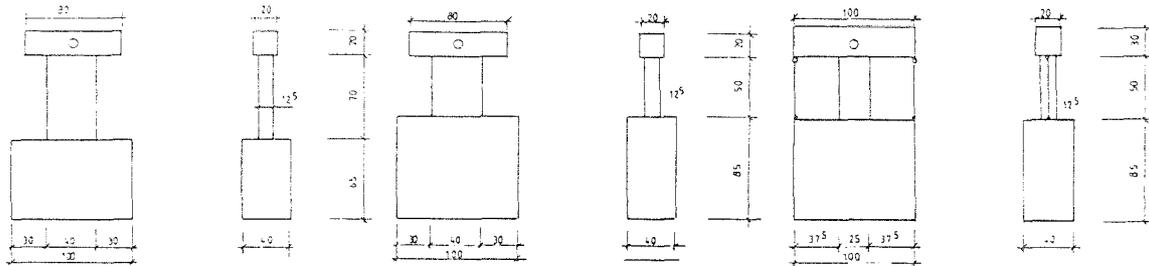


Bild 3.8: Abmessungen der Versuchskörper

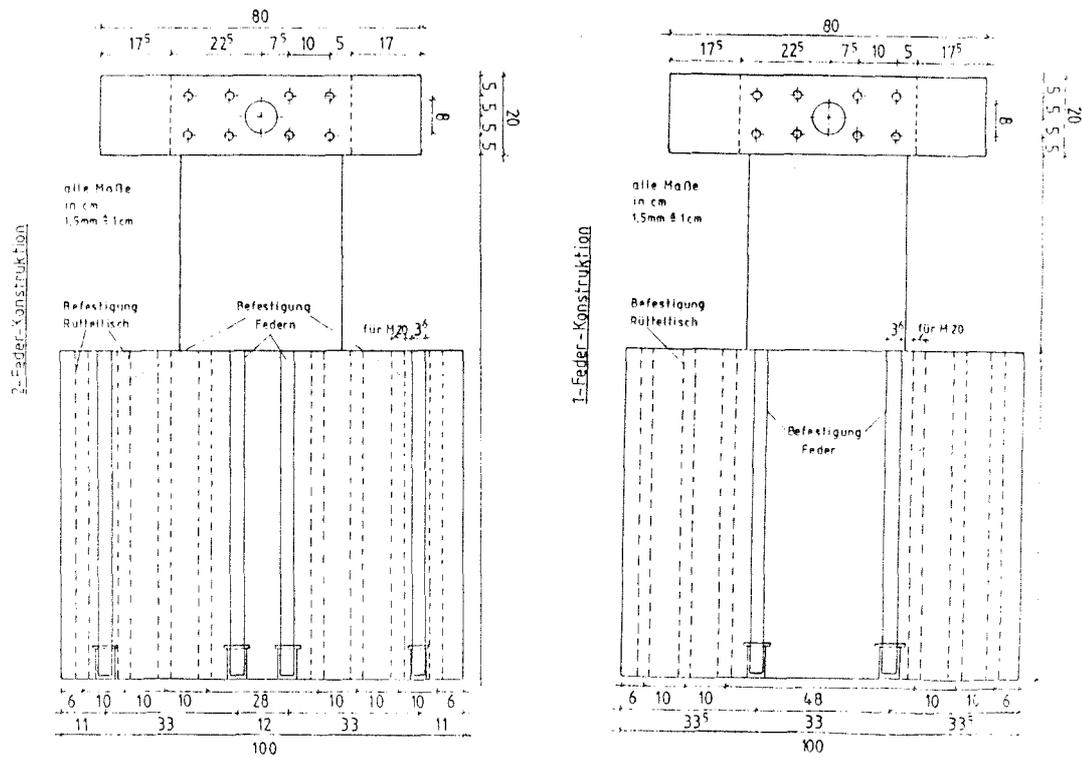


Bild 3.9 Befestigung der Versuchskörper

Für die Einleitung der Horizontalkraft wurde im Stützenkopf ein Bolzen mit beidseitigen Gewinden eingebaut, an dem die Pendel angeschraubt wurden. Der Bereich um den Bolzen wurde durch Stahlplatten von 20 x 50 cm und 8 Gewindestäbe quer zur Richtung der Horizontalkraft vorgespannt (s. Bild 3.9).

3.5.2 Bewehrung

In den Versuchen 1 bis 3 bestand die Längsbewehrung aus 4 Stäben mit 25 mm Durchmesser, in den übrigen Versuchen aus 4 Stäben mit 20 mm Durchmesser.

Die Längsbewehrung war so dimensioniert, daß kein Stahlversagen zu erwarten war. Die Bemessung erfolgte genauso, als ob es eine "lange" Stütze wäre, d.h. auf Biegung.

Die Schubbewehrung des Versuchskörpers 0 bestand aus Bügeln mit 8 mm Durchmesser und 20 cm Abstand. In den Versuchskörpern 1 bis 6 und 10 bis 12 hatten die Bügel 10 mm Durchmesser und 15 cm Abstand. Bei den Versuchskörpern 7 bis 9 hatten die Bügel 10 mm Durchmesser und der Abstand zwischen den Bügeln wurde von 25 cm über 10 cm bis auf 5 cm variiert.

Für die Bewehrung von Fundament und Stützenkopf wurden Stäbe mit 10, 12 und 16 mm Durchmesser verwendet. Die Längsbewehrung auf der Schmalseite der Stütze wurde auf eine Stahlankerplatte am Stützenkopf geschweißt, ansonsten wurden an der Bewehrung keine Schweißungen vorgenommen.

Die Bewehrung der Stützen ist in Tabelle 3.3 zusammengefaßt.

Bei allen Versuchskörpern betrug die Betondeckung 2 cm.

Tabelle 3.3: Bewehrung der Stützen

Versuch	Länge	Längsbewehrung (Total)		Schbbewehrung (Bügel)	Querschnitt Stütze
		cm ²	Zahl/ Ø	Ø / Abst.	cm ²
e00	0.8	19.6	4 Ø 25	08/20 cm	40 x 12.5
e01	0.8	19.6	4 Ø 25	10/15 cm	40 x 12.5
e02	0.8	19.6	4 Ø 25	10/15 cm	40 x 12.5
e03	0.8	19.6	4 Ø 25	10/15 cm	40 x 12.5
e04	0.6	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	40 x 12.5
e05	0.6	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	40 x 12.5
e06	0.6	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	40 x 12.5
e07	0.6	12.6	4 Ø 20	10/25 cm	40 x 12.5
e08	0.6	12.6	4 Ø 20	10/10 cm	40 x 12.5
e09	0.6	12.6	4 Ø 20	10/05 cm	40 x 12.5
e10	0.5	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	25 x 12.5
e11	0.5	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	25 x 12.5
e12	0.5	12.6	4 Ø 20	10/15 cm	25 x 12.5

3.5.3 Baustoffe

3.5.3.1 Beton

Die wichtigsten Faktoren wie Mischungsverhältnis, Wasser-Zement-Wert, Ausbreitmaß und Festigkeiten sind in Tabelle 3.4 dargestellt. Die Korngrößen des Zuschlags betragen 0/16 mm. Dem Beton wurden keine chemischen Zusatzmitteln zugegeben.

Tabelle 3.4: Betondaten

Ver- such	Mischungs- verhältnis	W/Z	Aus breitm.	Alter	P _u	β _{wm}
-	--	--	cm	Tage	KN	N/mm ²
e00	1.0:9.48:0.92	0.92	38.5	94	882	20.70
e01	1.0:6.56:0.66	0.66	36.0	55	1930	46.75
e02	1.0:6.56:0.66	0.66	39.5	37	1678	40.64
e03	1.0:6.56:0.66	0.66	39.5	35	1629	41.58
e04	1.0:8.70:0.85	0.85	39.5	52	1170	27.96
e05	1.0:8.13:0.80	0.80	39.0	43	1257	31.25
e06	1.0:8.70:0.85	0.85	39.0	33	1067	26.80
e07	1.0:8.70:0.85	0.85	41.0	74	1063	27.16
e08	1.0:8.70:0.85	0.85	41.5	69	1123	26.64
e09	1.0:8.70:0.85	0.85	42.0	98	1351	32.96
e10	1.0:8.70:0.85	0.85	39.0	116	1281	30.60
e11	1.0:8.70:0.85	0.85	39.5	52	1232	30.50
e12	1.0:8.70:0.85	0.85	38.0	136	1483	35.79

Mischungsverhältnis: Zement:Zuschlag:Wasser

Bruchlast P_u : Mittelwert aus Druckversuchen mit
Würfel 20x20 cm

Druckfestigkeit β_{wm}: Mittelwert der Druckfestigkeit aus
20er Würfel, Umrechnungen 15er
Würfel und 15er Zylinder
(s. Tabelle 3.8)

3.5.3.2 Stahl

Für die Bewehrung der Versuchskörper wurde Betonstahl IV verwendet.

Am Institut wurden Zugversuche an Stäben mit Durchmesser 10, 12, 16 und 20 mm durchgeführt. Dabei ergab sich als Mittelwert der Fließspannung $540,2 \text{ MN/m}^2$, als Mittelwert der Bruchspannung $675,7 \text{ MN/m}^2$.

Die Ergebnisse der Stahlversuche sind in Tabelle 3.5 zusammengefaßt.

Tabelle 3.5: Ergebnisse der Stahlversuche (Versuche 1-3)

Durchmesser	P_s	P_z	β_s	β_z
mm	KN	KN	MN/m^2	MN/m^2
10	35.68	47.30	709.3	940.4
12	32.90	67.10	468.1	593.8
16	92.83	118.50	461.8	589.6
20	163.80	181.50	521.5	578.8

Mittelwert aller Zugversuche: $\beta_{sm} = 540.2 \text{ MN/m}^2$
 $\beta_{zm} = 675.7 \text{ MN/m}^2$

P_s : Fließlast
 P_z : Bruchlast
 β_s : Fließspannung
 β_z : Bruchspannung

3.5.4 Herstellung, Lagerung und Prüfung des Versuchskörpers

Die Versuchskörper wurden liegend in eine Holzschalung betoniert, wodurch eine gute Verdichtung bei geringer Rütteltiefe gewährleistet war.

Die Ausschalfrist betrug 4 Tage. Es wurde keine besondere Nachbehandlung durchgeführt.

Die Herstellungs-, Versuchs- und Prüfdaten sind in Tabelle 3.6 zusammengestellt.

Tabelle 3.6: Herstellungs-, Versuchs- und Prüftag

Versuch	Betoniertag	Versuchtag	Prüftag
e00	02.09.86	05.12.86	05.12.86
e01	09.01.87	04.03.87	04.03.87
e02	17.02.87	26.03.87	26.03.87
e03	27.02.87	03.04.87	03.04.87
e04	16.03.87	07.05.87	06.05.87
e05	24.03.87	11.05.87	11.05.87
e06	15.04.87	15.05.87	11.05.87
e07	14.05.87	27.07.87	27.07.87
e08	26.05.87	03.08.87	03.08.87
e09	19.06.87	25.09.87	25.09.87
e10	28.09.87	20.01.88	20.01.88
e11	19.01.88	08.03.88	09.03.88
e12	14.10.87	26.01.88	26.01.88

Beim Betonieren jedes Versuchskörpers wurden mindestens 6 Probewürfel 20 x 20 cm, 3 Würfel 15 x 15 cm und 6 Zylinder 15 x 30 cm hergestellt.

Mit den Würfeln wurden lastgesteuerte Druckversuche unternommen, mit je 3 Zylindern verformungsgesteuerte Druckversuche, wie am Beispiel vom Zylinder 11 des Versuchs 02 in Bild 3.10 zu sehen ist.

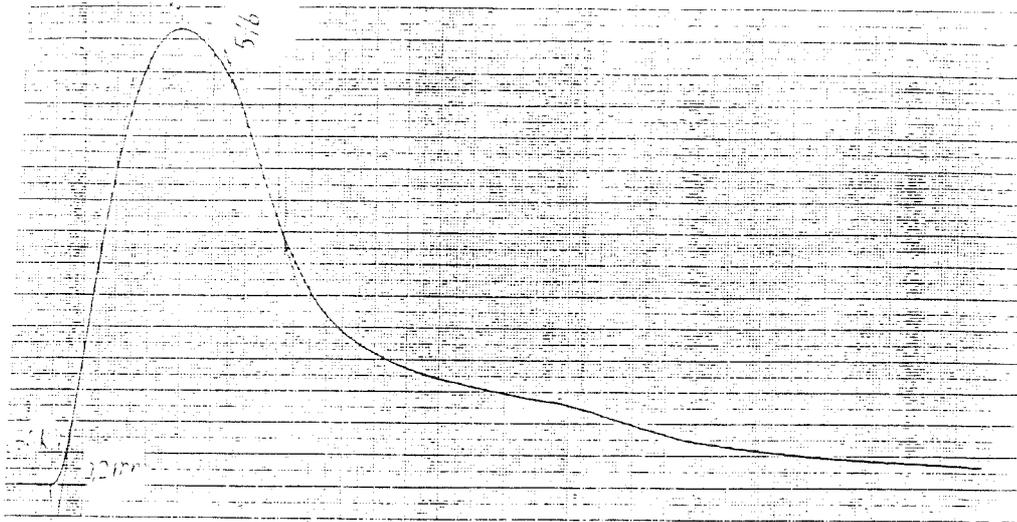


Bild 3.10: Betondruckfestigkeitsprüfung

Mit den übrigen 3 Zylindern wurden zentrische Zugversuche durchgeführt, wie am Beispiel vom Zylinder 5, 8 u. 6 des Versuchs 02 in Bild 3.11 zu sehen ist.

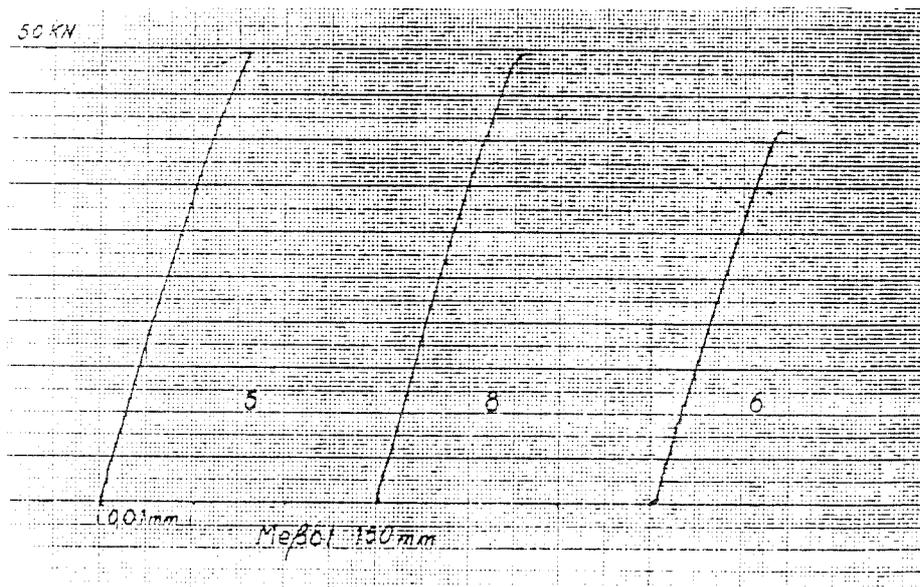


Bild 3.11: Betonzugfestigkeitsprüfung

Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Tabelle 3.7 zusammengestellt.

Tabelle 3.7: Ergebnisse der Betonversuche

Ver- such	β_{w200}	β_{w150}	β_{w150}^*	β_{zyl}	β_{zyl}^*	β_{wm}	β_{zm}
	N/mm ²						
e00	22.05	21.78	20.68	14.77	18.47	20.70	1.77
e01	48.25	51.85	49.26	33.39	41.74	46.75	3.28
e02	41.42	42.96	40.81	31.14	38.93	40.64	2.65
e03	40.72	42.67	40.54	34.92	43.65	41.58	3.24
e04	29.25	29.48	28.01	20.28	25.35	27.96	2.37
e05	31.42	33.11	31.45	24.55	30.70	31.25	2.73
e06	26.68	29.93	28.43	20.35	25.44	26.80	2.67
e07	26.57	30.52	28.99	21.37	26.71	27.16	2.49
e08	28.07	28.44	27.01	18.35	22.94	26.64	2.23
e09	33.79	35.78	33.99	24.88	31.1	32.96	2.26
e10	32.03	33.33	31.67	22.48	28.1	30.60	2.33
e11	30.81	32.74	31.09	23.67	29.59	30.50	2.61
e12	35.72	38.82	36.88	27.82	34.77	35.79	2.77

β_{w200} : Würfeldruckfestigkeit (mit Würfel 20x20)

β_{w150} : Würfeldruckfestigkeit (mit Würfel 15x15)

β_{w150}^* : Würfeldruckfestigkeit mit Würfel 15x15
umgerechnet auf 20x20

β_{zyl} : Zylinderdruckfestigkeit (15x30)

β_{zyl}^* : Zylinderdruckfestigkeit (15x30) umgerechnet
auf Würfel 20x20

β_{wm} : Mittelwert der Druckfestigkeit aus 20er Würfel
und Umrechnungen 15er Würfel und 15er Zylinder

β_{zm} : Mittelwert der Zugfestigkeit am Betonzylinder
(15x30)

3.6 Versuchsergebnisse

In Anhang I sind die Versuchsergebnisse der Versuche 1 bis 10 und 12 dokumentiert. Nur die wichtigen Informationen für eine spätere Auswertung der Ergebnisse werden durch Zeitverläufe dargestellt. In den folgenden Tabellen werden die Daten der durchgeführten Versuche zusammengefaßt.

In den Bildern 3.12 bis 3.19 sind die Reißbilder der Versuchskörper dargestellt.

In den Bildern 3.20 bis 3.31 sind die zusammengesetzten Hysteresen der Schubkraft und der Kopfverformung bei den einzelnen Versuchen zusammengestellt.

Um den Einfluß der einzelnen Parameter zu studieren, werden die Versuche in einzelne Gruppen geteilt. In einer Gruppe wird jeweils nur ein Parameter variiert. Die Einhüllenden der Hysteresen der Versuche der einzelnen Gruppe werden in den Bildern 3.32 bis 3.35 dargestellt.

Tabelle 3.8: Auswertung der Betonprüfungen

Ver- such	β_{wm}	ϵ_D	E_{0D}	α_D	β_{zm}	ϵ_{zm}
	N/mm ²	0/00	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	0/00
e00	20.70	2.69	13767	1960	1.77	0.082
e01	46.75	2.41	22055	5379	3.28	0.146
e02	40.64	2.74	15370	5700	2.65	0.102
e03	41.58	2.88	17112	6729	3.24	0.176
e04	27.96	1.79	15216	2547	2.37	0.101
e05	31.25	1.15	14713	3790	2.73	1.000
e06	26.80	1.2	13169	3147	2.67	0.104
e07	27.16	3.24	11324	3277	2.49	0.111
e08	26.64	2.54	15672	2415	2.23	0.086
e09	32.96	3.14	14548	3582	2.26	0.098
e10	30.60	2.59	15170	2473	2.33	0.138
e11	30.50	2.74	16267	3054	2.61	0.081
e12	35.79	3.08	11688	6342	2.77	0.133

<p>β_{wm} : Mittelwert der Druckfestigkeit aus 20er Würfel und aus Umrechnungen 15er Würfel und 15er Zylinder (s. Tabelle 3.7)</p> <p>ϵ_D : Druckstauchung über 300 mm gemessen, aus je 3 Druckversuchen am Zylinder von 150x300 mm bei maximaler Druckbelastung (Mittelwert)</p> <p>E_{0D} : Elastizitätsmodul. Durchschnitt aus je 3 Druckversuchen am Zylinder 150x300 mm (Mittelwert)</p> <p>α_D : Neigung des abfallenden Asts bei Druckversuche (Mittelwert)</p> <p>β_{zm} : Zugfestigkeit aus je 3 Zugversuchen am Zylinder 150x300 mm (Mittelwert)</p> <p>ϵ_{zm} : Maximale Zugdehnung aus je 3 Zugversuche am Zylinder 150 x300 mm (Mittelwert)</p>

Tabelle 3.9: Zusammenstellung der Vertikallast in den Versuchen

KMD	1	2	3	4	5	6	7	8	Summe
	KN								
e00	--	--	--	--	--	--	--	--	--
e01	--	--	--	--	--	--	--	--	--
e02	4.41	57.9	60.2	48.7	--	--	--	--	210.9
e03	52.1	64.0	76.2	49.6	16.6	22.4	33.5	77.8	392.2
e04	--	--	--	--	--	--	--	--	--
e05	52.8	44.6	52.7	52.1	--	--	--	--	202.2
e06	55.1	58.1	32.2	75.5	19.4	19.0	40.4	25.2	324.9
e07	84.8	51.3	54.2	67.9	--	--	--	--	258.2
e08	39.0	66.3	47.5	63.3	--	--	--	--	216.1
e09	38.5	61.7	38.1	71.9	--	--	--	--	210.2
e10	--	--	--	--	--	--	--	--	--
e11	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	--	--	--	--	K.A.
e12	39.9	38.8	34.3	29.9	74.6	54.2	23.1	25.9	320.7

Tabelle 3.10: Zusammenfassung von Normalkraft und Momenten aus Normalkraft

Ver- such	max N	N/N ₀	n	delta N		M _{nx}	M _{ny}
	KN	-	-	KN (±)	‰	KNm	KNm
e00	-	-	-	-	-	-	-
e01	-	-	-	-	-	-	-
e02	210.9	0.095	0.183	17.6	8.3	-2.94	-1.07
e03	392.2	0.178	0.341	23.4	6.0	-8.12	+4.22
e04	-	-	-	-	-	-	-
e05	202.2	0.130	0.231	2.5	1.2	+1.25	+0.89
e06	324.9	0.209	0.371	21.5	6.6	+0.51	+3.68
e07	258.2	0.166	0.295	28.5	1.0	-2.31	+2.34
e08	216.1	0.139	0.247	7.6	3.5	+0.91	-5.17
e09	210.2	0.135	0.135	4.5	2.1	+1.62	-6.48
e10	-	-	-	-	-	-	-
e11	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.	K.A.
e12	320.7	0.238	0.446	4.6	1.43	-4.26	-2.77

N: Normalkraft

N₀: Tragfähigkeit einer zentrisch belasteten Stütze

n: Bezogene Normalkraft

delta N: Maximale Schwankung der gesamte Normalkraft

M_{nx}: Moment aus N um kurze Achse (H-Kraft Richtung)

M_{ny}: Moment aus N um lange Achse (Quer zu M_{nx})

N₀ = Betonquerschnitt x β_R + Stahlquerschnitt x β_S

β_R: Betondruckfestigkeit

β_S: (500 N/mm²)

Tabelle 3.11: Zusammenfassung der Maximalwerte von Horizontalkraft, Horizontalverschiebung und Beschleunigung

Ver- such	a/h	N	max P	max v	max a T	max a M
	-	KN	KN	mm	m/s ²	m/s ²
e00	2.2	-	108.8	12.08	0.56	1.32
e01	2.2	-	141.1	9.18	2.49	1.93
e02	2.2	210.9	160.6	9.25	1.87	1.78
e03	2.2	392.2	171.1	11.30	1.39	3.61
e04	1.6	-	235.0	21.1	-	-
e05	1.6	202.2	235.0	19.8	-	-
e06	1.6	324.9	238.0	22.77	-	-
e07	1.6	258.2	174.7	11.30	-	-
e08	1.6	216.1	234.0	20.0	-	-
e09	1.6	210.0	258.0	20.0	-	-
e10	1.2	-	160.0	20.75	-	-
e11	1.2	K.A.	K.A.	K.A.	-	-
e12	1.2	320.7	131.2	12.2	-	-

max P = Maximale Horizontalkraft
max v = Maximale Horizontalverschiebung
max a T = Maximale Tischbeschleunigung
max a M = Maximale Beschleunigung der Masse

Tabelle 3.12: Maximalwerte von Horizontalkraft und Verschiebung

Ver- such	a/h	N		max P	max v	max vs	max vf	max vv
	-	KN		KN	mm	mm	mm	mm
e00	2.2	0	N ---	55.73 -----	12.08 -----	10.67	-	-0.18
			S	53.09	-			
e01	2.2	0	N ---	80.10 -----	9.18 -----	5.99	0.61	-0.88
			S	61.0	-			
e02	2.2	210.9	N ---	80.3 -----	9.25 -----	4.66	1.18	-5.07
			S	-	-			
e03	2.2	393.2	N ---	92.8 -----	10.40 -----	5.08	0.95	-1.26
			S	78.3	11.30			
e04	1.6	0	N ---	120.0 -----	20.90 -----	9.37	2.09	-5.04
			S	115.0	21.10			
e05	1.6	202.2	N ---	118.0 -----	18.80 -----	11.60	2.19	-3.81
			S	117.0	19.80			
e06	1.6	324.9	N ---	122.0 -----	21.96 -----	12.51	2.03	-1.16
			S	116.0	22.77			
e07	1.6	258.2	N ---	76.1 -----	11.30 -----	16.51	1.82	-1.93
			S	98.6	7.89			
e08	1.6	216.1	N ---	111.0 -----	19.94 -----	16.80	3.47	-0.82
			S	123.0	20.0			
e09	1.6	210.1	N ---	123.0 -----	20.0 -----	20.0	2.07	-1.47
			S	122.0	20.0			
e10	1.2	0	N ---	80.0 -----	20.7 -----	11.2	2.01	-2.60
			S	80.0	20.0			
e12	1.2	320.7	N ---	58.7 -----	12.2 -----	23.7	2.52	-6.34
			S	72.5	12.1			

Fortsetzung der Tabelle 3.12

N	= Nord
S	= Süd
max P	= Maximale Horizontalkraft
max v	= Maximale Horizontalverschiebung am Kopf
max vs	= Maximale Horizontalverschiebung in Stützenmitte
max vf	= Maximale Horizontalverschiebung an OK Fundament
max vv	= Maximale Vertikalverschiebung am Stützenkopf

Tabelle 3.13: Auswertung der Hysteresen

Versuch	Anfangs- steifigkeit MN/m	Rißlast KN	Bruchlast KN
e00	45.5	28.7	109.0
e01	62.5	22.4	
e02	57.7	26.8	
e03	58.8	29.6	
e04	30.2	20.0	226.7
e05	44.4	21.1	236.7
e06	29.4	21.3	231.7
e07	62.5	17.4	153.3
e08	83.3	30.1	245.7
e09	62.5	38.3	258.0
e10	50.75	39.3	160.0
e11	K.A.	K.A.	K.A.
e12	68.18	-	136.7

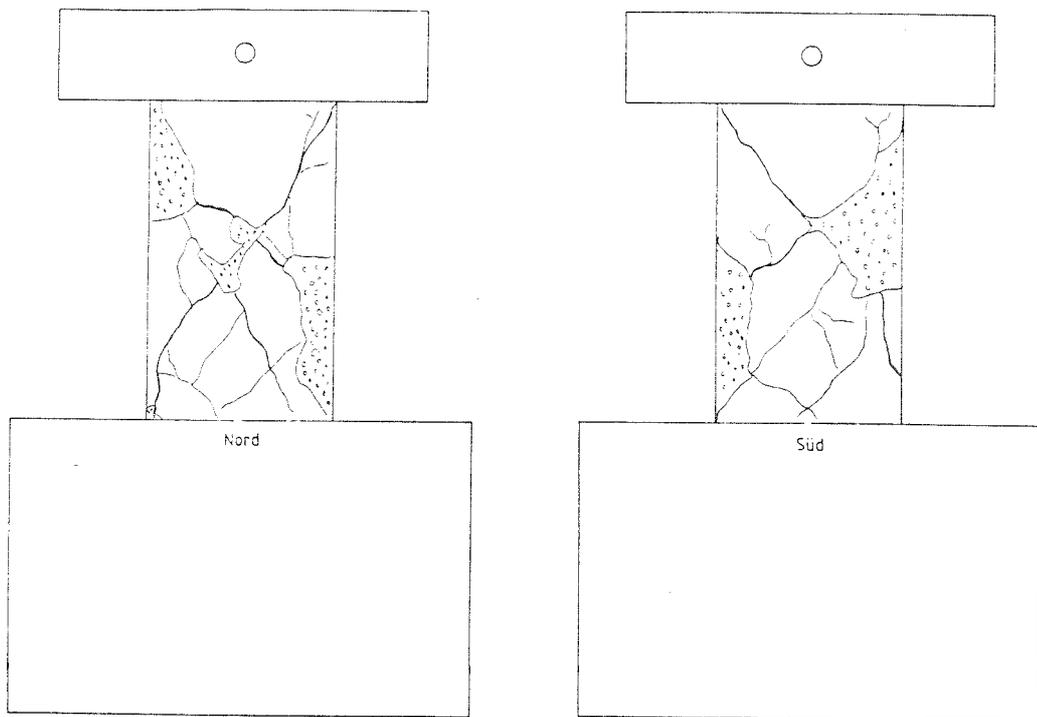


Bild 3.12: Rißbild des Versuchskörpers in Versuch 0

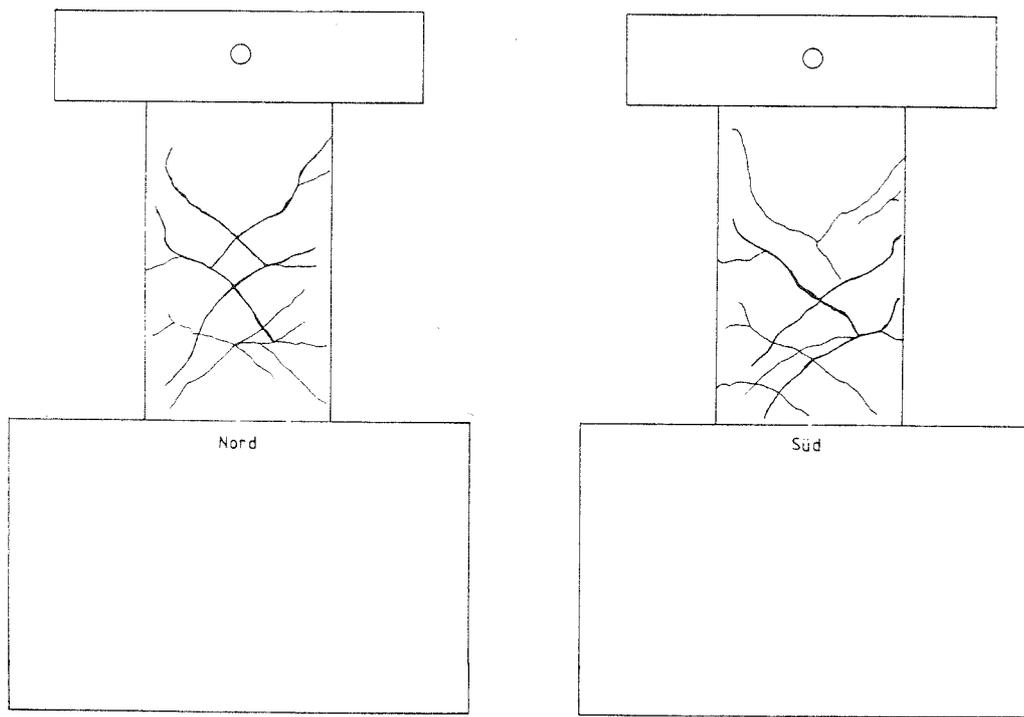


Bild 3.13: Rißbild des Versuchskörpers in Versuch 1

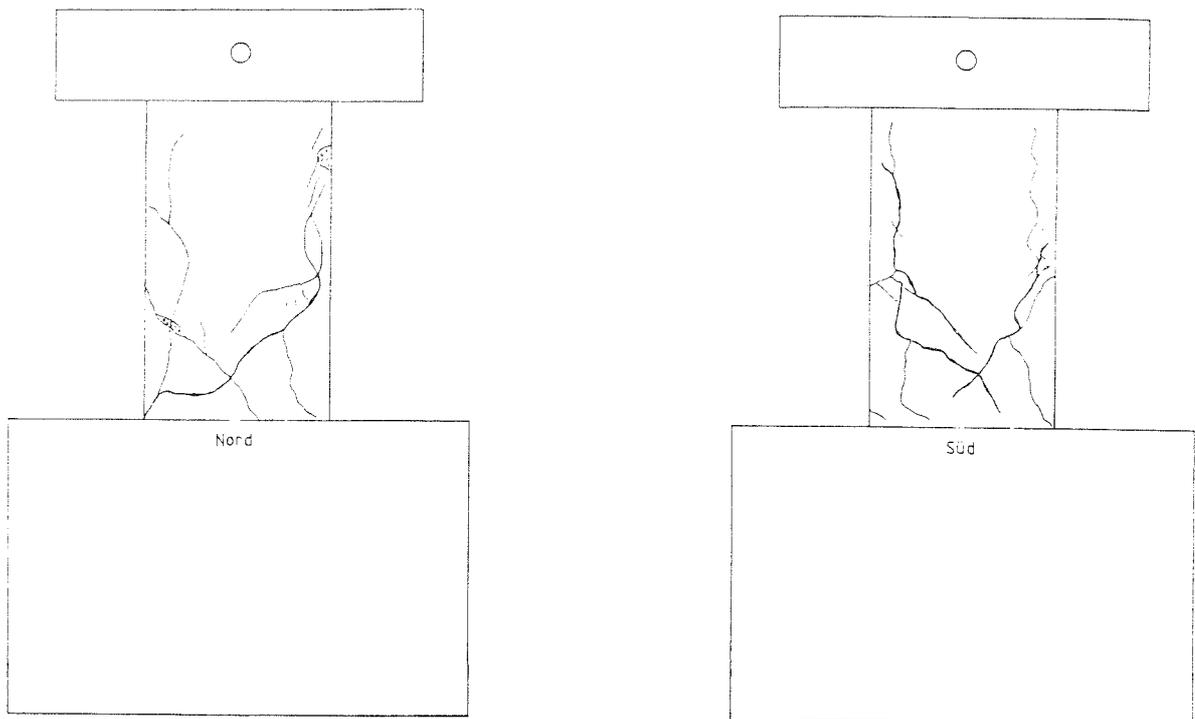


Bild 3.14: Reißbild des Versuchskörpers in Versuch 2

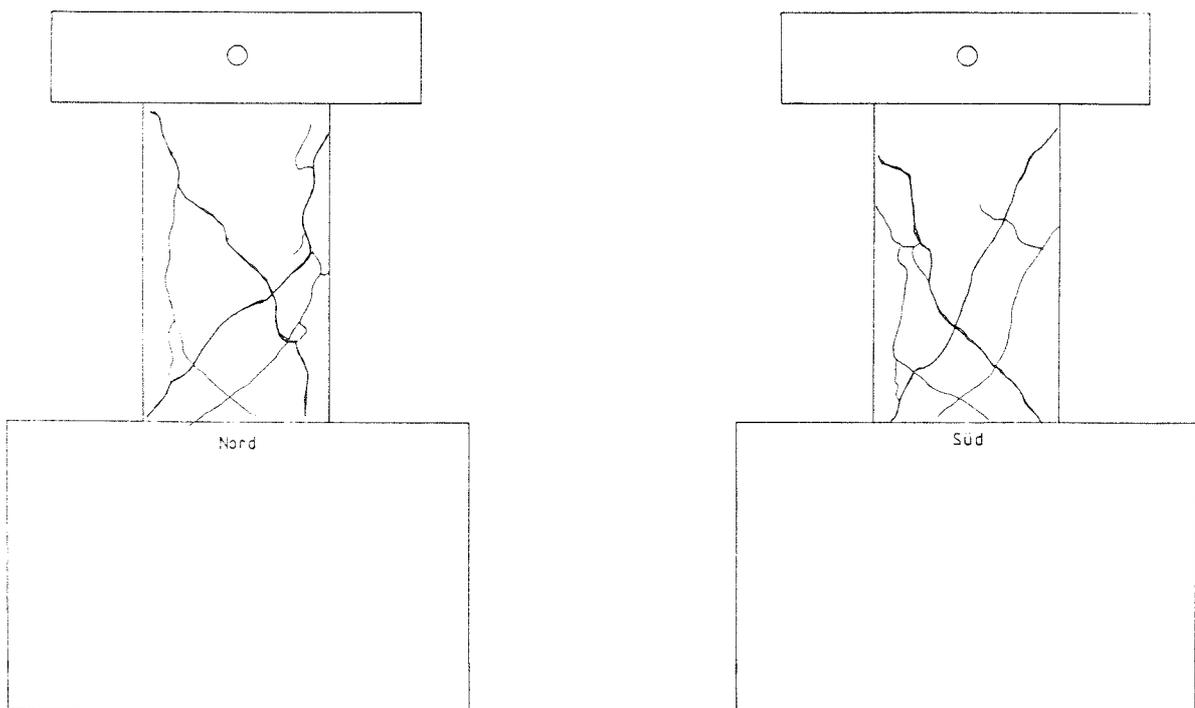


Bild 3.15: Reißbild des Versuchskörpers in Versuch 3

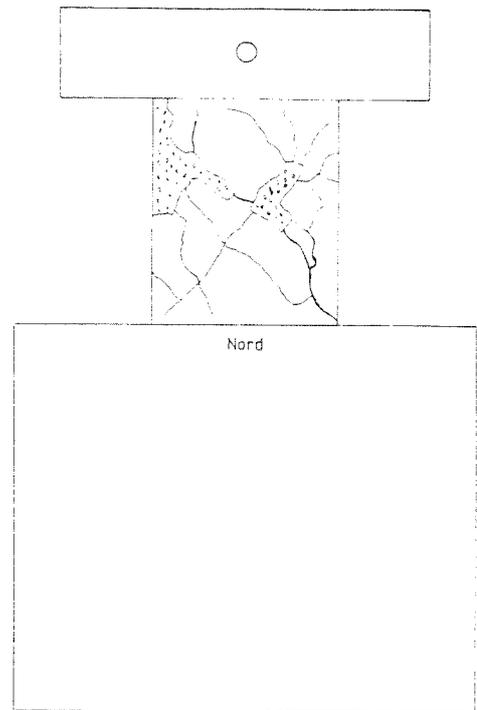
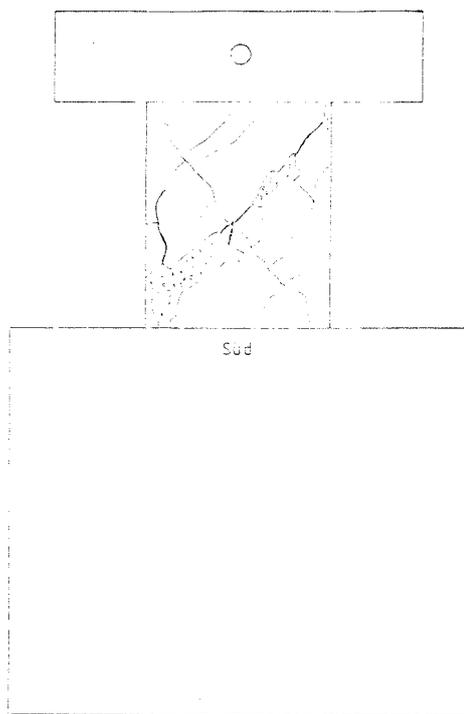


Bild 3.16: Rißbild des Versuchskörpers in Versuch 4

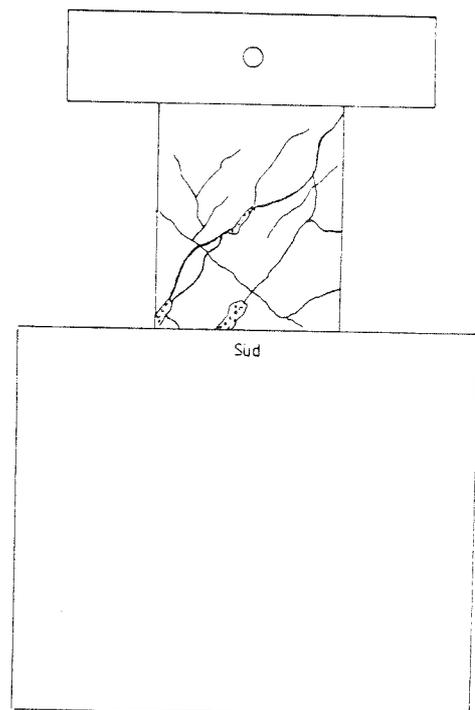
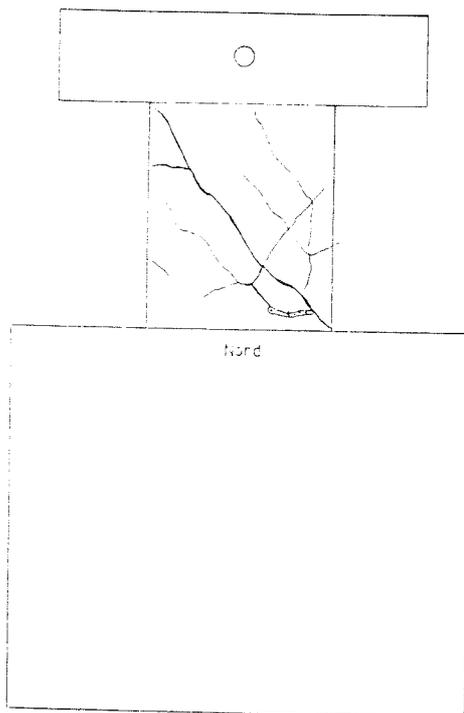


Bild 3.17: Rißbild des Versuchskörpers in Versuch 5

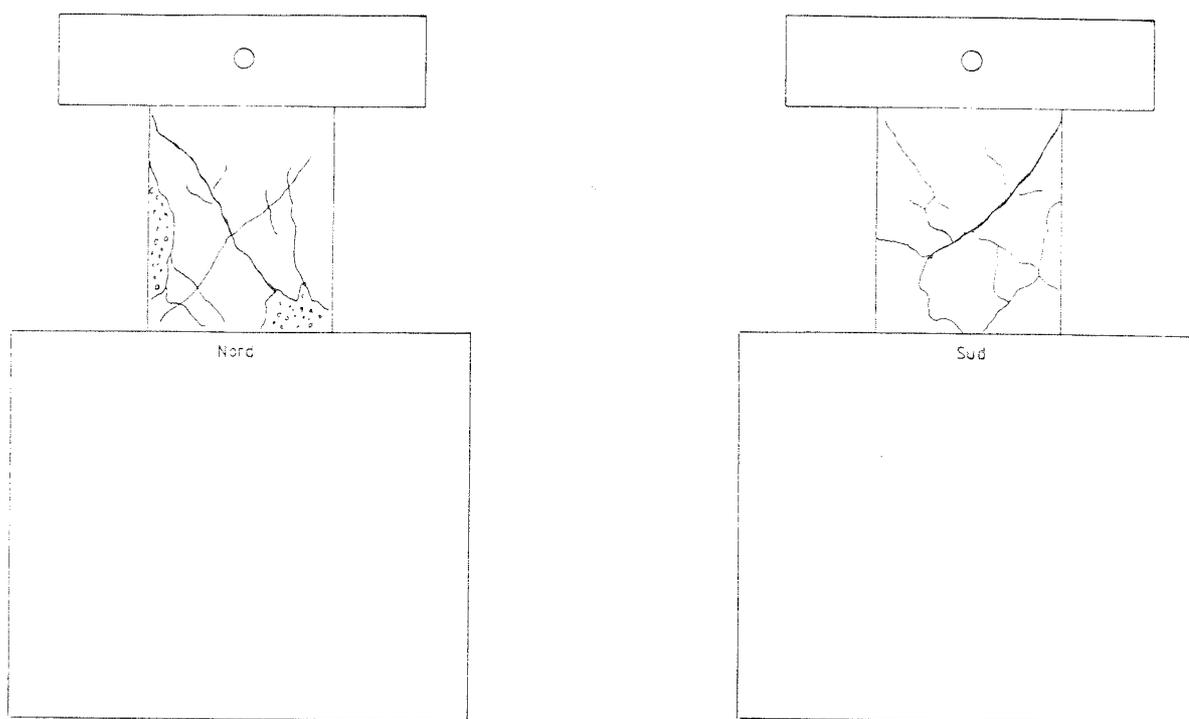


Bild 3.18: Reißbild des Versuchskörpers in Versuch 6

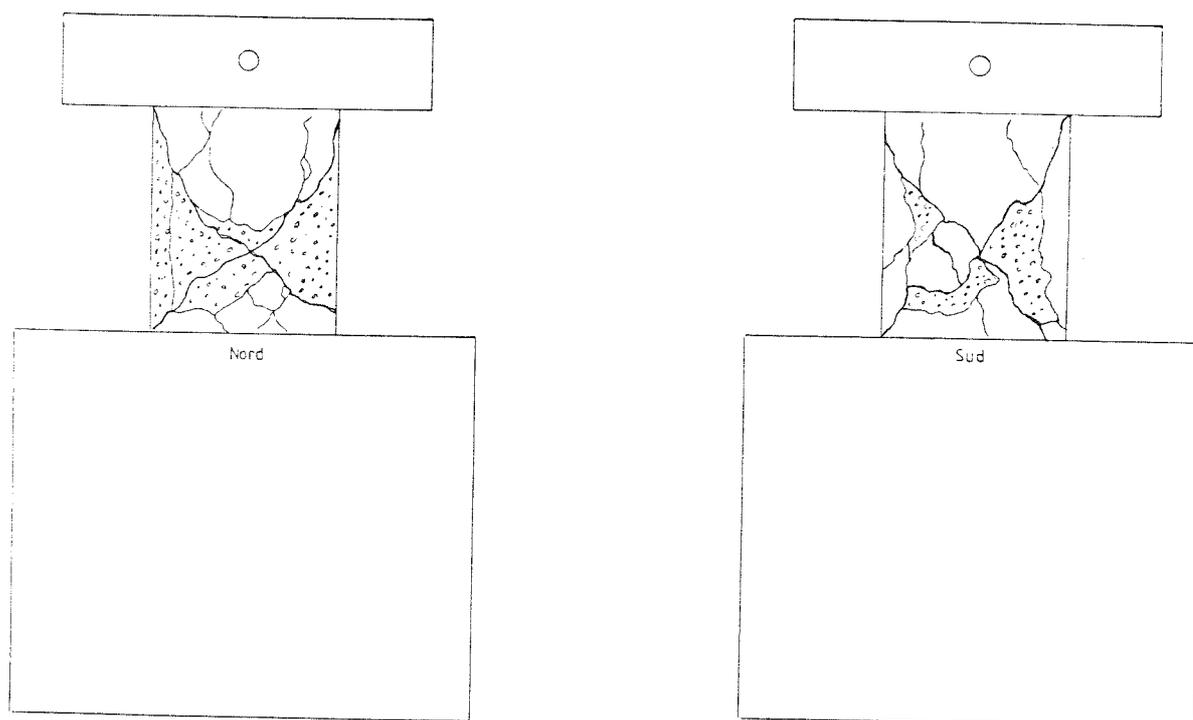


Bild 3.19: Reißbild des Versuchskörpers in Versuch 7

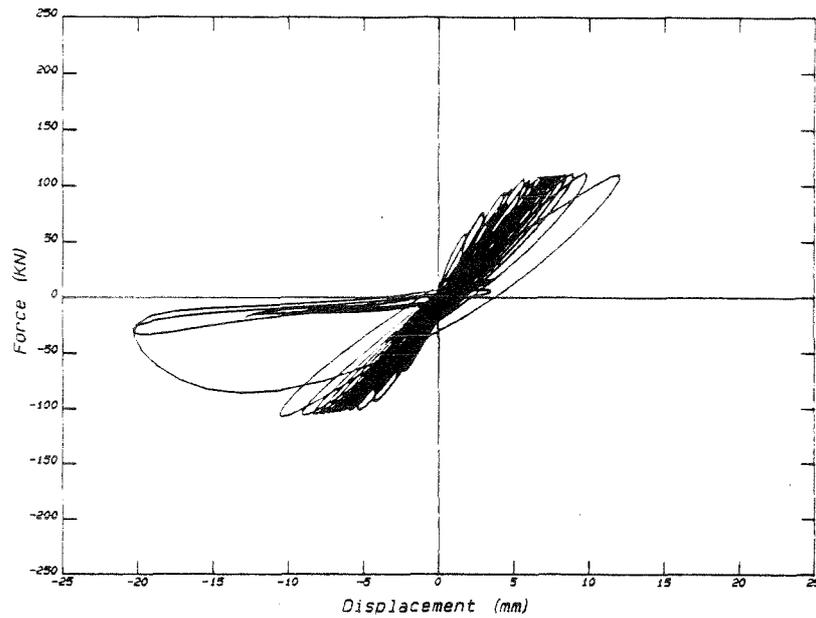


Bild 3.20: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E00 (1. bis 3. Laststufe)

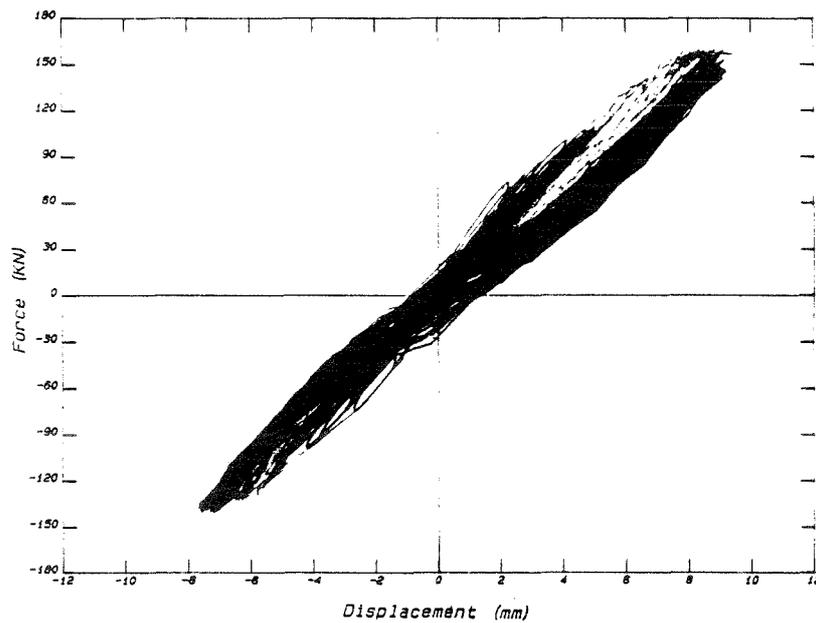


Bild 3.21: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E01 (1. bis 4. Laststufe)

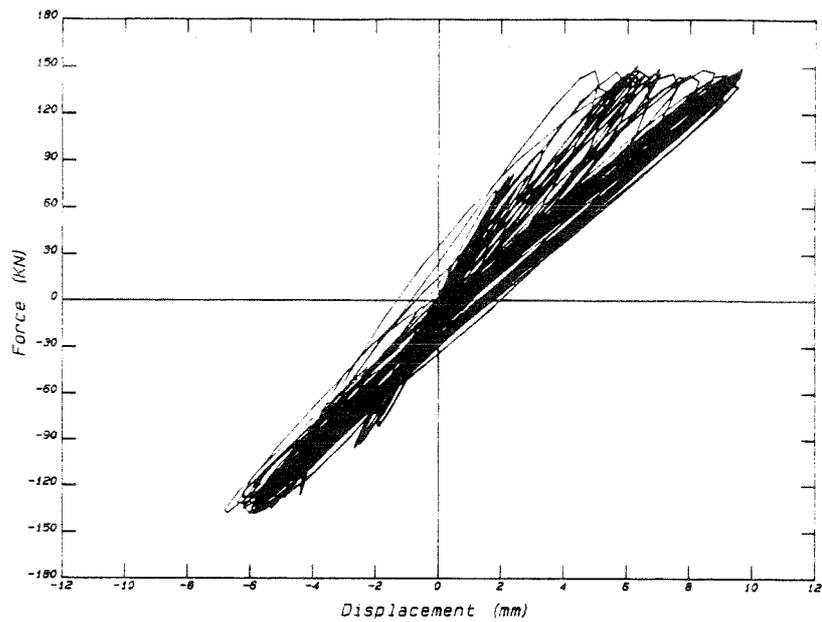


Bild 3.22: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E02 (1. bis 3. Laststufe)

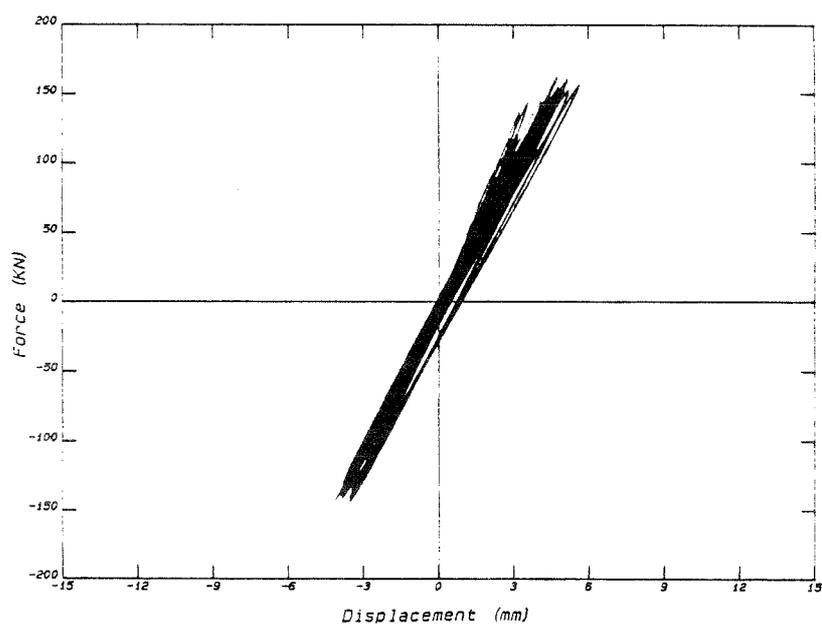


Bild 3.23: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E03 (1. bis 4. Laststufe)

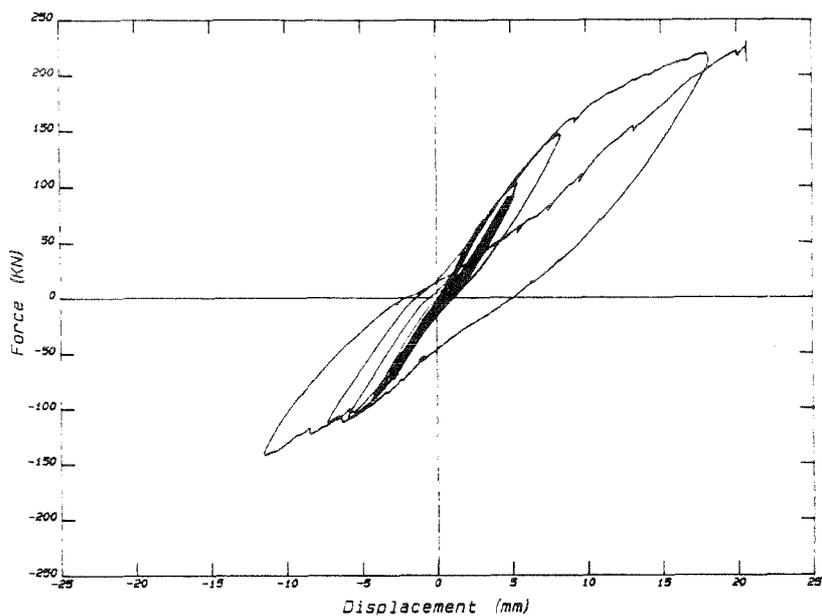


Bild 3.24: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E04 (1. bis 4. Laststufe)

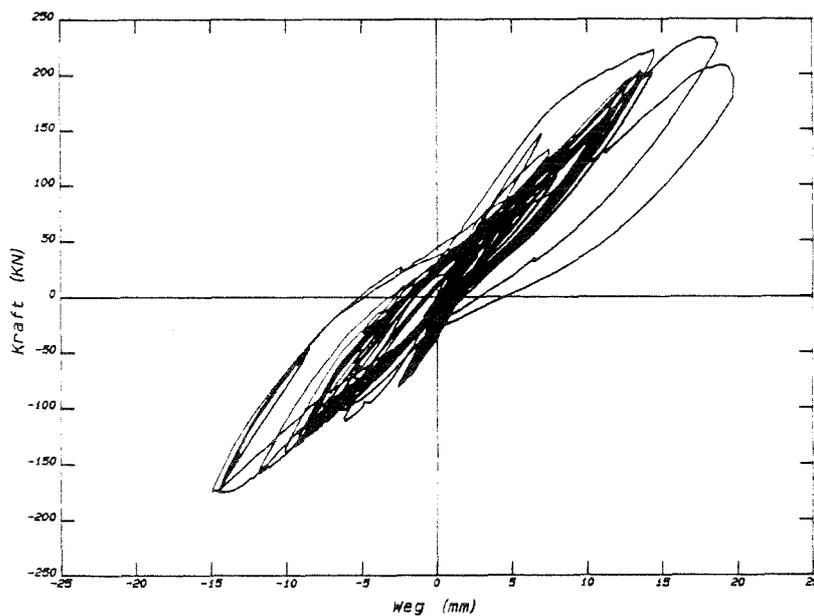


Bild 3.25: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E05 (1. bis 4. Laststufe)

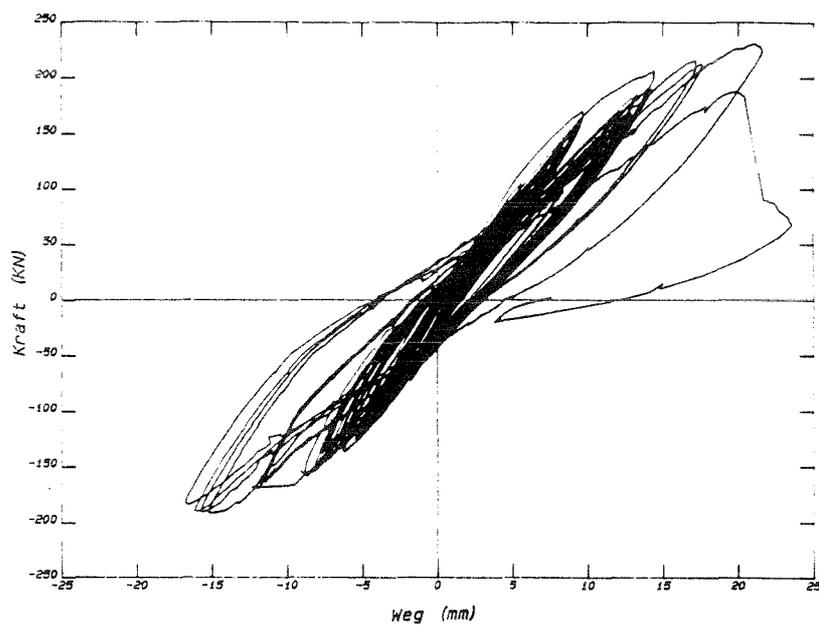


Bild 3.26: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E06 (1. bis 4. Laststufe)

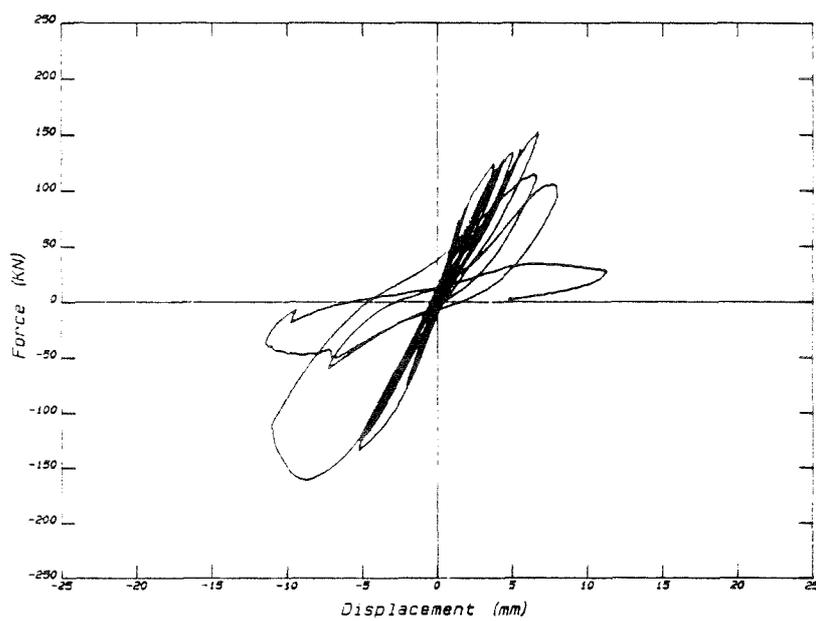


Bild 3.27: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E07 (1. bis 3. Laststufe)

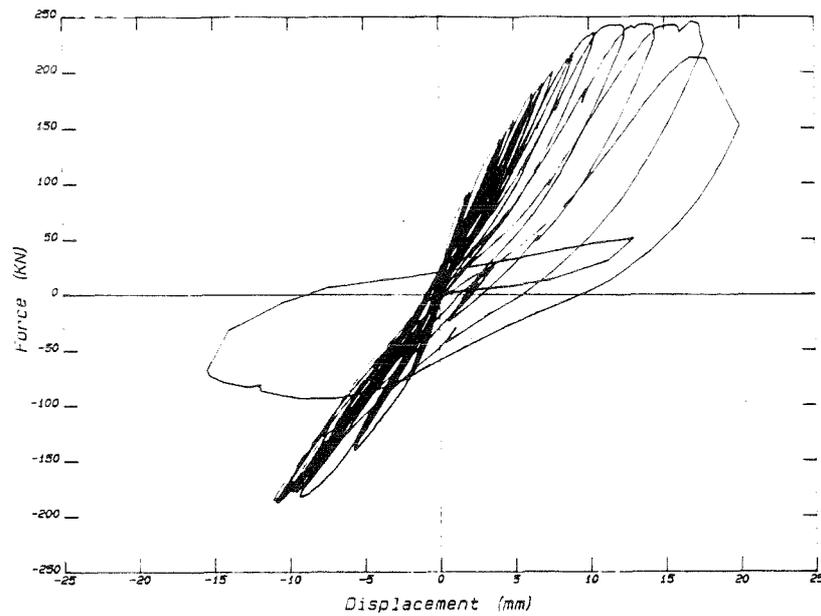


Bild 3.28: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E08 (1. bis 4. Laststufe)

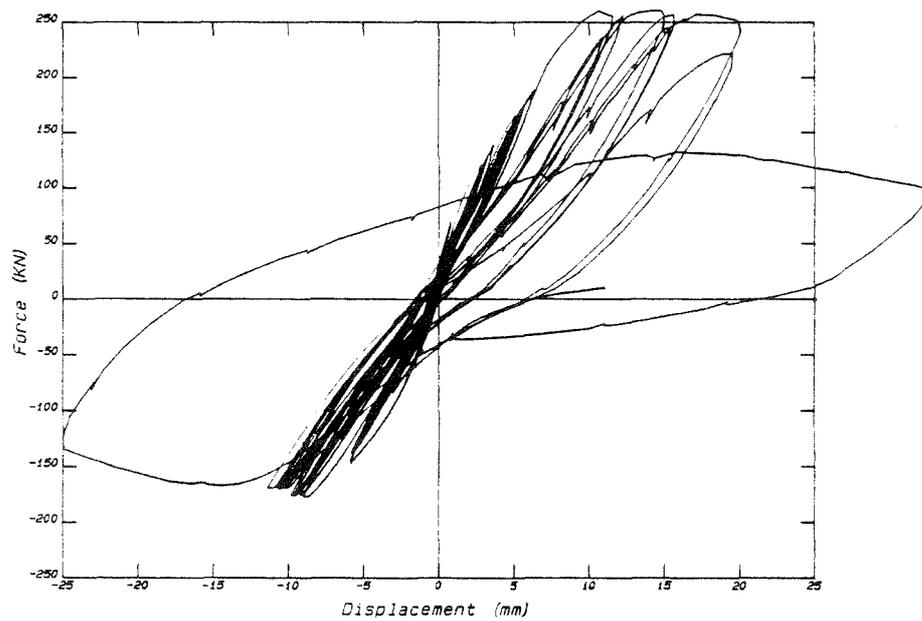


Bild 3.29: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E09 (1. bis 4. Laststufe)

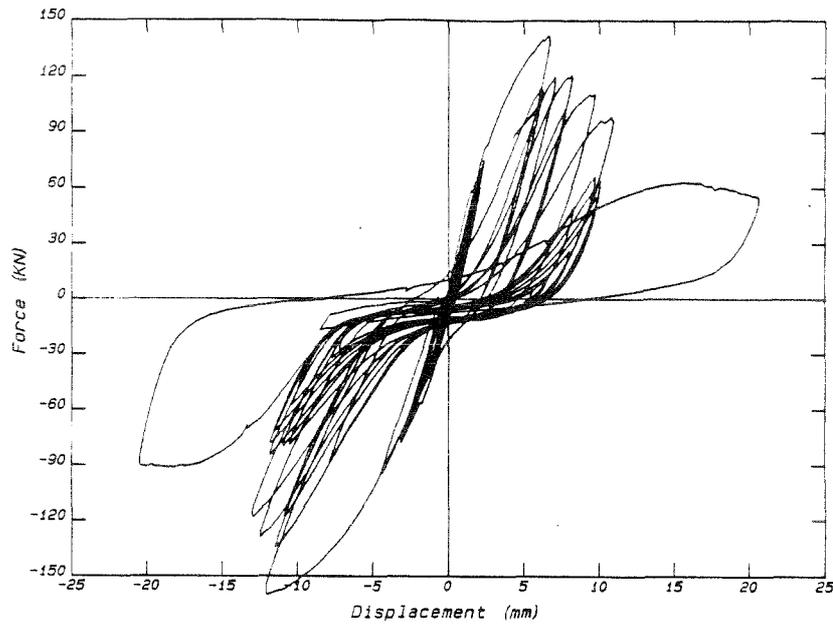


Bild 3.30: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E10 (1. bis 3. Laststufe)

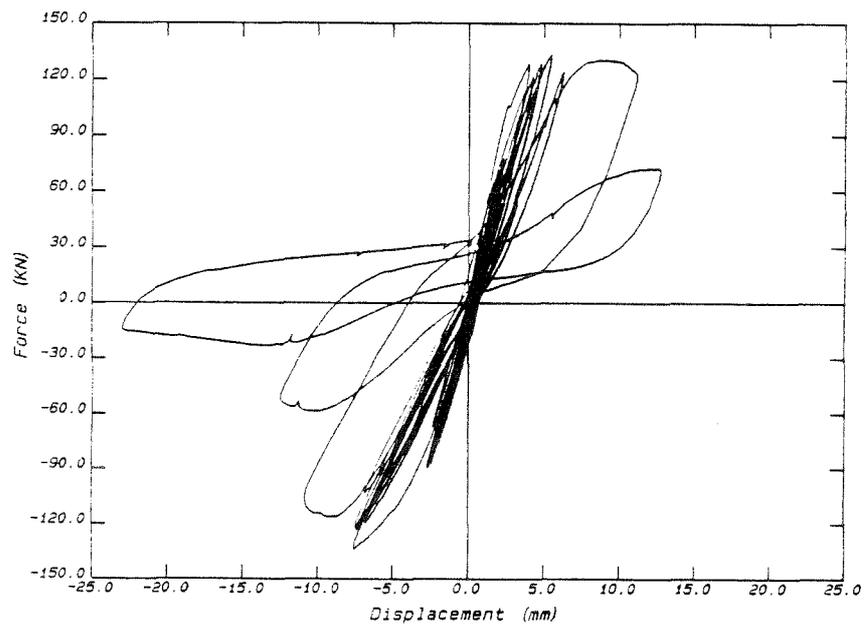


Bild 3.31: Hysterese der Schubkraft und der Kopfverformung bei Versuch E12 (1. bis 3. Laststufe)

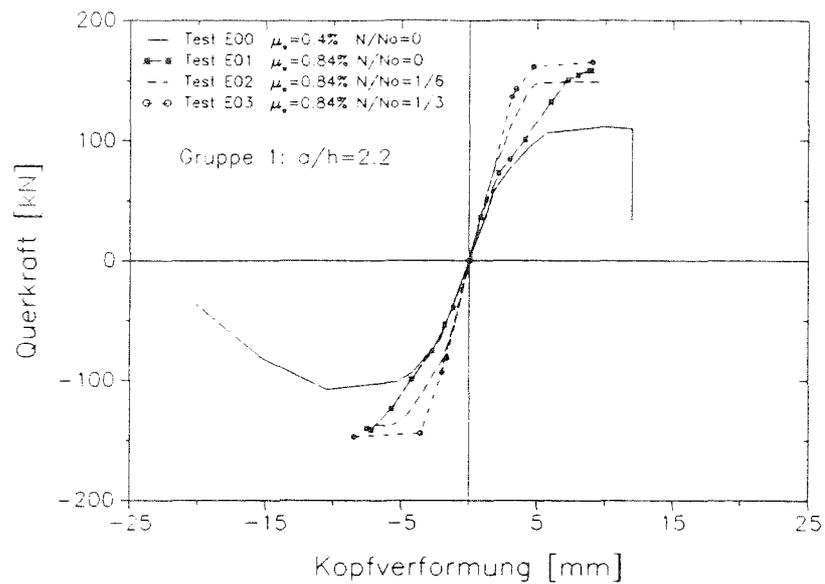


Bild 3.32: Einhüllende der Hysterese der Querkraft-Kopfverformungs-Beziehung für Gruppe 1: Versuche E00 bis E03

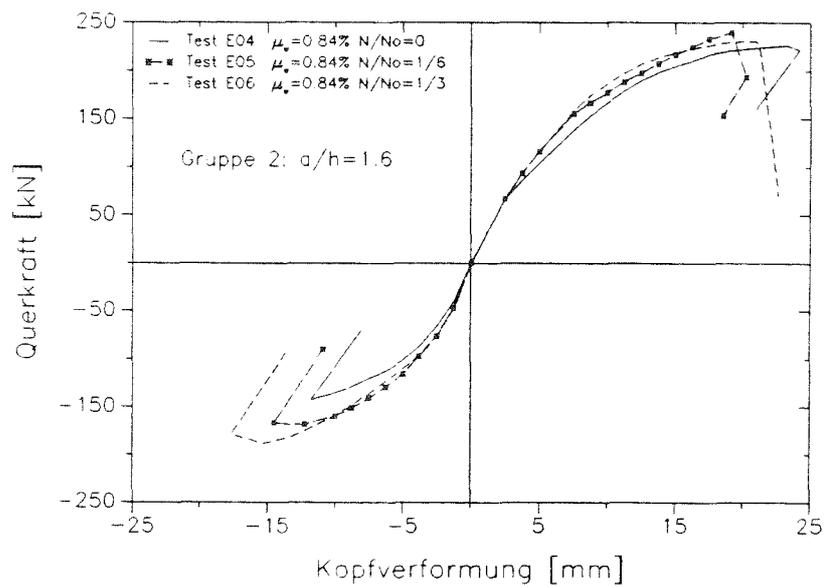


Bild 3.33: Einhüllende der Hysterese der Querkraft-Kopfverformungs-Beziehung für Gruppe 2: Versuche E04 bis E06

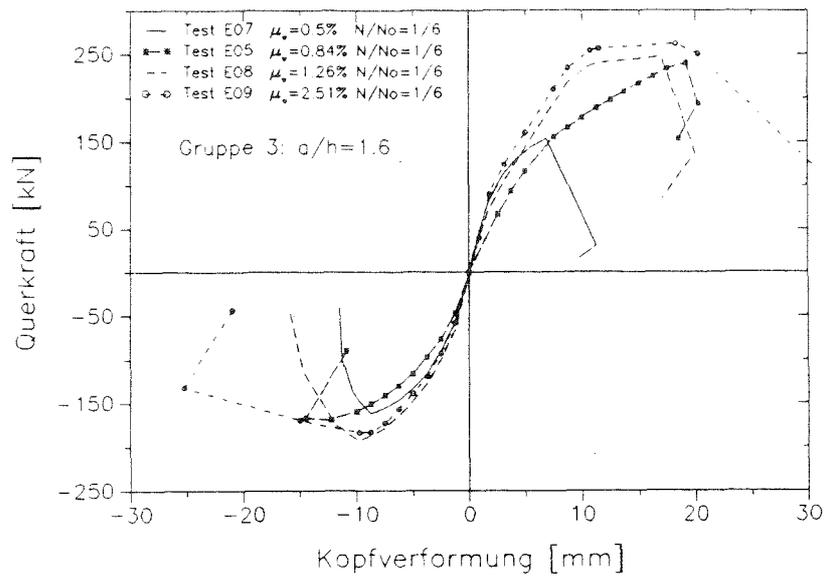


Bild 3.34: Einhüllende der Hysterese der Querkraft-Kopfverformungs-Beziehung für Gruppe 3: Versuche E07 bis E09

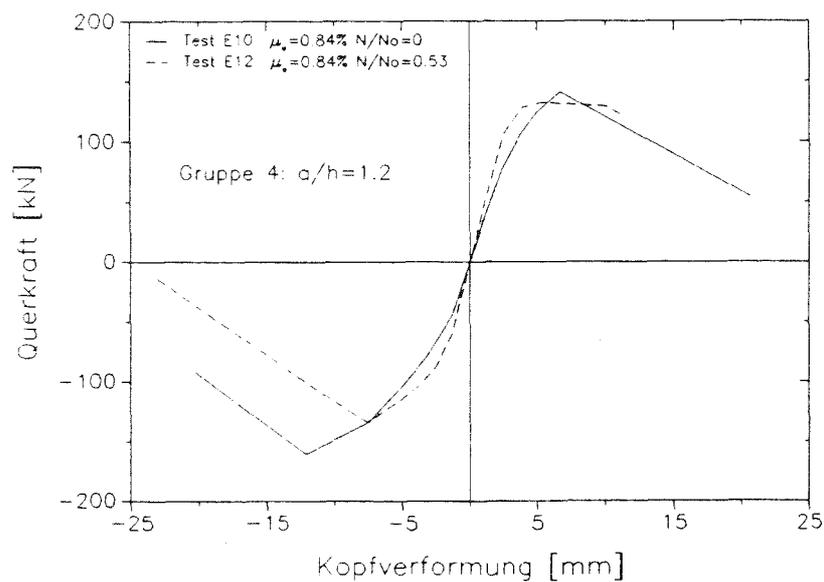


Bild 3.35: Einhüllende der Hysterese der Querkraft-Kopfverformungs-Beziehung für Gruppe 4: Versuche E10 bis E12

Aus den Ergebnissen der Eigenversuche können folgende Erkenntnisse zusammengestellt werden:

Es ist nochmals gezeigt, daß eine kurze Stütze spröde versagt. Mit anderen Worten: eine kurze Stütze besitzt eine geringe Energiedissipationsfähigkeit. Die kleinen durch die Hysteresen eingeschlossenen Flächen zeigen die geringe Energieaufzehrung. Das Versagen der Versuchskörper lag am Druckversagen des Betons unter schieferm Druck. In den meisten Fällen wurden die Eckzonen an der Einspannstelle unter hoher konzentrierter Druckspannung aufgespalten und dann zerstört (Siehe Rißbilder in Anhang I). Bei unzureichender Anordnung der Schubbewehrung traten die Brüche erst in der mittleren Zone der Versuchskörper (bei Versuch E00 und E07) auf. Dabei sank die Traglast deutlich. Da die Einspannstelle durch den massiven Fundamentblock des Versuchskörpers stark eingeschnürt ist, kann der Beton an der Einspannstelle mehr Druck aufnehmen als unter einaxialer Beanspruchung. Bei schwacher Bügelbewehrung wurde der Beton in Stützenmitte kaum eingeschnürt. Dadurch erweisen sich diese Zonen als Schwachpunkte. Bei ausreichender Bügelbewehrung wird der Beton durch diese Bügelbewehrung umschlossen. Die Einschnürung des Betons an der Einspannstelle ist nicht viel stärker als in Stützenmitte. Da die Druckspannung in der Stützenmitte auf größere Breite verteilt ist als in den Eckzonen an der Einspannstelle, wird die Einspannstelle zuerst überbeansprucht.

Die Neigungen der Diagonalarisse hängen von der Normalbelastung ab. Wenn keine Normalkraft vorhanden ist, laufen die Risse mit relativ kleinem Winkel zur Horizontalen. Mit zunehmender Normalbelastung wird der Rißverlauf steiler. Die Rißbilder 3.13 bis 3.18 zeigen diese Tendenz deutlich. Der Winkel des Risses steigt beim Versuch 1 von 35 Grad bis ca. 60 Grad im Versuch 3. In der Gruppe der Versuche 4 bis 6 steigt der Winkel des Hauptrisses von ca. 40 Grad bis 55 Grad. Diese Tendenz stimmt mit dem Verlauf der Hauptdruckspannung überein.

Die Erhöhung der Normalkraft bringt im Fall der niedrigen Normallast nur eine geringe Erhöhung der Tragfähigkeit (siehe Bilder 3.33 und 3.34) und im Fall der hohen Normallast sogar eine Abminderung der Bruchlast (siehe Bild 3.36). Diese Tendenz stimmt mit dem Verhalten einer langen Stütze überein.

Der Einfluß des Längsbewehrungsgehaltes war in den eigenen Versuchen kaum zu sehen. Der Grund liegt darin, daß die Längsbewehrung absichtlich hoch gewählt war, um in den Versuchen nicht bis zu ihrer Fließgrenze zu kommen. Außerdem wurde die Längsbewehrung kaum variiert.

Die Querbewehrung beeinflusst die Tragfähigkeit unterschiedlich. Wenn die Querbewehrung gering ist (wie in den Versuchen E00, E07) wird die Tragfähigkeit stark reduziert. Wenn die Querbewehrung nicht zu knapp gewählt ist, wandelt sich die Versagensart. Eine weitere Erhöhung des Querbewehrungsgehalts bringt aber keine deutliche Zunahme der Traglast. Allerdings wird die Stütze dadurch duktiler (siehe Bild 3.35). Die maximale Verformung ohne totalen Zusammenbruch der Stütze ist viel größer beim Versuch E09 mit $\mu_w = 2.5\%$ als beim Versuch E08 mit $\mu_w = 1.26\%$.

Insgesamt kann eine kurze Stütze unter Querbelastung in drei verschiedenen Weisen versagen: Versagen des Betons im Mittelteil infolge mangelnder Querbewehrung, Versagen des Betons in den Eckzonen der Einspannstelle unter Druckspannung und Fließen der Längsbewehrung, wenn diese nur schwach vorhanden ist. Alle Versagensarten müssen berücksichtigt werden. Die kurze Stütze ist im allgemeinen ein sprödes Bauteil. Eine Erhöhung der Querbewehrung kann die Zähigkeit der Stütze verbessern.

4. BERECHNUNGSMETHODE DER TRAGFÄHIGKEIT FÜR EINE GEDRUNGENE STÜTZE

4.1 Grundüberlegung für die Modellierung

Auf Grund der Versagenserscheinung einer gedrungenen Stütze aus den zahlreichen Experimenten und den verschiedenen Rechenmodelle wird ein eigenes Rechenmodell für die Tragfähigkeit einer gedrungenen Stütze entwickelt. Durch das Rechenmodell wird hauptsächlich die Frage der Tragfähigkeit eines gedrungenen Stahlbetonträgers mit Normalkraft simuliert. Die Beschreibung des Kraft-Verformungs-Verhaltens wird in dem Rechenmodell zuerst nicht als Ziel gesetzt. Außerdem wird in dem Modell auch nur der Bruchzustand des Bauteils betrachtet. Weiterhin beschränkt sich das Modell nur auf einen rechteckigen Querschnitt.

Die Grundlage für das Rechenmodell ist die Biegetheorie kombiniert mit einem Fachwerkmechanismus. Die Biegetheorie ist für einen schlanken (bzw. langen) Stab mit Normal- und Biegebeanspruchung gut geeignet und wird meist angewandt. Sie ist auch für die Biegung eines gedrungenen Stabes mit gewissen Modifikationen verwendbar. Für einen schlanken Stab wird die Abtragung der Querbeanspruchung durch ein Fachwerkmodell von der Biegung getrennt berücksichtigt. Im Rechenmodell für einen gedrungenen Stab werden die beiden Beanspruchungen gleichzeitig berücksichtigt.

Bei einer kurzen Stütze ist das Verhältnis der Länge zur Höhe klein. Die Querkraft kann direkt durch die schiefe Druckstrebe des Betons in den Auflagern abgetragen werden. Für solche direkte Abtragung der Querkraft ist ein Fachwerkmodell passend.

Die Neigung der Druckstrebe hängt von der Normalbelastung ab. Je höher die Normalkraft, desto kleiner ist die Neigung der Druckstrebe zur Stabachse. Dies entspricht dem Verlauf der Hauptdruckspannung. Dies wurde schon bei vielen Experimenten beobachtet. Bei kurzen Stützen tritt noch ein Verbundproblem zwischen der Bewehrung und dem Beton auf. Weil die Stütze kurz ist, kann der Abstand zwischen dem Momenten-Nullpunkt und der Einspannstelle für die Übertragung der Kraft in die Bewehrung nicht ausreichend sein, denn die Kraftübertragung in die Bewehrung ist auf dieser Strecke durch die Ver-

bundspannung verwirklicht (siehe Bild 4.1). Besonders problematisch ist, wenn die kurze Stütze an beiden Enden eingespannt ist (d.h. der Momenten-Nullpunkt ist gleichzeitig der Momenten-Wendepunkt). Durch die schrägen Haupttrisse wird der Betonkeil auf der Zugseite vom anderen Teil getrennt und ist nicht mehr aktiv. Die Kraftänderung in der Bewehrung vom Zug an einem Ende bis zum Druck am anderen Ende muß allein durch die Verbundspannung in der restlichen Länge (L_v) auf der Druckseite realisiert werden (siehe Bild 4.1). Die Bewehrung kann infolge der mangelnden Verbundlänge bei sehr kurzen Stützen nicht voll aktiviert werden. Das Problem ist ähnlich wie die Kraftübertragung in den Längsbewehrungen in zwei Riegeln, die in einem Rahmenknoten angeschlossen sind und durch eine Momentenbelastung auf dem Knoten in gegenseitiger Biegung beansprucht werden.

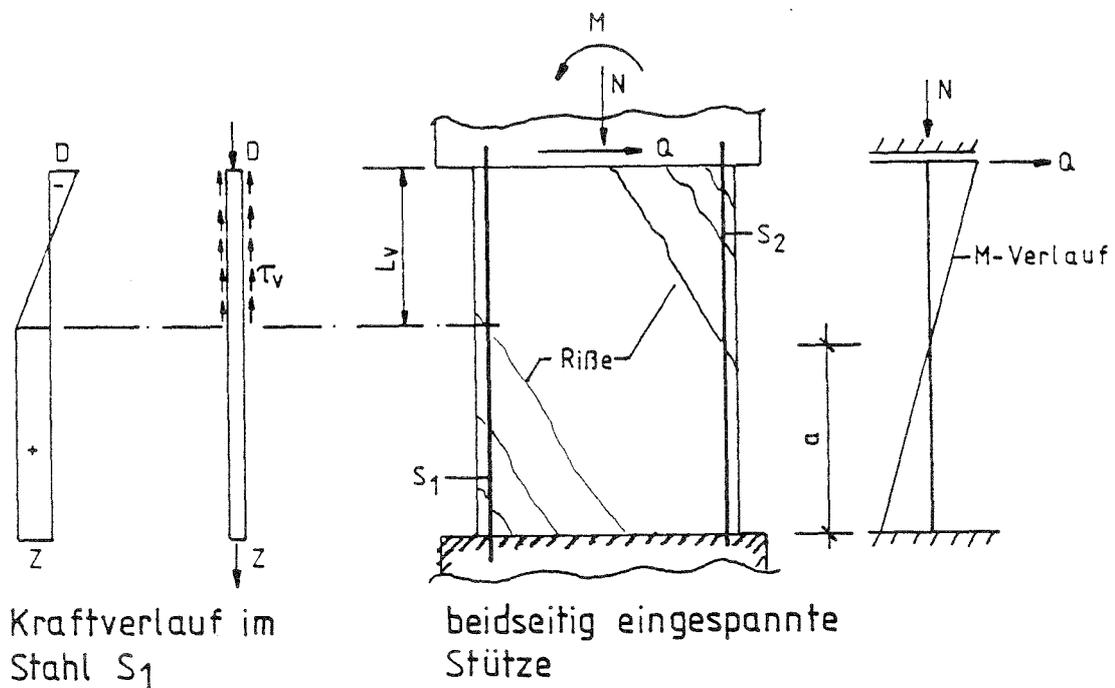


Bild 4.1: Kraftübertragung für die Bewehrung

4.2 Das Rechenmodell

Auf der Basis der Kenntnisse über den Versagenszustand der gedrunen Stütze wird das Rechenmodell konzipiert (siehe Bild 4.2).

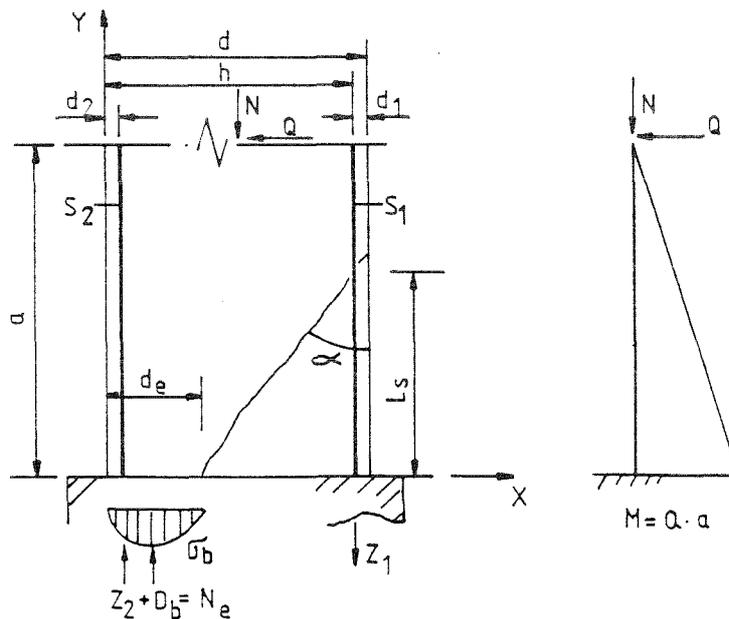


Bild 4.2: Das Rechenmodell

Das Rechenmodell betrachtet das Tragverhalten der gedrunenen Stütze zwischen dem Nullpunkt des Moments und der Einspannstelle. Der Beton auf der Zugseite ist entlang der Trajektorie der Hauptdruckspannung mit einem Winkel α zur Stabachse gerissen. Der untere Querschnitt des Betonkeils auf der Zugseite reißt durch die Biegung längs auf. Deshalb kann dieser Teil kaum noch Last abtragen. Die Zugbewehrung wird im Modell im Bereich des gerissenen Zugkeils mit einer Länge L_s freigelegt.

Der verbleibende Betonteil hat an der Einspannstelle eine Druckzone von einer Höhe d_e . Diese Höhe ist so definiert, daß die Betondehnung innerhalb der Druckzone ($x < x_d$) negativ und außerhalb der Zone ($x > x_d$) positiv ist. Für den Beton wird die Druckspannungs-Dehnungsbeziehung von Kent und Park benutzt [29] (Bild 4.3).

Das Materialgesetz beschreibt das Verhalten des Betons in der Umschnürung der rechteckigen Bügelbewehrung. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird durch drei verschiedene Funktionen in drei Bereichen (siehe Bild 4.3) zusammengesetzt:

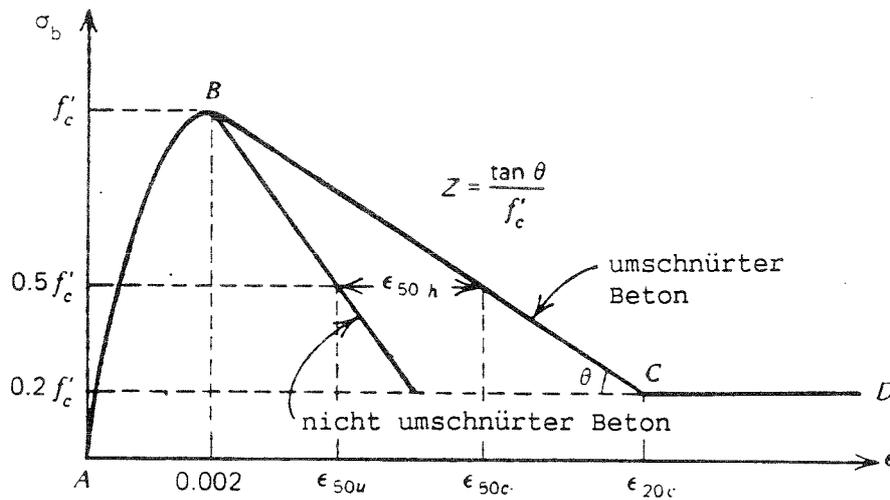


Bild 4.3: Spannungs - Dehnungsbeziehung für durch rechteckige Verbügelung umschnürten Beton

Bereich AB:

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\epsilon}{0,002} - \left(\frac{\epsilon}{0,002} \right)^2 \right] \quad \text{für } \epsilon \leq 0,002$$

Bereich BC:

$$\sigma = f'_c [1 - Z(\epsilon - 0,002)] \quad \text{für } 0,002 < \epsilon \leq \epsilon_{20c} \quad (4-1)$$

Bereich CD

$$\sigma = 0,2 \cdot f'_c$$

mit f'_c - Zylinderdruckfestigkeit (in $[\text{MN}/\text{m}^2]$)

$$Z = \frac{0,5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0,002} \quad (4-2)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 - 0,29 \cdot f'_c}{145 \cdot f'_c - 1000} \quad (4-3)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \mu_w \left(\frac{b''}{s_w} \right)^{1/2} \quad (4-4)$$

- μ_w - Querbewehrungsgehalt
 s_w - Abstand der Querbewehrung
 b'' - Breite der Querbewehrung

Als obere Grenze der Dehnung wird $\varepsilon_u = 2 \cdot \varepsilon_{20c}$ für den umschnürten Beton festgelegt.

Die Wirkung der Querbewehrung wird auf diese Weise berücksichtigt. Der Beton an der Einspannstelle wird durch die Querdruckspannung im Fundament stärker als durch die Schubbewehrung eingeschnürt. Auf der anderen Seite aber konzentriert sich auch die Querkraft und Normalkraft an dieser Stelle. Die Hauptdruckspannung ist größer als die vertikale Druckspannung. Die beiden positiven und negativen Wirkungen kompensieren sich mehr oder weniger. Deshalb werden beide Wirkungen im Modell nicht explizit behandelt.

Für den Stahl wird eine elasto-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung angesetzt.

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{für } |\varepsilon_s| \leq \max \sigma_s / E_s \\ \max \sigma_s & \text{für } |\varepsilon_s| \geq \max \sigma_s / E_s \end{cases} \quad (4-5)$$

In der maximalen Spannung $\max \sigma_s$ wird die Verbundwirkung zwischen Bewehrungsstahl und Beton berücksichtigt:

$$\max \sigma_s = \min \begin{cases} \beta_s \\ \max \tau_v \cdot L_v \cdot \pi \cdot d_s \end{cases} \quad (4-6)$$

- mit β_s - Fließspannung des Stahls
 $\max \tau_v$ - max. Verbundspannung zwischen Stahl und Beton
 L_v - vorhandene Verbundlänge

Die maximale Verbundspannung wird wie folgt festgelegt:

$$\max \tau_v = 1,5 + f_c/8 \quad [\text{MN/m}^2] \quad (4-7)$$

Die vorhandene Verbundlänge wird gemäß der Geometrie der Stütze und der Richtung des Hauptrisses sowie der Auflagerbedingung ermittelt.

Es werden angesichts des Schlupfes zwischen Beton und Stahl die Dehnungen von Beton und Stahl in einem Querschnitt nicht mehr übereinstimmen. Mit anderen Worten: Es wird der Kraftwendepunkt in der Bewehrung nicht unbedingt mit dem Momentenwendepunkt der Stütze zusammentreffen. Insbesondere werden die beiden Punkte stark voneinander abweichen, wenn die Stütze an beiden Enden eingespannt ist und die Bewehrung die Zug- und Druckkraft an ihren beiden Enden tragen muß. Die Stelle der Bewehrung, an der weder Zug- noch Druckkraft vorhanden ist, wird deshalb im Modell nicht mit einer geometrischen Größe fest verknüpft. Unter der Voraussetzung, daß die gesamte Verbundlänge durch die vorgegebenen Abmessungen und Randbedingungen festgelegt ist, wird die Verbundlänge für die Zug- und Druckkraft in derselben Bewehrung je nach Bedarf in dieser Strecke entsprechend unterteilt. Das setzt daher auch voraus, daß die Verteilung der Verbundspannungen an beiden Druck- und Zugseiten des Verbundbereiches gleich sind.

Um den Schlupfweg in gewissem Maße zu verfolgen, wird der E-Modul des Stahls in der Berechnung auch variiert. Wenn die obere Grenze der Stahlspannung durch das Verbundgesetz beschränkt ist, wird der E-Modul auch entsprechend reduziert.

Mit dem oben erwähnten Ansatz für die Materialeigenschaften und die Geometrie kann die Beziehung zwischen äußeren Belastungen und inneren Spannungen bzw. Kräften hergeleitet werden (siehe Bild 4.2).

Bei Gleichgewicht gelten die Gleichungen:

$$N_e + Z_1 = N \quad (4-8)$$

mit N_e - Resultierende der Beton- und Stahlkraft

$$\sum N = 0 \quad N_e = b \int_{de} \sigma_b dx + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \quad (4-9)$$

und $Z_1 = \sigma_{s1} \cdot A_{s1}$ (4-10)

$$\sum M = 0 \quad Q \cdot a + N_e \cdot (h - x_f) - N(d/2 - d_1) = 0 \quad (4-11)$$

Die in den Gleichungen (4-8) bis (4-11) stehenden Unbekannten können durch die Ergänzung des Materialgesetzes und der Verformungsverträglichkeit gelöst werden.

Die Zugkraft in dem Stab S_1 beträgt:

$$Z_1 = \min \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s1} \cdot A_{s1} \\ \max \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \end{cases} \quad (4-12)$$

mit

$$\varepsilon_{s1} = \frac{U_{y1}}{L_s} \quad (4-13)$$

Die Verformung der Anschnittstelle für die Zugbewehrung lautet:

$$U_{y1} = \varphi \cdot (d/2 - d_1/2) + U_{ym} \quad (4-14)$$

mit $\varphi = \int_0^{L_s} \kappa \, dy$ (4-15)

und $U_{ym} = \int_0^{L_s} \varepsilon_{bm} \, dy$ (4-16)

Im Querschnitt der Druckzone wird ein linearer Verlauf der Betondehnung angenommen.

Die Krümmung κ hängt deshalb von den Randdehnungen ab:

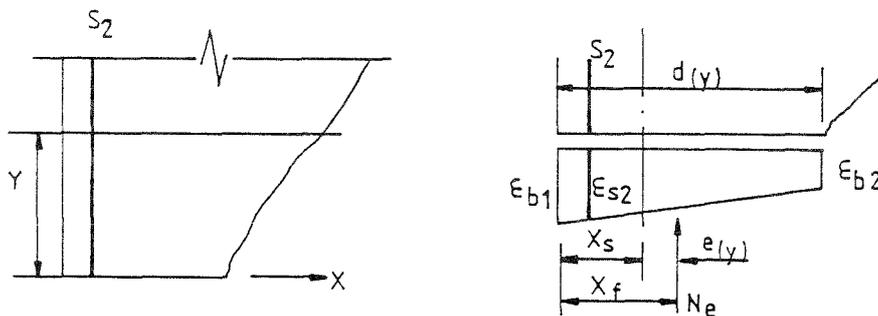


Bild 4.4: Verlauf der Betondehnung und Lage der Resultierenden

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b2}}{d(y)} \quad (4-17)$$

$$\varepsilon_{bm} = \varepsilon_b(X_s) \quad (4-18)$$

Hiermit bedeutet das Maß X_s die Lage des Schwerpunktes des gesamten Querschnittes einschließlich der Druckbewehrung (Gleichungen 4-1 bis 4-7).

Mit dem Materialgesetz läßt sich die Beziehung zwischen der Dehnung und Spannung im Beton bestimmen. Dadurch wird der Dehnungszustand mit den Schnittgrößen in der Stütze gekoppelt.

In einem Querschnitt in Höhe y werden die Schnittgrößen durch die Schnittgrößen an der Einspannstelle und die äußere Belastung festgestellt (Bild 4.4).

$$N_e(y) = N_e \quad (4-19)$$

$$e(y) = X_f - X_s \quad (4-20)$$

mit

$$X_f = \frac{Q \cdot (a - y) - N \cdot (d/2 - d_1)}{N_e} + h \quad (4-21)$$

und

$$X_f = \frac{1}{N_e} \cdot (b \cdot \int_{d(y)} x \cdot \sigma_b dx + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot d_2) \quad (4-22)$$

X_s = Lage der Schwerachse des Querschnitts.

In den obigen Gleichungen sind die Zugkraft bzw. -spannung positiv.

Mit den oben dargestellten Grundgleichungen wird das Verfahren für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der kurzen Stütze wie folgt entwickelt:

Für eine Stütze mit vorgegebener Normalbelastung N wird die Verlaufsrichtung des Haupttrisses festgestellt. Der Winkel des Haupttrisses wird von der Normalbeanspruchung abhängig gemacht:

$$\alpha = 70 + 100 n \geq 20^\circ \quad (4-23)$$

mit
$$n = \frac{N}{\beta_R \cdot b \cdot d}$$

Eine Höhe der Druckzone am Endquerschnitt (Einspannstelle) wird zuerst angenommen. Daraus folgt:

$$L_s = \frac{h - d_e}{\tan \alpha} \quad (4-24)$$

Die Stütze wird vertikal in Abschnitte mit zunehmender Querschnittshöhe geteilt. Für jeden Querschnitt des Abschnittes wird die Kraft- Verformungsbeziehung untersucht. Eine kleine Krümmung am Endquerschnitt wird zuerst eingegeben. Die Kraft in der Bewehrung S_1 wird angenommen. Durch Gleichgewichtsbedingungen wird die Normalkraft auf den Querschnitt der Druckzone festgestellt. Es folgt die Auswertung des Dehnungs- und Spannungszustandes.

Die Lösung nach der Beziehung zwischen dem Dehnungszustand und den Schnittgrößen ist aufwendig. Besonders für die Zwischenquerschnitte, denn für die oberen Querschnitte sind die Schnittgrößen nach dem Verformungszustand bzw. entsprechende Schnittgrößen an der Einspannstelle schon vorgegeben. Eine Lösung der Spannungen und Dehnungen aus der vorgegebenen Resultierenden ist für ein nichtlineares Material nur durch Iterationen möglich. Um den Rechenaufwand zu reduzieren, werden einige Vereinfachungen getroffen. Es wird die mittlere Spannung infolge der Normalkraft ermittelt. Daraus folgt aus dem Materialgesetz eine mittlere Dehnung und ein mittlerer Elastizitätsmodul für den gesamten Querschnitt.

$$E_{bm} = \frac{\sigma_{bm}}{\varepsilon_{bm}} \quad (4-25)$$

Mit diesem geschätzten E-Modul wird der gesamte Querschnitt als linear-elastisch angenommen.

Dadurch ist leicht, den Querschnittswert und die Lage der Resultierenden festzustellen. Das Zusammenwirken der Druckbewehrung wird durch Einführung eines idealen Querschnittes berücksichtigt:

$$A_i = A_b + n_e \cdot A_{s2} \quad (4-26)$$

mit

$$n_e = \min \begin{cases} E_{s2}/E_{bm} \\ \frac{\max \sigma_{s2}}{\varepsilon_{s2} \cdot E_{bm}} \end{cases} \quad (4-27)$$

$$X_s = \frac{A_b \cdot d(y)/2 + n_e \cdot A_{s2} \cdot d_2}{A_i} \quad (4-28)$$

Mit der mittleren Dehnung und der vorgegebenen Krümmung werden die Randdehnungen bzw. Randspannungen festgestellt. Dadurch kann die gesamte Normalkraft auf den Endquerschnitt bestimmt werden. Mit den Gleichgewichtsbedingungen (Gl. 4-8 bis 4-11) wird die Querkraft vorläufig bestimmt. Für den nächsten Querschnitt sind alle Schnittgrößen vorgegeben. Es wird nun iterativ der zu den Schnittgrößen passende Dehnungszustand bzw. die Krümmung festgestellt. Die mittlere Dehnung kann nach wie vor durch Normalkraft ermittelt werden. Nachdem die Dehnungen aller Abschnitte einmal ausgewertet wurden, kann die gesamte Verformung der Zugbewehrung nach Gleichung (4-14) durch numerische Integration bestimmt werden. Damit ist die erste Näherung der Kraft Z_1 in der Bewehrung S_1 bekannt.

Mit der korrigierten Kraft Z_1 wird der Spannungs-Dehnungszustand am untersten Querschnitt und in allen oberen Abschnitten erneut berechnet. Dieser Prozess wird solange wiederholt, bis die Ergebnisse konvergieren. Die zu der vorgegebenen Krümmung in der Einspannstelle zugehörige Querkraft wird bestimmt. Der erste Berechnungsschritt ist damit abgeschlossen.

In den nächsten Berechnungsschritten wird die Krümmung am Endquerschnitt schrittweise vergrößert. Dazu wird die entsprechende Querkraft ermittelt. Die errechnete Querkraft steigt zuerst mit zunehmender Krümmung. Ab einer bestimmten Krümmung wird entwe-

der die aufnehmbare Normalkraft absinken, oder die Zugbewehrung fließt. Die tragbare Querkraft kann deshalb auch absinken.

Die Berechnung wird solange durchgeführt, bis entweder das Maximum der ertragbaren Querkraft oder die maximale Druckdehnung des Betons erreicht wird.

In der Berechnung wird in jedem Schnitt geprüft, ob auf dem wenig gedrückten Rand der Druckzone eine Zugdehnung erscheint. In diesem Fall wird die Querschnittshöhe bis zur neutralen Achse reduziert. Die Querschnittswerte werden auch entsprechend korrigiert.

Nach einer vollständigen Berechnung wird geprüft, ob die angenommene Querschnittshöhe für die Druckzone richtig ist. Eine richtig angesetzte Querschnittshöhe führt zu keiner Reduzierung der Höhe der Druckzone aufgrund einer Zugdehnung. Auf der anderen Seite soll der weniger gedrückte Rand wirklich an der neutralen Achse liegen. Falls diese Anforderungen nicht erfüllt sind, wird die Höhe der Druckzone entsprechend korrigiert und eine neue Berechnung durchgeführt. Unter einer richtig ausgewählten Querschnittshöhe ist die errechnete maximale Querkraft gleich der Tragfähigkeit der Stütze.

4.3 Nachrechnung der Experimente mit dem Ziel der Verifikation des Rechenmodells

Das Rechenmodell wird durch Nachrechnung der Experimente geprüft.

Es werden rund 60 Experimente aus eigenen und fremden Versuchen nachgerechnet. Das Kriterium für die Auswahl ist, daß die Hauptparameter möglichst in einem breiten Band gestreut sind. Diese Parameter liegen in folgenden Bereichen in den nachgerechneten Versuchen:

$$\begin{aligned}
 0,6 &< a/h < 3,6 \\
 -0.1 &< n < 0,7 \\
 0,4 \% &< \mu_L < 2 \% \\
 0 &\leq \mu_w < 2,5 \%
 \end{aligned}$$

Die Ergebnisse der Versuche E01 bis E03 werden nicht benutzt, denn an der Kraft-Verformungshysterese kann deutlich erkannt werden, daß diese Stützen nicht bis an ihre Tragfähigkeitsgrenze belastet wurden. Der Grund dafür ist zu geringe Belastungskapazität des Rütteltisches. Die ausgewählten Versuche und ihre Daten sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Die Bezeichnung der Experimente ist identisch mit der im Anhang II.

Tabelle 4.1a: Ausgewählte Versuche mit ihren wichtigsten Daten

Nr	Test	a cm	b cm	d cm	h cm	As1,2	Asw cm ² /m	β_s kN/cm ²	f' _c N/mm ²	N kN
1	1.1	16.8	16	16	14	2Ø13	0	28	29.1	300
2	1.2	33.6	16	16	14	2Ø13	0	23.5	36	360
3	1.5	50.4	16	16	14	2Ø13	0	28	36	180
4	1.7	8.4	16	16	14	2Ø13	0	28	29.1	300
5	1.9	25.2	16	16	14	2Ø13	0	23.5	29.1	300
6	1.10	33.6	16	16	14	2Ø13	0	28.2	21.8	240
7	1.11	8.4	16	16	14	2Ø13	0	30.5	21.3	120
8	1.12	16.8	16	16	14	2Ø13	0	30.5	21.3	120
9	1.13	25.2	16	16	14	2Ø13	0	25.6	21.3	120
0	1.15	8.4	16	16	14	2Ø13	0	30.5	19.7	0
11	1.17	25.2	16	16	14	2Ø13	0	25.6	19.7	0
12	1.18	33.6	16	16	14	2Ø13	0	30.5	19.7	0
13	1.20	16.8	16	16	14	2Ø13	14.1	28	20.2	230
14	1.22	16.8	16	16	14	2Ø13	3.14	28	20.2	230
15	3.1	25	25	25	21.5	3Ø13	2.67	37.8	19	0
16	3.2	25	25	25	21.5	3Ø13	15.7	37.8	19	396
17	3.5	25	25	25	21.5	3Ø16	12.85	34	19	0
18	3.9	25	25	25	21.5	3Ø19	19.84	35.4	19	-119
19	3.13	50	25	25	21.5	3Ø19	24	35.4	19	0
20	3.14	50	25	25	21.5	3Ø19	12.3	35.4	19	0
21	3.15	50	25	25	21.5	3Ø19	60	35.4	19	396
22	3.22	25	25	25	21.5	3Ø13	27.91	38.9	27	164
23	3.26	50	25	25	21.5	3Ø13	6.78	38.9	32.2	164
24	3.31	37.5	25	25	21.5	3Ø13	3.98	36.4	19.3	328
25	3.37	37.5	25	25	21.5	3Ø10	7.37	38.2	19.3	164
26	3.40	75	25	25	21.5	3Ø16	12.43	35.6	19.3	328
27	3.44	75	25	25	21.5	3Ø13	6.52	36.4	19.3	328
28	3.45	75	25	25	21.5	3Ø13	4.93	36.4	19.3	164
29	3.47	37.5	25	25	21.5	3Ø16	6.03	35.6	19.3	164
30	3.49	50	25	25	21.5	3Ø10	9.04	41.3	24	328

Tabelle 4.1a: Ausgewählte Versuche mit ihren wichtigsten Daten (Fortsetzung)

Nr	Test	a cm	b cm	d cm	h cm	As1,2	Asw cm ² /m	β_s kN/cm ²	f'_c N/mm ²	N kN
31	3.53	50	25	25	21.5	3Ø16	30.46	39.5	24	328
32	3.58	50	25	25	21.5	3Ø13	15.28	42.3	21.9	164
33	3.63	62.5	25	25	21.5	3Ø13	15.33	42.3	22.8	328
34	3.68	75	25	25	21.5	3Ø16	15.47	40.6	24.4	164
35	3.73	37.5	25	25	21.5	2Ø19	4.46	36.5	15.3	164
36	3.77	50	25	25	21.5	2Ø16	11.41	35.6	15.3	164
37	3.90	50	25	25	21.5	2Ø19	25.44	37.6	26.1	328
38	3.98	50	25	25	21.5	2Ø16	17.5	38.8	26.1	328
39	3.103	50	25	25	21.5	5Ø10	17.94	38.3	26.1	164
40	3.108	25	25	25	21.5	3Ø10	11.31	38.7	14.6	164
41	3.107	25	25	25	21.5	3Ø10	11.31	38.7	14.6	164
42	3.111	25	25	25	21.5	3Ø 9	5.02	40	18	164
43	3.119	37.5	25	25	21.5	3Ø13	23.5	33.6	26.2	164
44	3.121	37.5	25	25	21.5	3Ø16	30.23	40.6	26.2	164
45	3.124	50	25	25	21.5	3Ø10	18.85	44.6	24.1	656
46	3.125	50	25	25	21.5	3Ø10	18.8	45	24.1	875
47	3.126	50	25	25	21.5	3Ø13	42.33	44.1	24.1	656
48	3.129	50	25	25	21.5	3Ø13	18.8	44.1	24.1	875
49	7.1	37.5	25	25	21.5	3Ø16	14.1	54.2	38	150
50	7.4	37.5	25	25	21.5	3Ø16	21.20	54.2	38	198
51	7.8	37.5	25	25	21.5	3Ø16	21.2	54.2	28.3	300
52	7.12	37.5	25	25	21.5	3Ø16	14.1	54.2	29.3	450
53	7.15	37.5	25	25	21.5	3Ø16	31.8	54.2	32.9	450
54	7.20	37.5	25	25	21.5	3Ø16	21.20	54.2	29.4	150
55	7.25	37.5	25	25	21.5	3Ø16	31.8	54.2	22.1	450
56	E00	80	12.5	40	36.2	2Ø25	5.02	52.2	14.8	0
57	E04	60	12.5	40	36.5	2Ø20	10.47	52.2	20.3	0
58	E05	60	12.5	40	36.5	2Ø20	10.47	52.2	24.6	202
59	E06	60	12.5	40	36.5	2Ø20	10.47	52.2	20.4	325
60	E07	60	12.5	40	36.5	2Ø20	6.28	52.2	21.4	258
61	E08	60	12.5	40	36.5	2Ø20	15.71	52.2	18.4	216
62	E09	60	12.5	40	36.5	2Ø20	31.42	52.2	24.9	210
63	E10	25	12.5	25	21.5	2Ø20	10.47	52.2	22.5	0
64	E12	25	12.5	25	21.5	2Ø20	10.47	52.2	27.8	321

Tabelle 4.1b: Ergebnisse der Nachrechnung

Nr	Test	Hauptparameter				Q _u kN	Q _r kN	f = $\frac{Q_r}{Q_u} - 1$
		a/h	μ _L (%)	μ _W (%)	n			
1	1.1	1.20	1.04	0.00	0.48	122	82.4	-0.325
2	1.2	2.40	1.04	0.00	0.47	70	63.3	-0.096
3	1.5	3.60	1.04	0.00	0.23	41	41.3	0.007
4	1.7	0.60	1.04	0.00	0.48	127	154	0.213
5	1.9	1.80	1.04	0.00	0.48	95	65.4	-0.312
6	1.10	2.40	1.04	0.00	0.52	61.7	44.2	-0.284
7	1.11	0.60	1.04	0.00	0.26	91	102	0.121
8	1.12	1.20	1.04	0.00	0.26	70	74	0.057
9	1.13	1.80	1.04	0.00	0.26	71	64.5	-0.092
10	1.15	0.60	1.04	0.00	0.00	66	64.5	-0.023
11	1.17	1.80	1.04	0.00	0.00	38	41.1	0.082
12	1.18	2.40	1.04	0.00	0.00	39	30.8	-0.210
13	1.20	1.20	1.04	0.88	0.53	113	94.1	-0.167
14	1.22	1.20	1.04	0.20	0.53	86.6	55.2	-0.363
15	3.1	1.16	0.64	0.11	0.00	120	121	0.008
16	3.2	1.16	0.64	0.63	0.40	112	118	0.054
17	3.5	1.16	0.97	0.51	0.00	167	169	0.012
18	3.9	1.16	1.36	0.79	-0.12	177	187	0.056
19	3.13	2.33	1.36	0.96	0.00	121	115	-0.050
20	3.14	2.33	1.36	0.49	0.00	113	115	0.018
21	3.15	2.33	1.36	2.40	0.40	161	176	0.093
22	3.22	1.16	0.64	1.12	0.12	170	189	0.115
23	3.26	2.33	0.64	0.27	0.10	110	96.1	-0.126
24	3.31	1.74	0.64	0.16	0.33	131	151	0.153
25	3.37	1.74	0.38	0.29	0.16	83	91.4	0.101
26	3.40	3.49	0.97	0.50	0.33	81.3	92.7	0.140
27	3.44	3.49	0.64	0.26	0.33	63.9	75.5	0.182
28	3.45	3.49	0.64	0.20	0.16	52.8	58.8	0.114
29	3.47	1.74	0.97	0.24	0.16	145	151	0.041
30	3.49	2.33	0.38	0.36	0.26	103	101	-0.019
31	3.53	2.33	0.97	1.22	0.26	141	152	0.078
32	3.58	2.33	0.64	0.61	0.14	98.3	97.6	-0.007
33	3.63	2.91	0.64	0.61	0.28	95.2	100	0.050
34	3.68	3.49	0.97	0.62	0.13	83.5	84	0.006
35	3.73	1.74	0.91	0.18	0.21	126	126	0.000
36	3.77	2.33	0.64	0.46	0.21	77	86	0.117
37	3.90	2.33	0.91	1.02	0.24	151	144	-0.046
38	3.98	2.33	0.64	0.70	0.24	134	123	-0.082
39	3.103	2.33	0.63	0.72	0.12	114	92.7	-0.187
40	3.108	1.16	0.38	0.45	0.22	135	123	-0.089
41	3.107	1.16	0.38	0.45	0.22	145	123	-0.152
42	3.111	1.16	0.31	0.20	0.17	104	125	0.202

Tabelle 4.1b: Ergebnisse der Nachrechnung (Fortsetzung)

Nr	Test	Hauptparameter				Q _u kN	Q _r kN	f = $\frac{Q_r}{Q_u} - 1$
		a/h	μ _L (%)	μ _W (%)	n			
43	3.119	1.74	0.64	0.94	0.12	143	116	-0.189
44	3.121	1.74	0.97	1.21	0.12	160	169	0.056
45	3.124	2.33	0.38	0.75	0.52	145	121	-0.166
46	3.125	2.33	0.38	0.75	0.70	146	126	-0.137
47	3.126	2.33	0.64	1.69	0.52	155	157	0.013
48	3.129	2.33	0.64	0.75	0.70	168	159	-0.054
49	7.1	1.74	0.97	0.56	0.08	200	210	0.050
50	7.4	1.74	0.97	0.85	0.10	198	210	0.061
51	7.8	1.74	0.97	0.85	0.20	165	180	0.091
52	7.12	1.74	0.97	0.56	0.29	225	207	-0.080
53	7.15	1.74	0.97	1.27	0.26	290	267	-0.079
54	7.20	1.74	0.97	0.85	0.10	220	205	-0.068
55	7.25	1.74	0.97	1.27	0.39	180	215	0.194
56	E00	2.21	1.96	0.40	0.00	109	180	0.651
57	E04	1.64	1.26	0.84	0.00	235	181	-0.230
58	E05	1.64	1.26	0.84	0.20	235	235	0.000
59	E06	1.64	1.26	0.84	0.38	238	229	-0.038
60	E07	1.64	1.26	0.50	0.29	175	225	0.286
61	E08	1.64	1.26	1.26	0.28	234	234	0.000
62	E09	1.64	1.26	2.51	0.20	258	240	-0.070
63	E10	1.16	2.01	0.84	0.00	160	171	0.069
64	E12	1.16	2.01	0.84	0.45	131	166	0.267
		Mittelwert				(-.004 ohne E00, 1.22)	0.000	
		Standardabweichung				(0.133) 0.161	
		max. Wert				(0.286) 0.651	
		min. Wert				(-.325) -0.363	

mit: Q_u-Bruchlast in Versuchen
 Q_r-Bruchlast aus der Berechnung

Für die weitere statistische Auswertung werden zwei Nachrechnungsergebnisse mit jeweils maximaler positiver und negativer Abweichung als gestört außer acht gelassen.

Es wird angenommen, daß die Abweichungen zwischen den Berechnungen nach dem Modell und den Versuchen einer Normalverteilung folgen. Daraus ergeben sich die zwei Schätzwerte für den Mittelwert:

$$\mu = -0,004$$

und die Standardabweichung:

$$\sigma = 0,133$$

Um die Genauigkeit und Sicherheit der Annahme zu gewährleisten, wird ein Anpassungstest mit Hilfe der χ^2 -Verteilung durchgeführt. Dabei werden alle Abweichungswerte in sechs Klassen (Intervalle) geteilt.

Die Testgröße:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(F_i - n \cdot p_i)^2}{n \cdot p_i} \quad (4-29)$$

- mit F_i - Anzahl der Stichprobewerte (Abweichungswerte) im Intervall i - Istwert
 K - Anzahl der Klassen
 p_i - Wahrscheinlichkeit der Anzahl der Stichprobewerte im Intervall i nach dem Hypothesen(angenommene Verteilung)-Sollwert
 n - Anzahl der gesamten Stichprobewerte

ist ein Maß für die Abweichung der wahren Verteilung von der hypothetischen. Zu einem vorgegebenen Signifikanzniveau α und $m = k-r-1$ Freiheitsgraden wird ein kritischer Wert χ_{α}^2 aus der χ^2 -Verteilung festgestellt. Falls die Ungleichung

$$\chi^2 < \chi_{\alpha}^2 \quad (4-30)$$

erfüllt wird, ist die Annahme akzeptabel. Die Größe r ist die Anzahl von geschätzten Parametern in der Hypothese.

Das Niveau α ist die Wahrscheinlichkeit für den Fall, daß χ^2 größer als χ_{α}^2 ist.

In unserem Fall beträgt der Freiheitsgrad

$$m = 6 - 2 - 1 = 3$$

Mit einem Signifikanzniveau $\alpha = 0,05$ gibt es einen χ^2 -Wert von 7,8. Die Auswertung der Testgröße ist in der Tabelle 4.2 aufgelistet. Es zeigt sich, daß die χ^2 -Prüfung der Annahme der Normalverteilung nicht widerspricht. Dadurch werden die Schätzwerte μ und σ als die richtigen Parameter der Verteilung festgelegt.

Der kleine Mittelwert und die kleine Standardabweichung zeigen, daß das Rechenmodell zu den Versuchen gut paßt.

Tabelle 4.2: Auswertung der χ^2 -Testgröße

Gruppe-Bereich			ϕ_i	P_i	F_i	$n \cdot p_i$	$A = F_i - np_i$	A^2	$\frac{A^2}{np_i}$
f_u	f_o	z_o							
($-\infty$, $-.135$]		-0.98	0.16	0.16	11	10.1	0.83	0.69	0.07
($-.135$, $-.063$]		-0.44	0.33	0.16	9	10.5	-1.51	2.30	0.22
($-.063$, $.001$]		0.04	0.51	0.18	10	11.3	-1.30	1.71	0.15
($.001$, $.058$]		0.47	0.67	0.16	13	10.1	2.84	8.05	0.79
($.058$, 0.13]		1.01	0.84	0.16	11	10.1	0.87	0.8	0.07
(0.13 , $+\infty$)		∞	1	0.15	8	9.71	-1.71	2.9	0.30
Summe				1	62				1.61

Um den Einfluß der einzelnen Hauptparameter auf die Abweichungen des Rechenmodells von den Versuchen zu studieren, werden die Nachrechnungsergebnisse nach den jeweiligen Hauptparametern umsortiert. Die Bilder 4.5 bis 4.8 stellen diese umsortierten Ergebnisse dar.

Aus Bild 4.5 sieht man, daß die Abweichungen unter der relativen großen Kraft etwas größer sind. Es entspricht der Tatsache, daß die Stütze unter der hohen Normalkraft spröde ist, und die Tragfähigkeit stark variieren kann.

Der Einfluß des a/h -Verhältnisses ist nicht so ausgeprägt wie der der Normalkraft. Insgesamt gibt es etwas größere Abweichungen bei einem kleinen a/h -Wert als bei einem großen. Bei einem kleinen a/h -Verhältnis rückt das Verbundproblem in den Vordergrund.

Die Verbundeigenschaft zwischen Beton und Stahl ist empfindlicher und breiter gestreut als die Festigkeit der Materialien. Dies kann ein möglicher Grund für die Verteilung der Abweichungen sein.

Im Bezug auf den Gehalt an Längsbewehrung zeigt sich eine Abhängigkeit der Abweichungen. Der höhere Bewehrungsgehalt ist mit einer Verschiebung der Abweichungen in die positiven Richtungen verbunden. Das bedeutet, daß die Wirkung der Längsbewehrung im Modell etwas überschätzt wird.

Bei einem kleinen Querbewehrungsgehalt streuen die Abweichungen stärker als bei einem großen. Ein niedriger Schubbewehrungsgrad führt zu einem spröden Verhalten der Stütze. Deshalb ist die Streuung der Ergebnisse der Versuche hier größer.

Für die praktische Anwendung des Rechenmodells wird eine 5%-Fraktile für die berechnete Tragfähigkeit einer Stütze eingesetzt, so daß die Wahrscheinlichkeit der durch das Rechenmodell entstehenden unsicheren Aussage unter 5% bleibt. Es wird ein Faktor a gesucht, mit dem die rechnerische Tragfähigkeit reduziert wird. Es soll folgende Ungleichung erfüllt sein:

$$P(a \cdot Q_r < Q_u) > 95\% \quad (4-31)$$

bzw.
$$P(f < f_a = 1/a - 1) \geq 95\% \quad (4-32)$$

Daraus folgt:

$$f_a = \mu + 1,65 \cdot \sigma = 0,215 \quad (4-33)$$

und

$$a = \frac{Q_{r5\%}}{Q_r} = \frac{1}{1 + f_a} = 0,823 \quad (4-34)$$

D.h., die 5% Fraktile wird gewährleistet, wenn die Aussage über die Schubtragfähigkeit einer gedrunenen Stütze aus dem 0,82fachen Wert des Berechnungsergebnisses aufgrund des Modells gewonnen wird.

Das Rechenmodell kann für eine Stütze mit dem a/h -Verhältnis von 0,6 bis 3,5 gültig sein.
Der Parameter n für die Normalbeanspruchung kann bis 0,7 variiert werden.

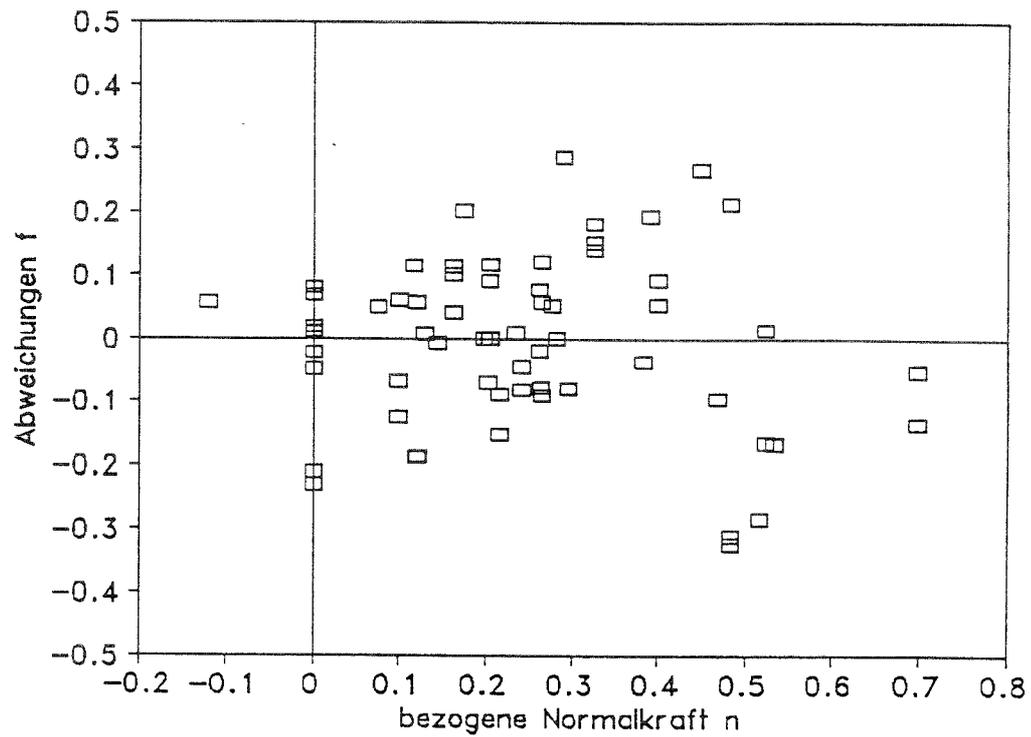


Bild 4.5: Abweichungen zwischen Rechenmodell und Versuchen bezogen auf die normierte Normalkraft

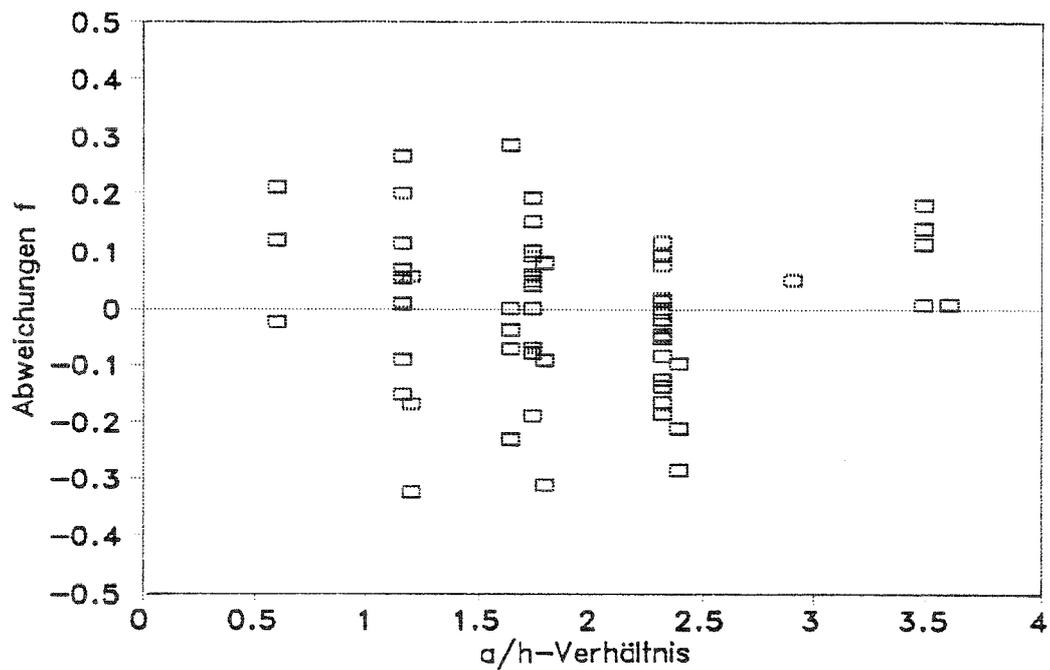


Bild 4.6: Abweichungen zwischen Rechenmodell und Versuchen bezogen auf das a/h -Verhältnis

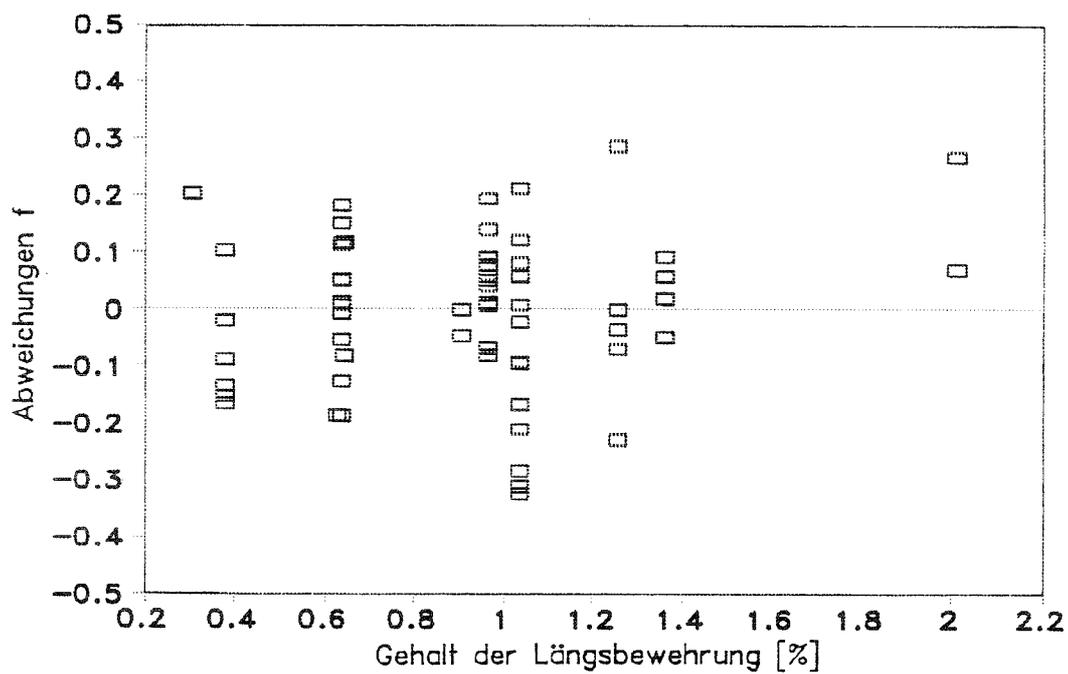


Bild 4.7: Abweichungen zwischen Rechenmodell und Versuchen bezogen auf den Gehalt an Längsbewehrung

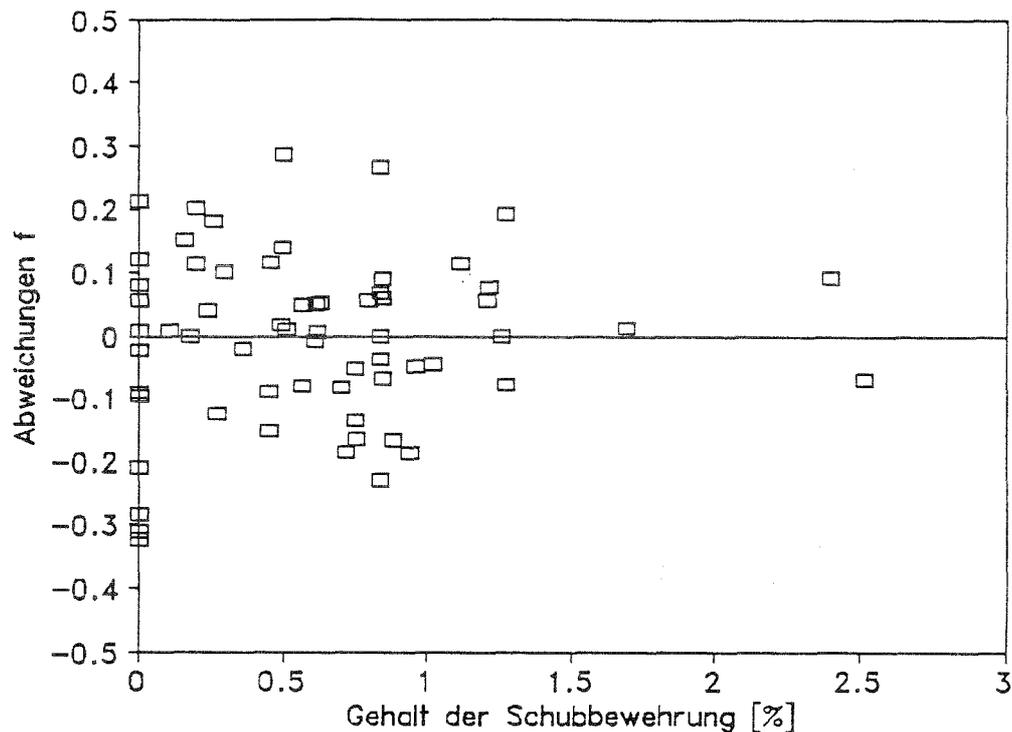


Bild 4.8: Abweichungen zwischen Rechenmodell und Versuchen bezogen auf den Gehalt an Querbewehrung

Es wird mit Hilfe des Rechenmodells ein M-N-Interaktionsdiagramm im Bruchzustand einer kurzen Stütze aufgestellt. Die gewählten Parametersind folgende (Bild 4.9):

$$a/h = 2$$

$$\mu_w = 0,73 \%$$

$$a = b = 30 \text{ cm}$$

$$d_1/d = 0,1$$

Stahl: BSt 500/550

Die anderen Parameter wurden im Diagramm variiert. Wegen der mangelnden Versuchsdaten für kurze Stützen mit höherer axialer Zug- und Druckbelastung und Versuche mit höherem Längsbewehrungsgehalt kann das Diagramm nur in einem beschränkten Bereich gezeichnet werden.

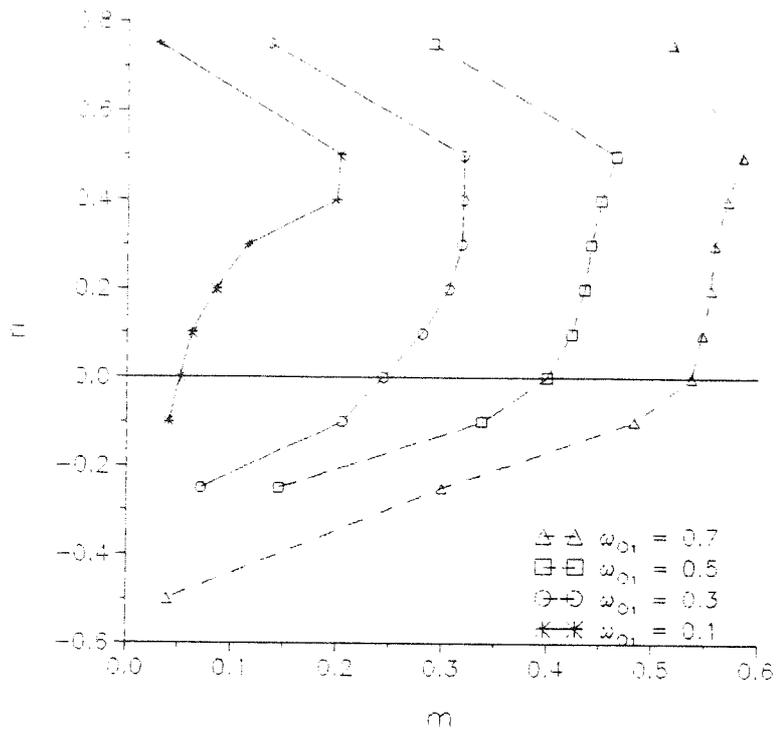


Bild 4.9 M-N-Diagramm für eine kurze Stütze im Bruchzustand

5. ZUSAMMENFASSUNG

In dem Forschungsvorhaben wurde die Tragfähigkeit einer gedrunenen Stütze gegen Querbelastung sowohl experimentell als auch analytisch untersucht. Der Stand der Technik über die bisherigen Forschungsarbeiten wurde zusammengestellt. Dadurch wird ein Überblick über das Tragverhalten einer gedrunenen Stütze durch die Experimente, die verschiedenen Rechenmodelle für die analytische bzw. rechnerische Untersuchung und die Einflüsse der wichtigen Parameter auf das Tragverhalten geschaffen. Die Wirkung der vier wichtigen Parameter: das Verhältnis der Länge zur Höhe a/h , die Normalbeanspruchung n , der Gehalt der Längsbewehrung μ_L und der Gehalt der Querbewehrung μ_W , werden diskutiert. Die verschiedenen Berechnungsmethoden werden verglichen.

Die experimentellen Untersuchungen wurden sowohl dynamisch- als statisch-zyklisch durchgeführt. In den Versuchen wurden die vier Hauptparameter variiert, um ihren Einfluß auf das Tragverhalten einer kurzen Stütze weiter zu studieren. Durch die eigenen Versuche wurde der Zusammenhang zwischen der Versagensart und den verschiedenen Parametern festgestellt.

Aus diesen Untersuchungen kann die Eigenschaft einer gedrunenen Stütze unter Normal- und Querbeanspruchung wie folgt zusammengefasst werden:

Eine kurze Stütze versagt spröde, weil das schiefe Druckversagen im Beton infolge Querkraft und Normalkraft dominiert. Eine schlanke Stütze ($a/h > 2.5$) versagt hauptsächlich auf Biegung und verhält sich duktiler. Die Traglast für die Querbeanspruchung ist aber niedriger als die einer kürzeren. Wenn das a/h -Verhältnis zu klein ist, kann die Längsbewehrung nicht gut verankert werden. Das Verhältnis a/h ist deshalb entscheidend für das Tragverhalten der Stütze. Die Querbewehrung hat großen Einfluß auf die Duktilität. Eine hohe Querbewehrung führt zu einer besseren Verformbarkeit der Stütze. Sie beeinflusst die Tragfähigkeit der Stütze aber unterschiedlich. Falls der Querbewehrungsgehalt unter 1% ist, hat die Querbewehrung deutlich Wirkung auf der Tragfähigkeit der Stütze, Ansonsten ist die Wirkung nicht groß. Eine mäßige Normalbeanspruchung (n gegen 0,4) führt zu einer höchsten Bruchlast unter Querbeanspruchung. Die Erhöhung der Normalbeanspruchung führt zu spröderem Verhalten der Stütze.

Eine kurze Stütze wird sich besser verhalten, wenn die Normalkraft nicht zu hoch ist und ausreichende Querbewehrung eingebaut wird. Eine zu kurze Stütze sollte auf jeden Fall vermieden werden.

Auf Grund der bisherigen Kenntnisse wurde ein eigenes Rechenmodell für die Ermittlung der Tragfähigkeit einer gedrunghenen Stütze entwickelt. Eine Kombination aus Fachwerks- und Biegemodell ist die Grundlage dafür. Der Effekt der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton wird durch eine relativ einfache Beziehung beschrieben. Die Wirkung der Querbewehrung ist durch den Einfluß der Einschnürung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt. Die Nachrechnungen der über 60 Versuchsergebnisse zeigen, daß das relativ unkomplizierte Rechenmodell für seine Aufgabe tauglich ist. Durch eine statistische Auswertung wird nachgewiesen, daß die Abweichungen zwischen den Rechenergebnissen und den Versuchen zu einer Normalverteilung passt. Daraus wird die statistische Aussage zur Sicherung der Qualität des Rechenmodells abgeleitet. Wenn die rechnerische Bruchlast einer Stütze aus dem Modell mit einem Faktor 0,82 reduziert wird, ist eine Begrenzung der Wahrscheinlichkeit für die Unsicherheit der Aussage unter 5% gewährleistet.

Die Bereiche der Variation der Hauptparameter in dem Rechenmodell sind durch die Streuungsbereiche dieser Parameter in den Versuchen beschränkt. Forschungsbedarf besteht noch für kurze Stützen unter größerer Axialkraft sowie mit höherem Längsbewehrungsgehalt.

Für die praktische Anwendung können die M-N-Interaktionsdiagramme mit ergänzten Parametern aus dem Rechenmodell erstellt werden. Dadurch wird die Ermittlung der Tragfähigkeit einer kurzen Stütze für die Ingenieurarbeit ermöglicht.

6. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), Detroit, Michigan, USA, September 1984.
- [2] American Concrete Institute, Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), Detroit, Michigan, USA, September 1984.
- [3] Comite Euro-International de Beton, Model Code For Seismic Design of Concrete Structures, 1 - Final Draft, October 1983, Bulletin d'Information No. 160, Rome, Italy, October 1983.
- [4] Comite Euro-International de Beton, CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton - Band 3, Ausgabe 1978, Übersetzung der französischen Originalfassung, Berlin, 1978.
- [5] Jirsa J. O., Maruyama K., Ramirez H., The Influence of Load History on the Shear Behavior of Short Reinforced Concrete Columns, Volume 6, Page 339, University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA.
- [6] Joh O., Schibata T., Shear Failure of Reinforced Concrete Columns due to Biaxial Lateral Loads.
- [7] Kaneko Y., Tanaka Y., Brittle Failure Criteria of Reinforced Concrete Short Columns caused by Earthquake Loadings, 7th WCEE, Volume VI, Page 565, Istanbul, Turkey, September 1980.
- [8] Kaneko Y., Tanaka Y., Shear Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Short Columns, Proceedings of the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, November 1978.
- [9] Building Research Institute, Ministry of Construction, A List of Experimental Results on Deformation Ability of Reinforced Concrete Columns under Large Deflection (No. 3), in "Kenchiku, Kenkyu, Shiryo", (No. 21), Japan, February 1978.
- [10] Maruyama K., Ramirez H., Jirsa J. O., University of Texas at Austin, Short reinforced Concrete Columns under Bilateral Load Histories, ASCE - Journal of Structural Engineering - Volume 110, No. 1, Page 120, January 1984.
- [11] Ramirez H., Jirsa J. O., Effect of Axial Load on Shear Behavior of Short Reinforced Concrete Columns under Cyclic Lateral Deformations, University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA, June 1980.

- [12] Shimazu T. Hirai M., Strength Degradation of Reinforced Concrete Columns subjected to Multi-Cycle Reversals of Lateral Load at given Amplitudes of Post-Yielding Deformation, Session 3D: Dynamic Behavior of Structural Elements, No. 139, 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973.
- [13] Tanaka Y., Kaneko Y., Yashiro H., Tie Confining Effect on Plastic Hinge in Reinforced Concrete Short Columns under Cyclic Shear Loadings, 8th WCEE, Volume V, Page 829, San Francisco, California, USA, July 1984.
- [14] Tanaka Y., Kaneko Y., Yashiro H., The Shear Failure Properties of Reinforced Concrete Short Columns affected by Bond in Main Bars, Chapter 7.4, Page 33.
- [15] Tegos I. A., Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Short Columns and Coupling Beams.
- [16] Umehara H., Jirsa J. O., University of Texas at Austin, Short Rectangular Reinforced Concrete Columns under Bidirectional Loadings, ASCE - Journal of Structural Engineering, Volume 110, No. 3, Page 605, March 1984.
- [17] Umehara H., Jirsa J. O., Behavior and Design of Short Reinforced Concrete Columns, 8th WCEE, Volume V, Page 877, San Francisco, California, USA, 1984.
- [18] Umehara H., Shear Strength and Deterioration of Short Reinforced Concrete Columns under Cyclic Deformation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA, May 1982.
- [19] Umehara H., Jirsa J. O., The Shear Strength of Short Reinforced Concrete Columns, ECEE, Page 197, Athens, Greece, 1982.
- [20] Watanabe F., Shear Capacity of Reinforced Concrete Short Columns, 8th WCEE, Volume V, Page 853, San Francisco, California, USA, 1984.
- [21] Woodward K. A., Jirsa J. O., University of Texas at Austin, Influence of Reinforcement on Reinforced Concrete Short Column Lateral Resistance, ASCE - Journal of Structural Engineering, Volume 110, No. 1, January 1984.
- [22] Woodward K. A., Jirsa J. O., Behavior Classification of Short Reinforced Concrete Columns subjected to Cyclic Deformations, University of Texas at Austin, Austin, Texas, Usa, July 1980.
- [23] Woodward K. A., Behaviour of Short Reinforced Concrete Columns subjected to Cyclic Bilateral Deformations, Volume 6, Page 347, University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA.

- [24] Yamada M., Shear Strength, Deformation and Explosion of Reinforced Concrete Short Columns, Shear in Reinforced Concrete, Volume 1, SP 42-48, Page 617, Detroit, Michigan, USA, 1974.
- [25] Yamada M., Yagi S., Shear Explosion of Reinforced Concrete Short Columns - for the Basis to Establish a new Aseismic Design of Reinforced Concrete Structures, 5th WCEE, Page 791, Rome, Italy, 1973.
- [26] Yamada M., Ultimate Deformation of Reinforced Concrete ASCE/IABSE Discussion Summary, Page 669, August 1972.
- [27] Yamada M., Furui S., Shear Resistance and Explosive Cleavage Failure of Reinforced Concrete Members subjected to Axial Load, IABSE, 8th Congress, Final Report, Page 1091, New York, USA, September 1968.
- [28] Yamada M., Kawamura H., Simplified Calculation Method for Flexural and Shear Strength and Deformation of Reinforced Concrete Columns under Constant Axial Loads, Page 153.
- [29] D.C. Kent and R. Park, Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 97, ST7 July 1971

ANHANG I

DOKUMENTATION DER ERGEBNISSE DER EIGENVERSUCHE

Versuch E01 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.80 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 2.0$

Art der Belastung: Dynamisch

Lastverlauf: Rund 1 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 159.6 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 9.18 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 0$

Rißlast: $P_r = 22.4 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 17.92 \text{ KNm}$

max. Last: $P = 159.6 \text{ KN}$; max.Moment: $M = 127.68 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 46.75 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 22055 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 62.5 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

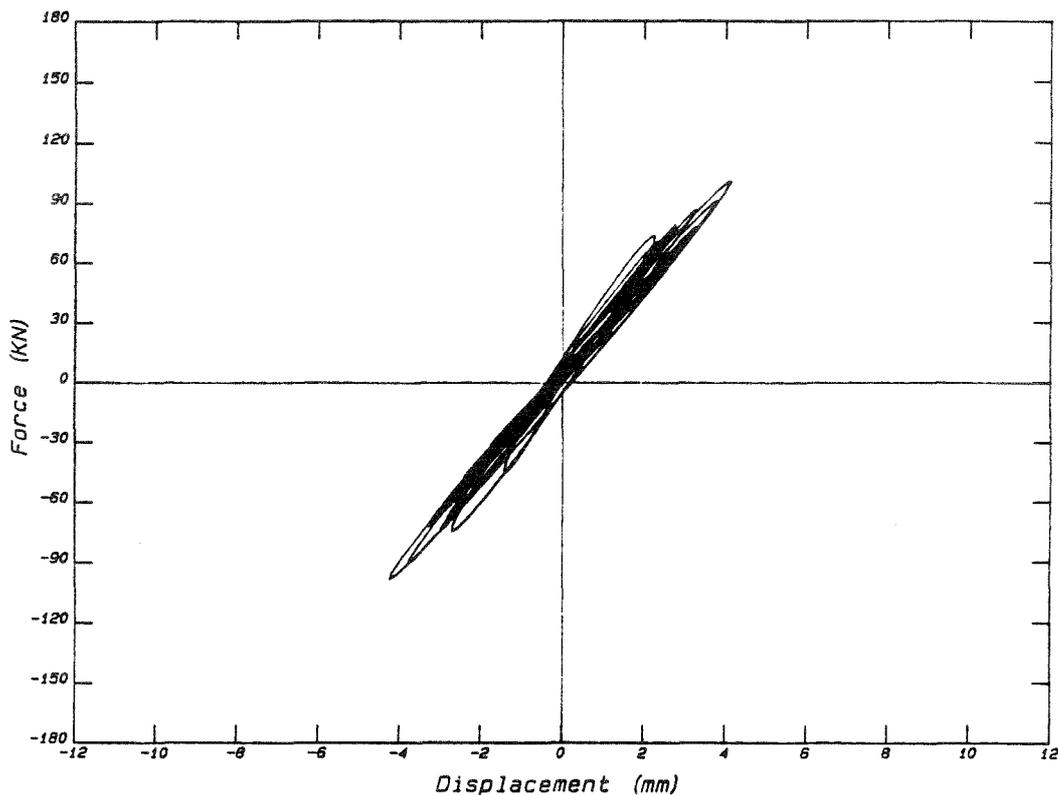
In Rund 2 wurden statt des Wegaufnehmers auf der Diagonalen drei Wegaufnehmer dreieckförmig angebracht.

Versuch E01 Anordnung der Meßkanäle

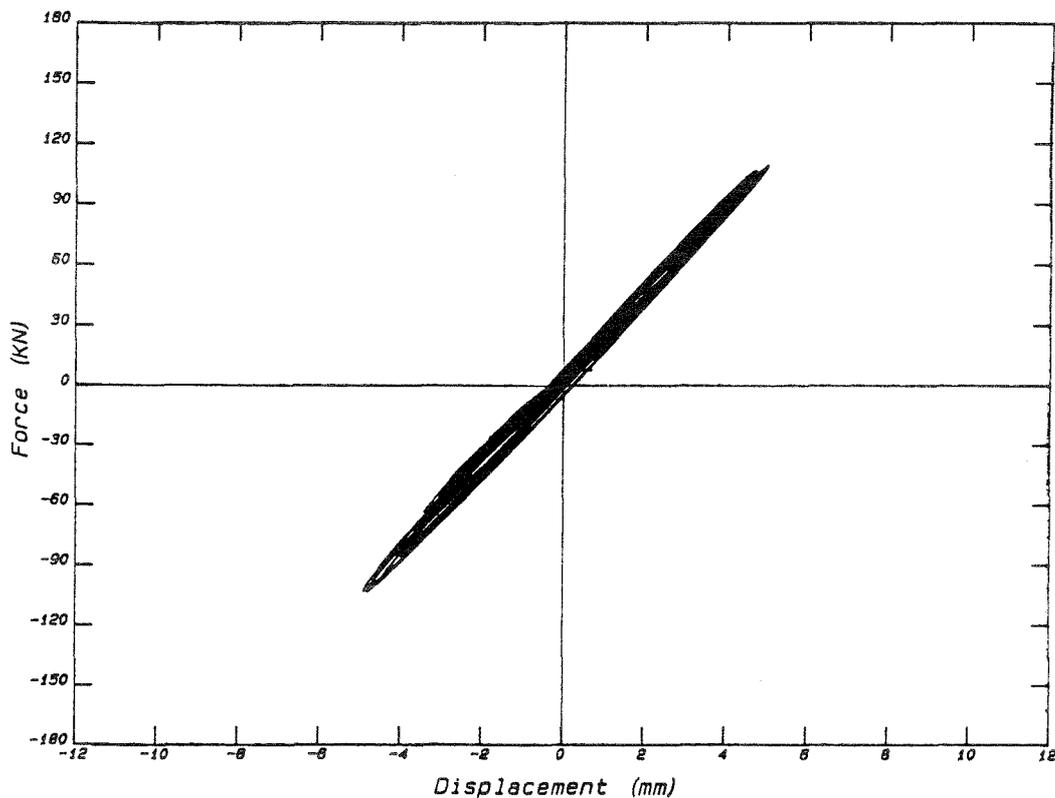
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Beschleunigung Tischplatte	BM
2	Beschleunigung Kopfmasse	BM
3	Horizontalkraft Nord	KMD
4	Horizontalkraft Süd	KMD
5	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
6	Vertikalverschiebung Kopf Süd	W 100
7	Vertikalverschiebung Kopf	W 50
8	Diagonale Nord	W 10
9	Diagonale Süd	W 10
10	Horizontaleverschiebung Stütze West h/2	W 50
11	Relativversch. Fundament/Stütze horiz.	W 2
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 10
13	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 10
14	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 10
15	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 10
16	Relativversch. Fundament/Stütze O. 16 cm	W 2
17	Relativversch. Fundament/Stütze W. 16 cm	W 2
18	Relativverschiebung Stütze/Kopf O. 16 cm	W 2
19	Relativverschiebung Stütze/Kopf W. 16	W 2
20	Horizontalverschiebung Fundament West	W 2
21	Dreieck unten	W 2
22	Dreieck oben Ost	W 2
23	Dreieck oben West	W 2

Versuch E01 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E01r1

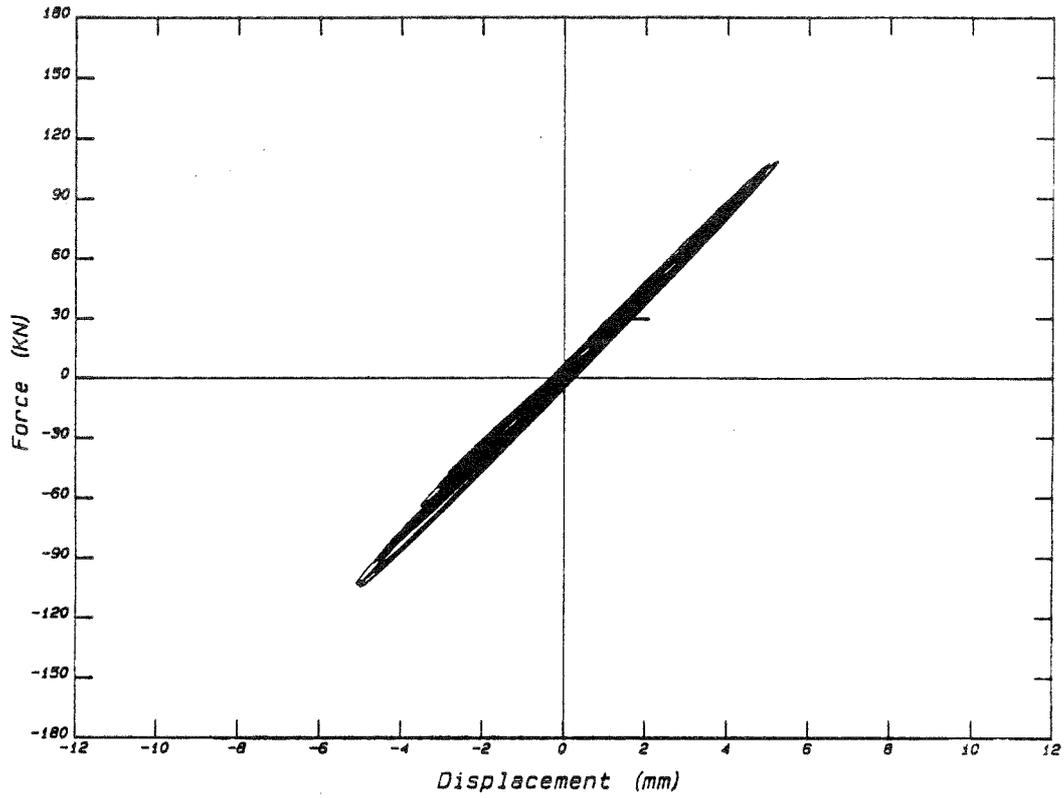


Hysterese E01r2

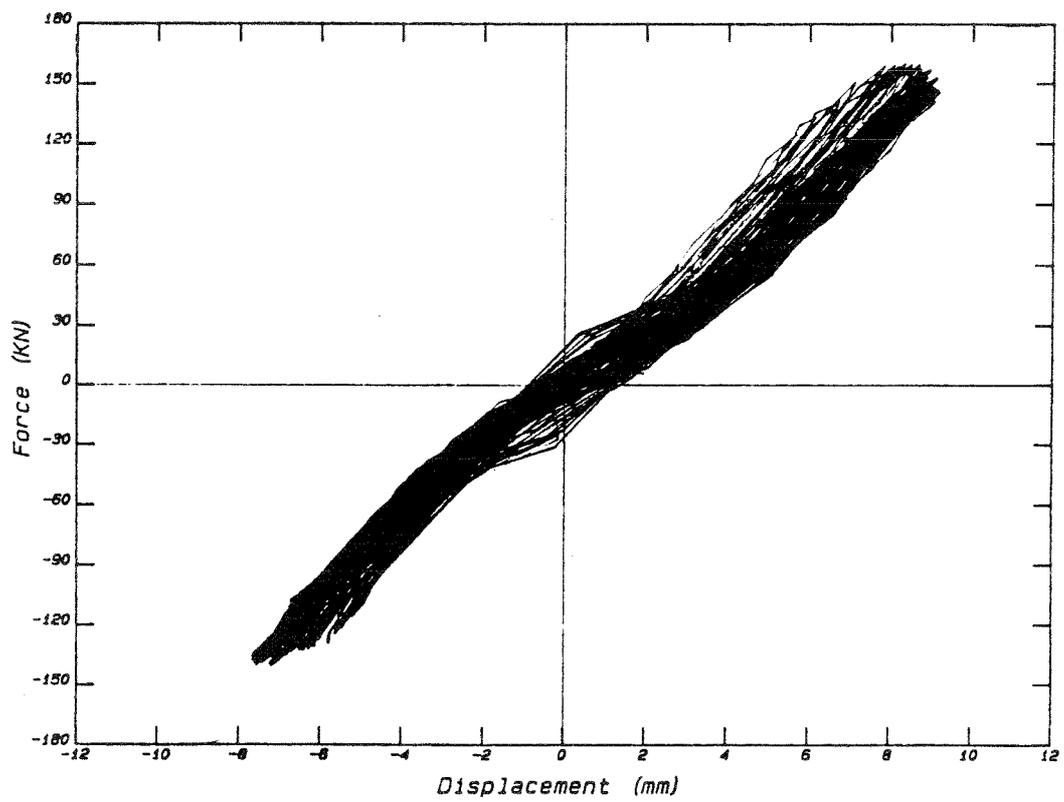


Versuch E01 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E01r3



Hysterese E01r4



Versuch E02 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.80 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 2.0$

Art der Belastung: Dynamisch

Lastverlauf: Rund 1 und 2 El-Centro, Rund 3 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 148.8 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 9.60 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 210.9 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = -2.94 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = -1.07 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 26.8 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 21.44 \text{ KNm}$

max. Last $P = 148.8 \text{ KN}$; max.Moment: $M = 119.04 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 40.64 \text{ N/mm}^2$

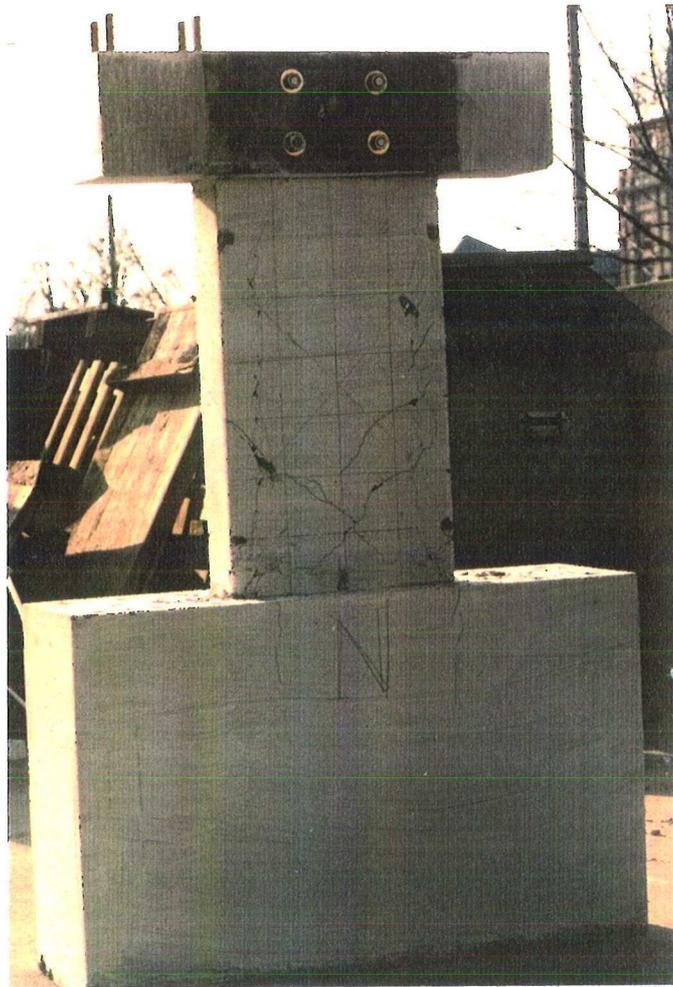
Elastizitätsmodul: $E = 15270 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 57.7 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

Es wurden nur drei Runs gefahren.

Versagensbild

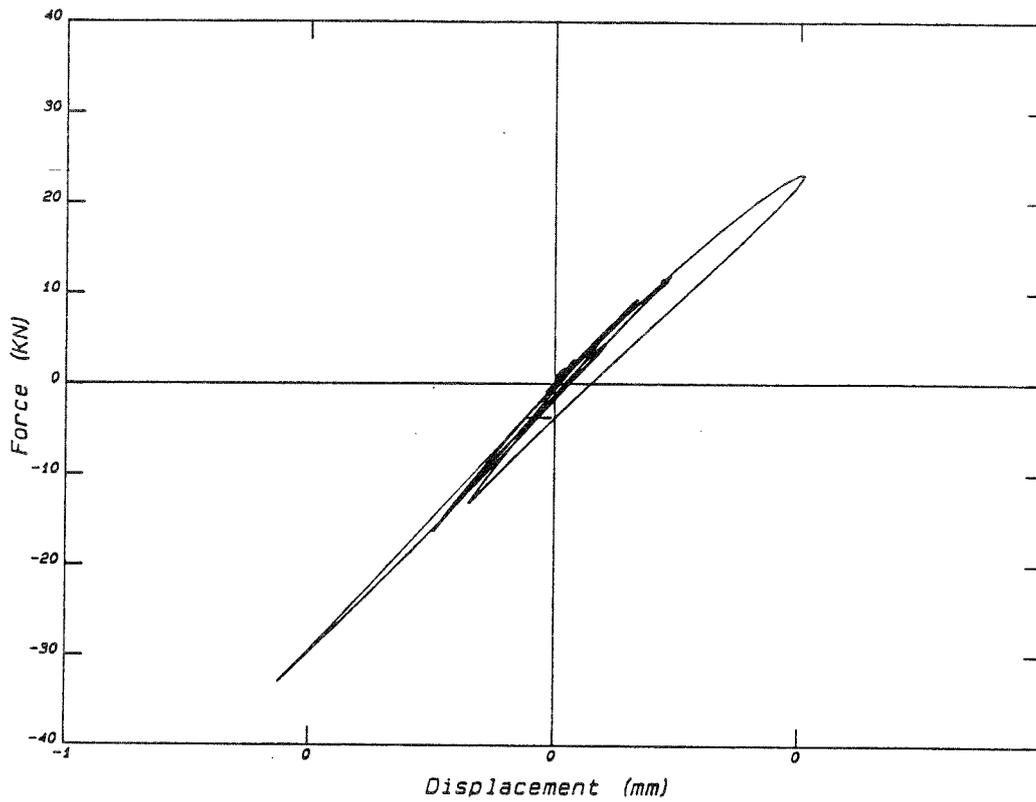


Versuch E02 Anordnung der Meßkanäle

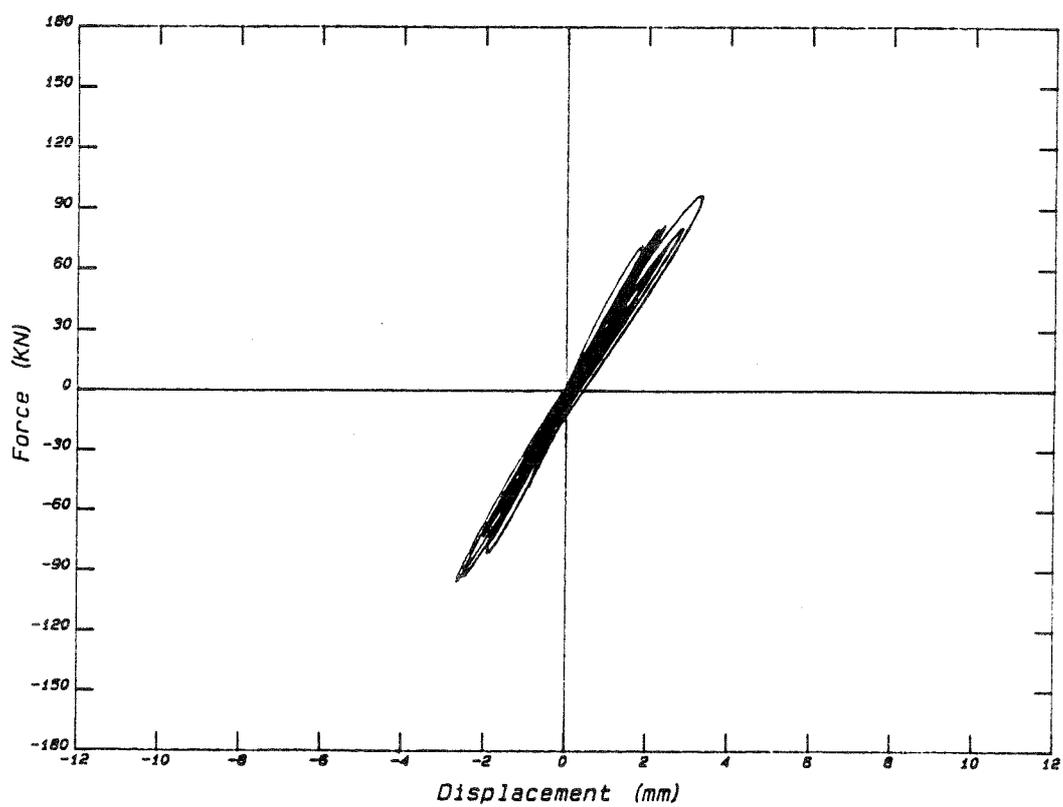
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Beschleunigung Tischplatte	BM
2	Beschleunigung Kopfmasse	BM
3	Horizontalkraft Nord	KMD
4	Horizontalkraft Süd	KMD
5	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
6	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
7	Vetikalverschiebung Kopf	W 50
8	Diagonale Nord	W 10
9	Diagonale Süd	W 10
10	Horizontaleverschiebung Stütze West h/2	W 50
11	Relativversch. Fundament/Stütze horiz.	W 2
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 10
13	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 10
14	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 10
15	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 10
16	Relativversch. Fundament/Stütze W. 16 cm	W 10
17	Horizontalverschiebung Fundament	W 2
18	- -	- -
19	- -	- -
20	- -	- -
21	Normalkraft Südost	KMD
22	Normalkraft Südwest	KMD
23	Normalkraft Nordwest	KMD
24	Normalkraft Nordost	KMD

Versuch E02 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

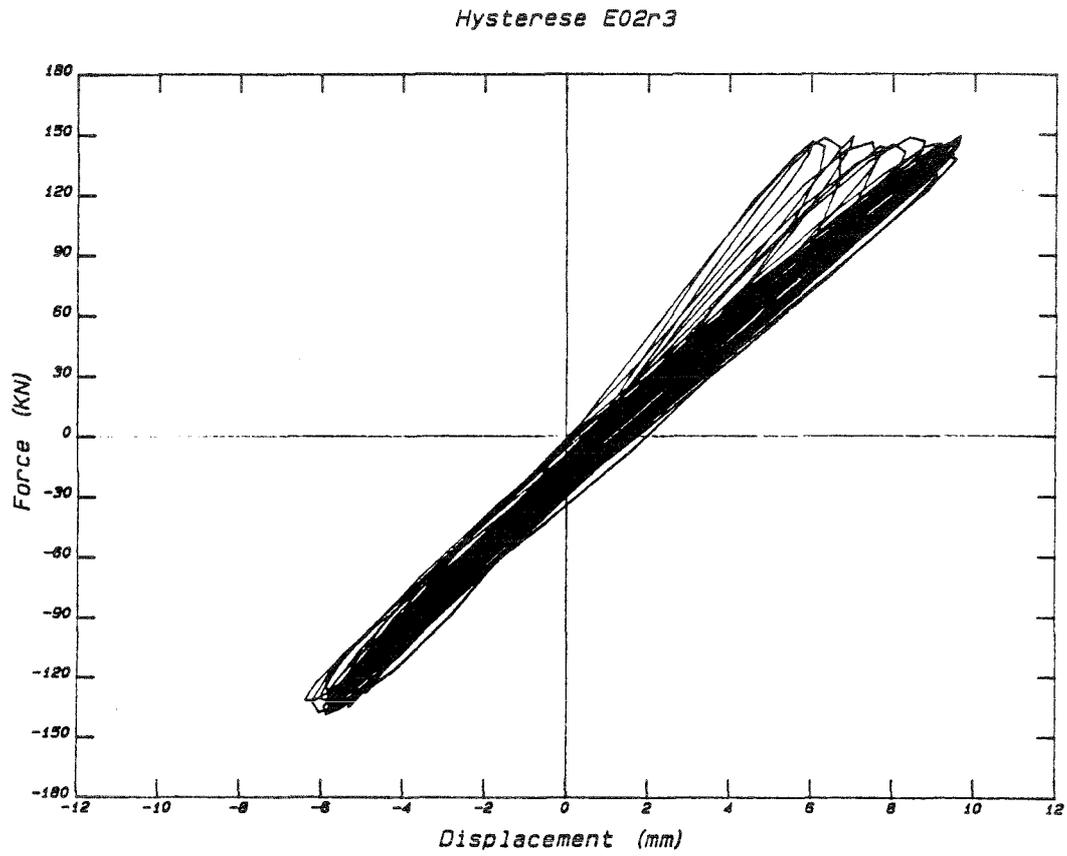
Hysterese E02r1



Hysterese E02r2



Versuch E02 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung



Versuch E03 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.80 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 2.0$

Art der Belastung: Dynamisch

Lastverlauf: Rund 1 bis 3 El-Centro, Rund 4 und 5 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 165.8 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 11.30 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 392.2 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = -8.12 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = 4.22 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 29.6 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 23.68 \text{ KNm}$

max. Last: $P = 165.8 \text{ KN}$; max.Moment: $M = 132.64 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 41.58 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 17112 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 58.8 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

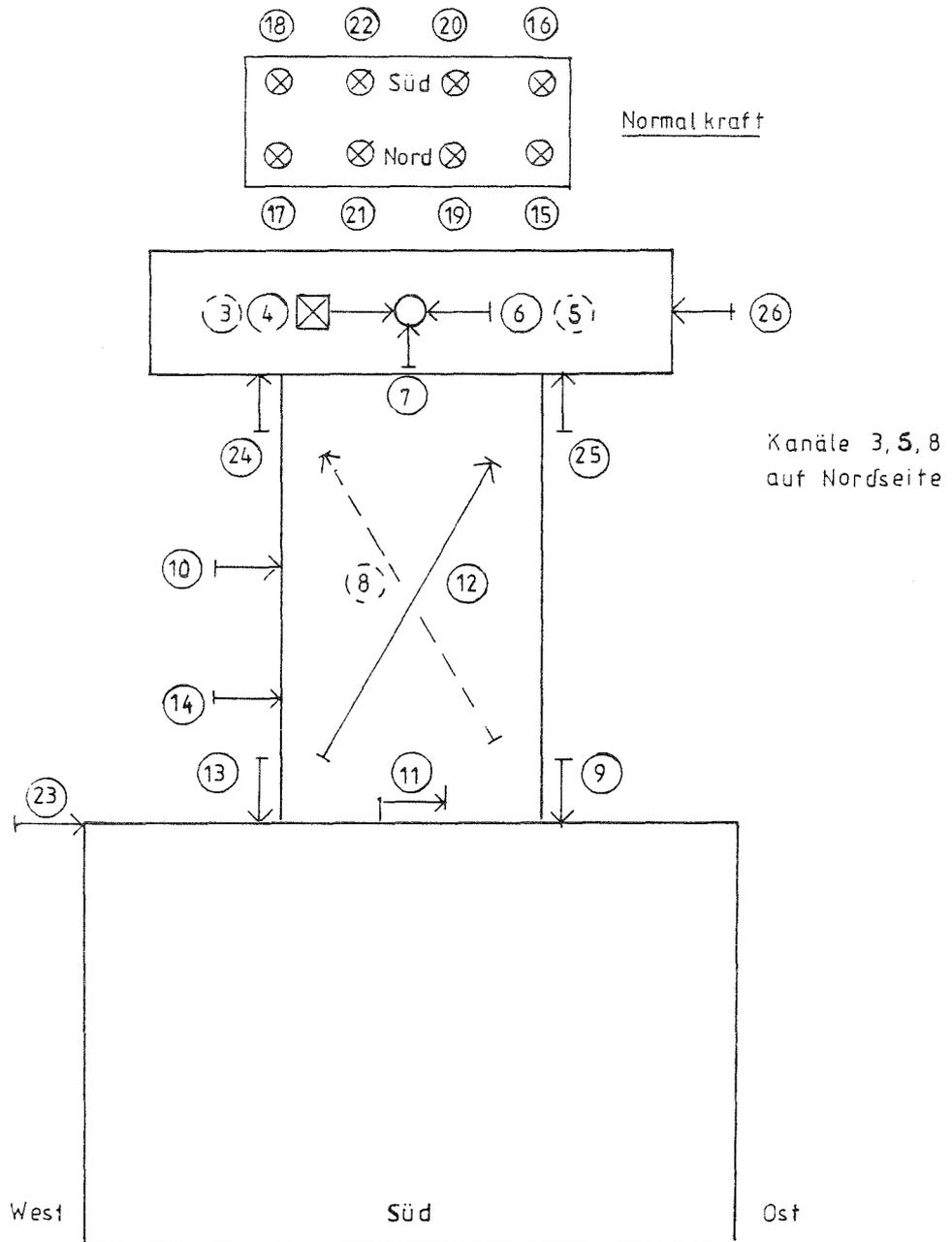
Es wurden nur fünf Runs gefahren. Vor dem 5. Run wurde die Normalkraft entfernt.

I.13

Versagensbild



Versuch E03 Anordnung der Meßkanäle



Kanal ①: Beschleunigung Tischplatte

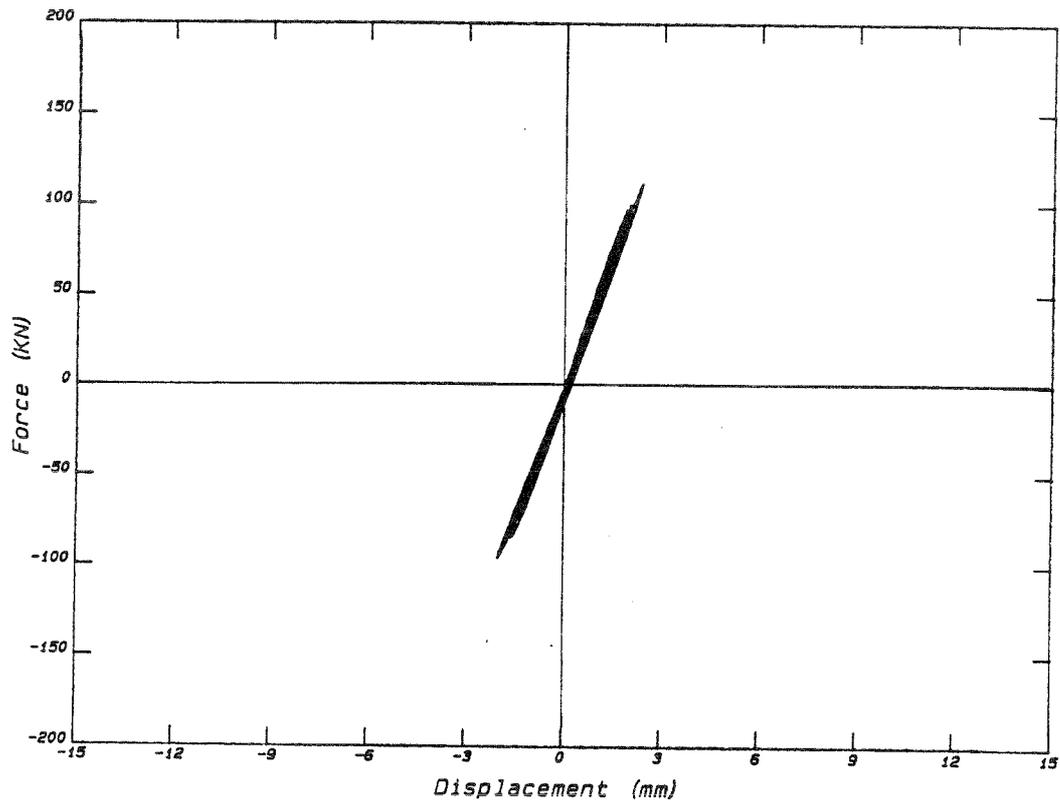
Kanal ②: Beschleunigung Kopfmasse

Versuch E03 Anordnung der Meßkanäle

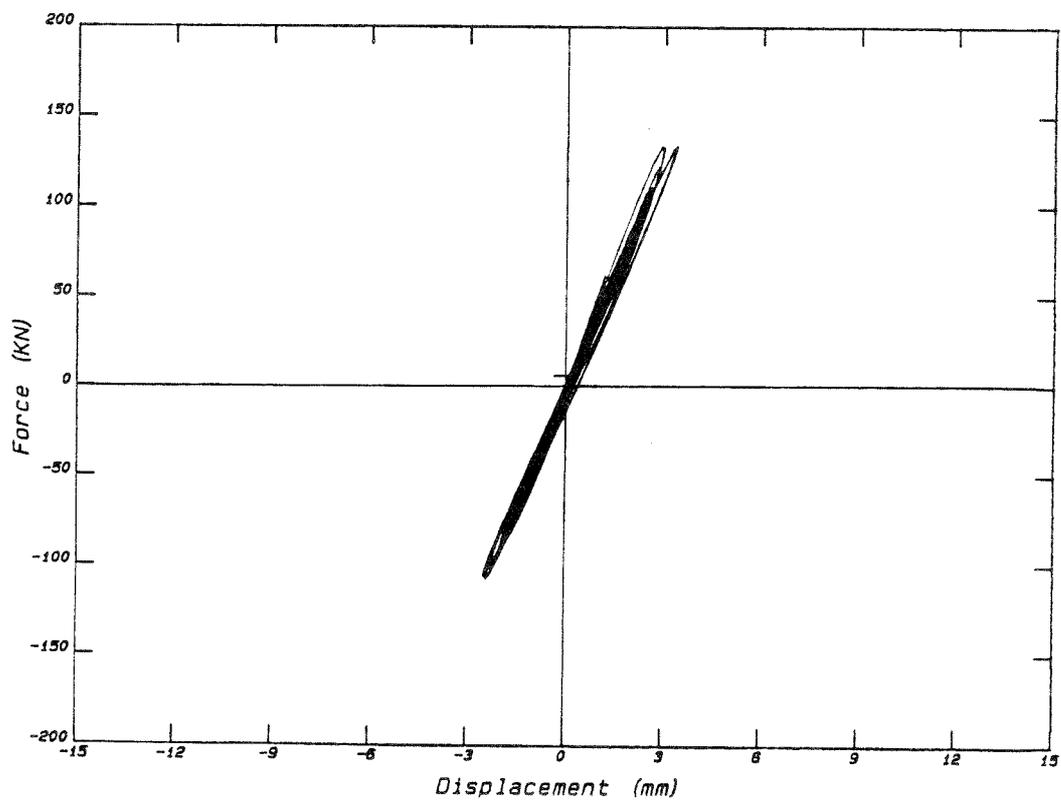
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Beschleunigung Tischplatte	BM
2	Beschleunigung Kopfmasse	BM
3	Horizontalkraft Nord	KMD
4	Horizontalkraft Süd	KMD
5	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
6	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
7	Vetikalverschiebung Kopf	W 50
8	Diagonale Nord	W 10
9	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 10
10	Horizontaleverschiebung Stütze h/2	W 50
11	Relativversch. Fundament/Stütze horiz.	W 2
12	Diagonale Süd	W 10
13	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 10
14	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
15	Normalkraft Nordost außen	KMD
16	Normalkraft Südost außen	KMD
17	Normalkraft Nordwest außen	KMD
18	Normalkraft Südwest außen	KMD
19	Normalkraft Nordost innen	KMD
20	Normalkraft Südost innen	KMD
21	Normalkraft Nordwest innen	KMD
22	Normalkraft Südwest innen	KMD
23	Horizontaleverschiebung Fundament West	W 2
24	Relativverschiebung Stütze/kopf West	W 10
25	Relativverschiebung Stütze/kopf Ost	W 10
26	Horizontalverschiebung Kopf außen Ost	W 50

Versuch E03 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E03r1

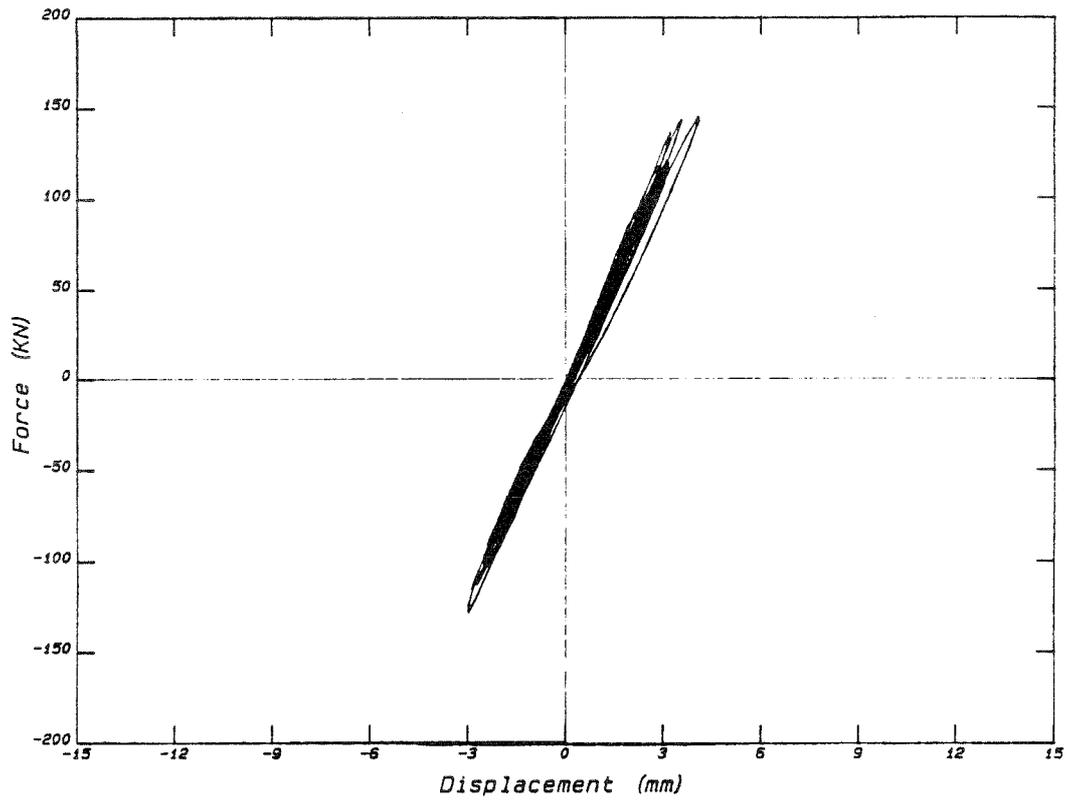


Hysterese E03r2

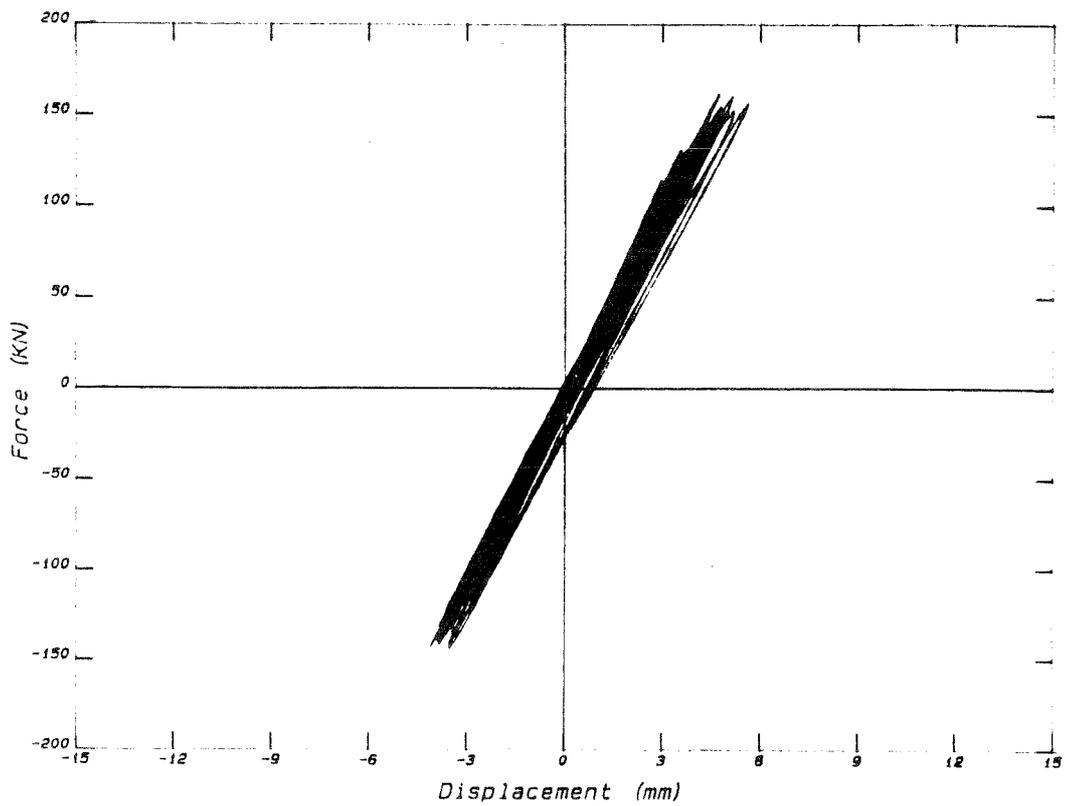


Versuch E03 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

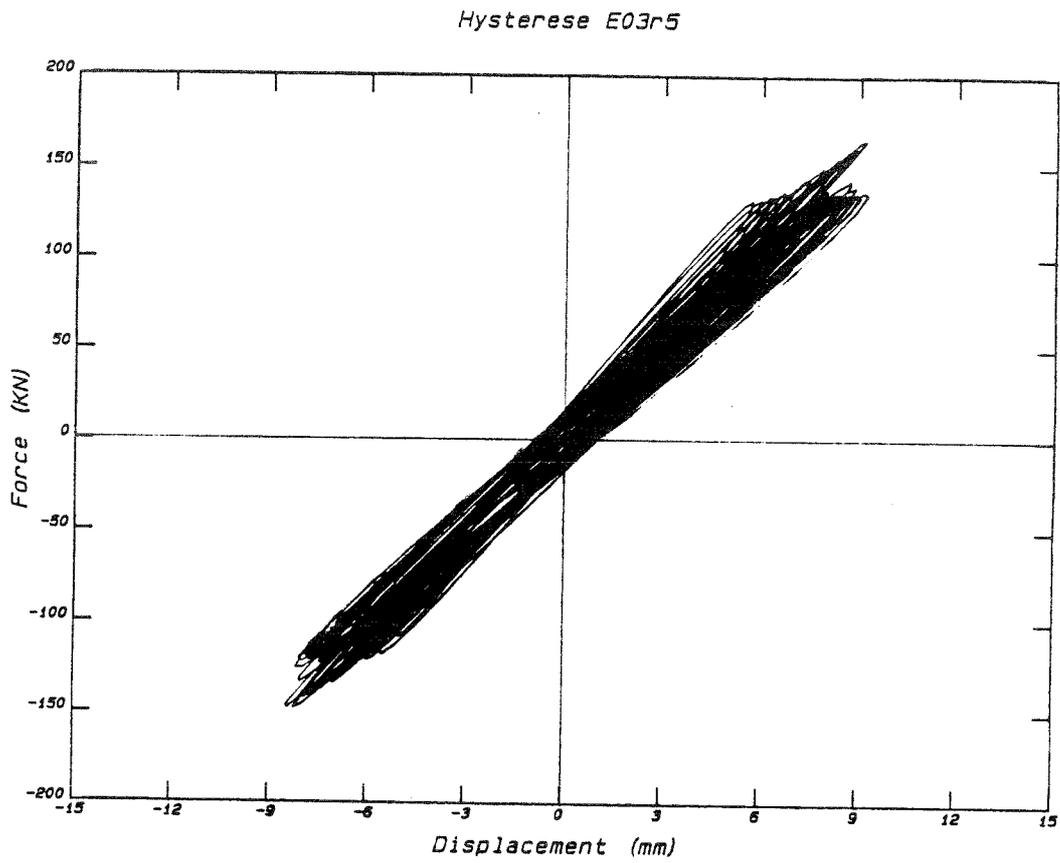
Hysterese E03r3



Hysterese E03r4



Versuch E03 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung



Versuch E04 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 226.7 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 21.1 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 0$

Rißlast: $P_r = 20.0 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 12.0 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 226.7 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 136.02 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 27.96 \text{ N/mm}^2$

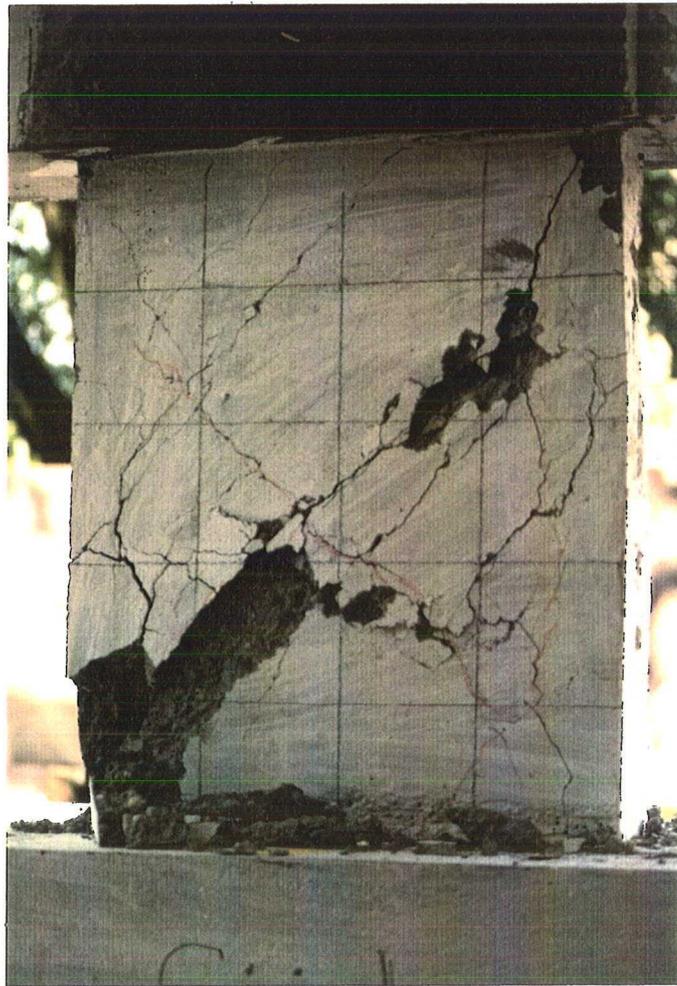
Elastizitätsmodul: $E = 15216 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 30.2 \text{ MN/m}$

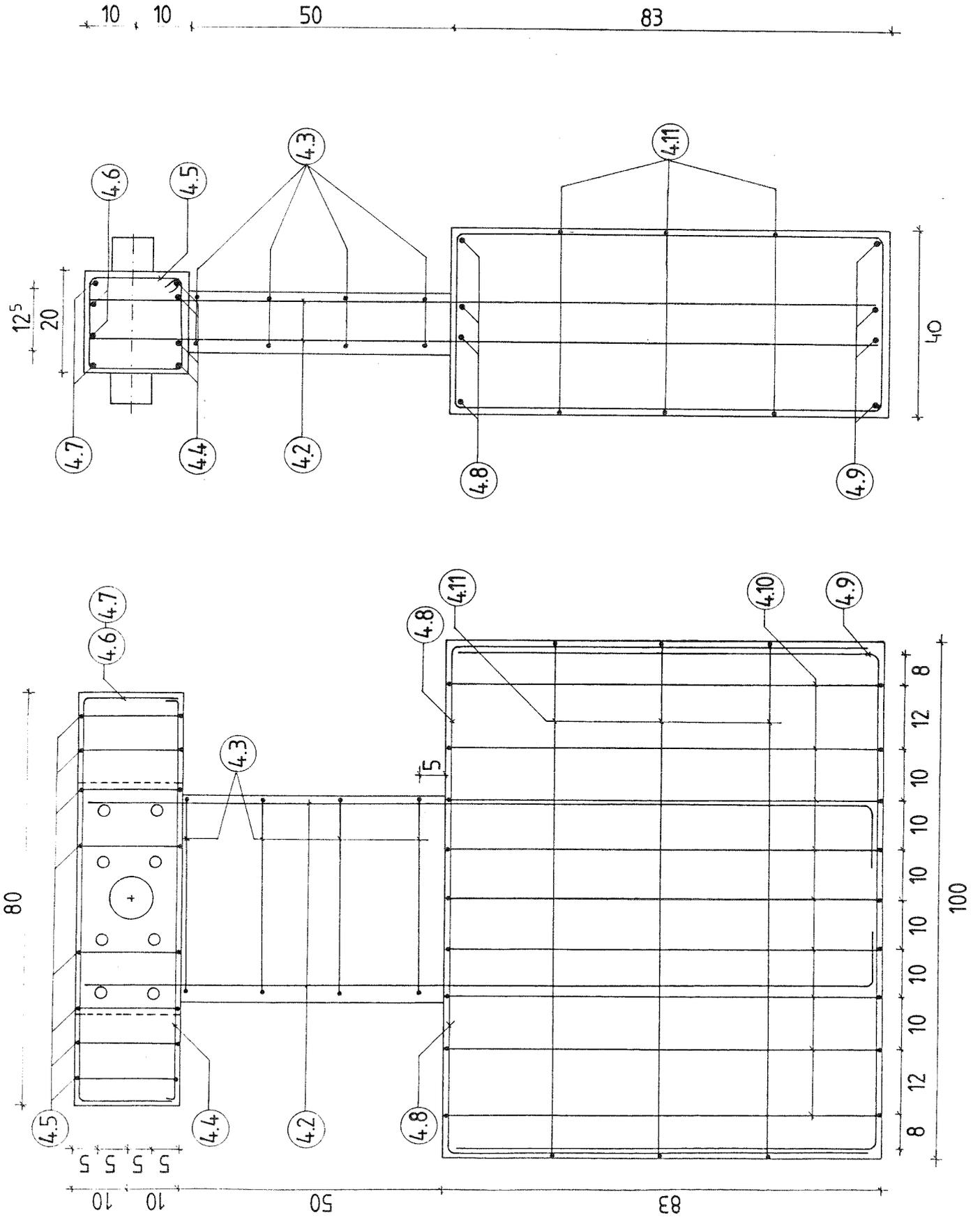
Besonderheiten:

Keine

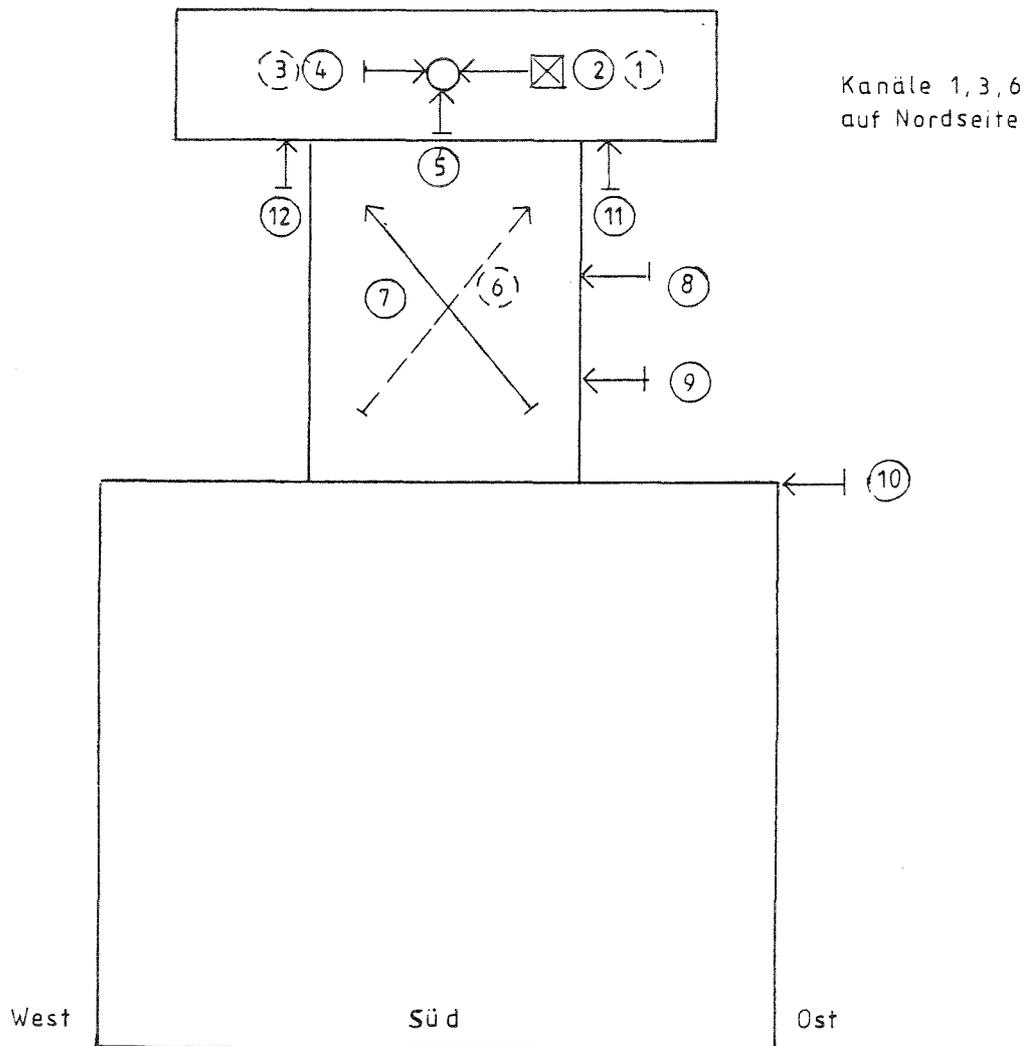
Versagensbild



Versuch E04 Bewehrungsskizze



Versuch E04 Anordnung der Meßkanäle

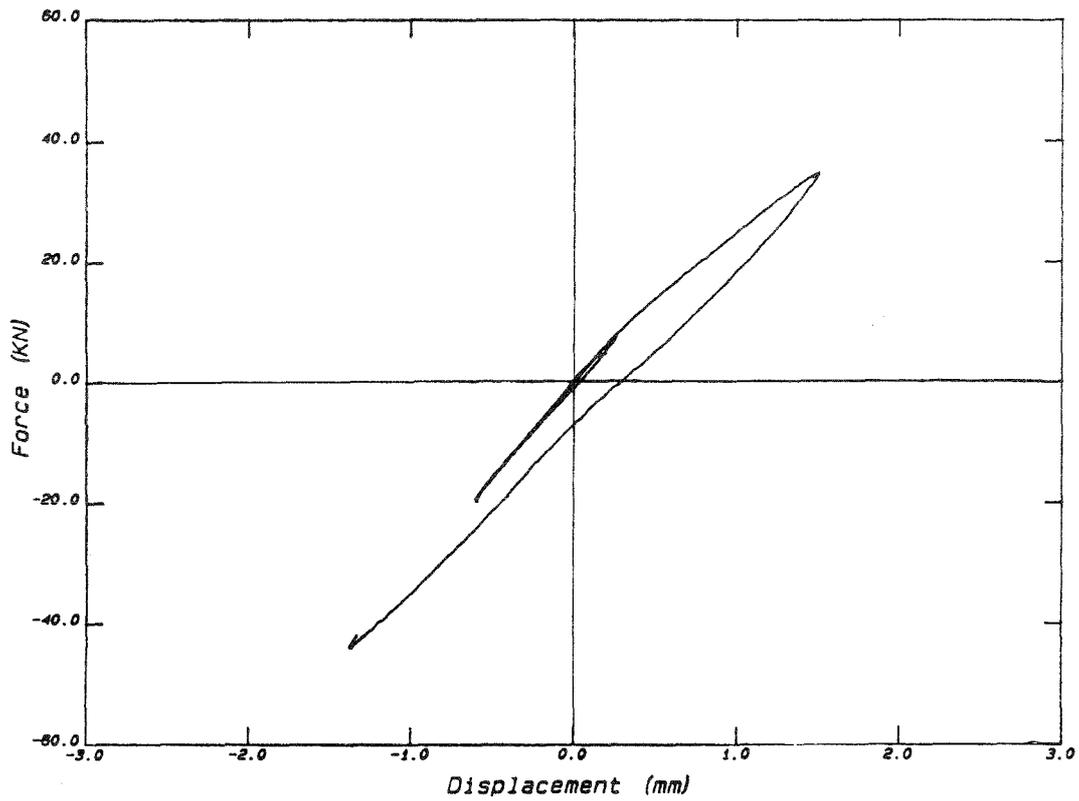


Versuch E04 Anordnung der Meßkanäle

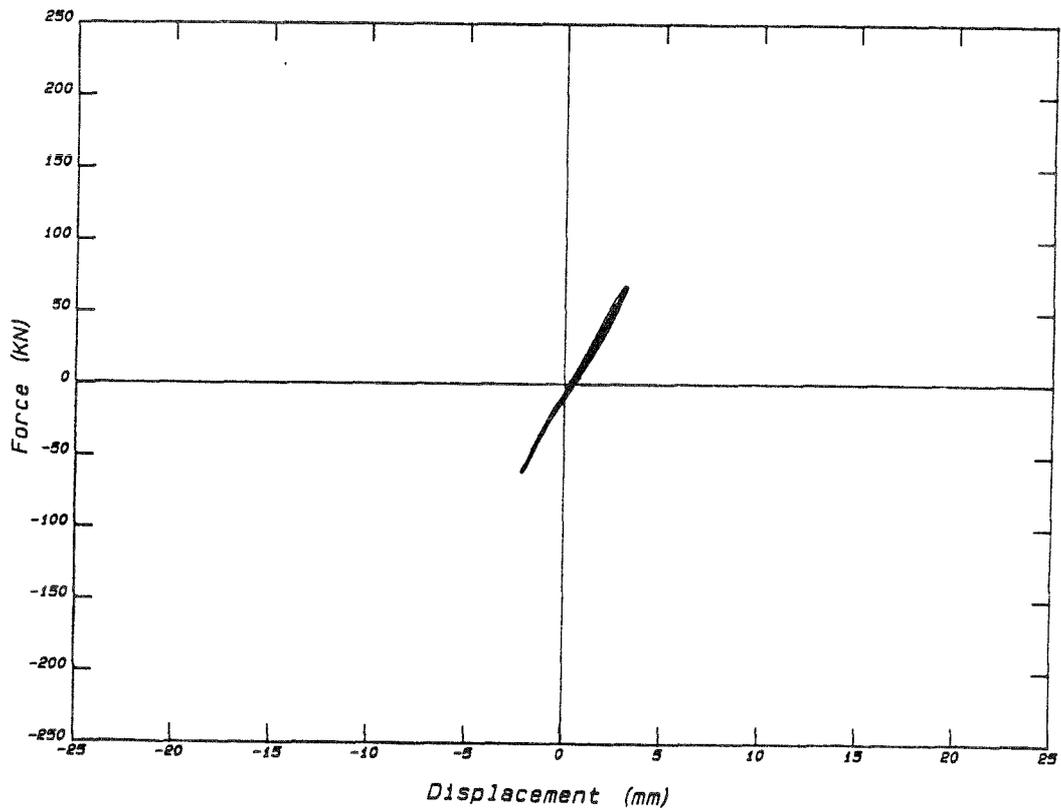
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vetikalverschiebung Kopf	W 50
6	Diagonale Nord	W 10
7	Diagonale Süd	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze Ost h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze Ost h/4	W 10
10	Horizontalverschiebung Fundament Ost	W 2
11	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 2
12	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 2

Versuch E04 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E04r1

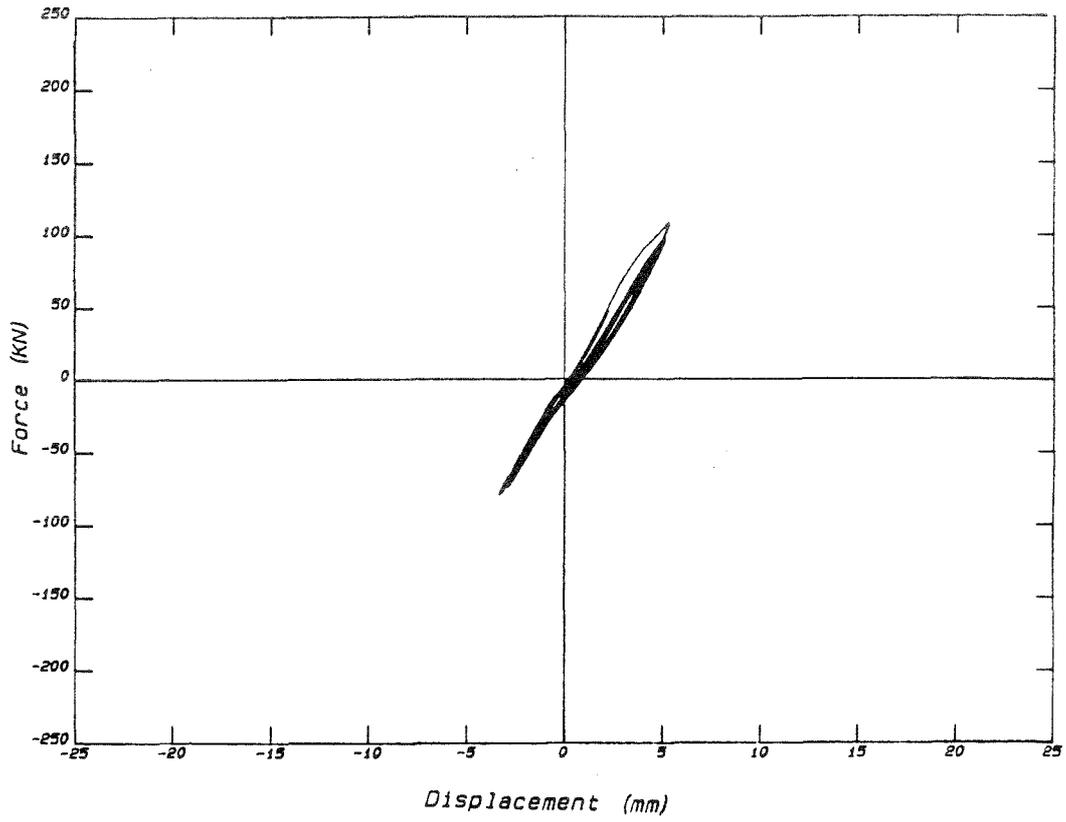


Hysterese E04r2

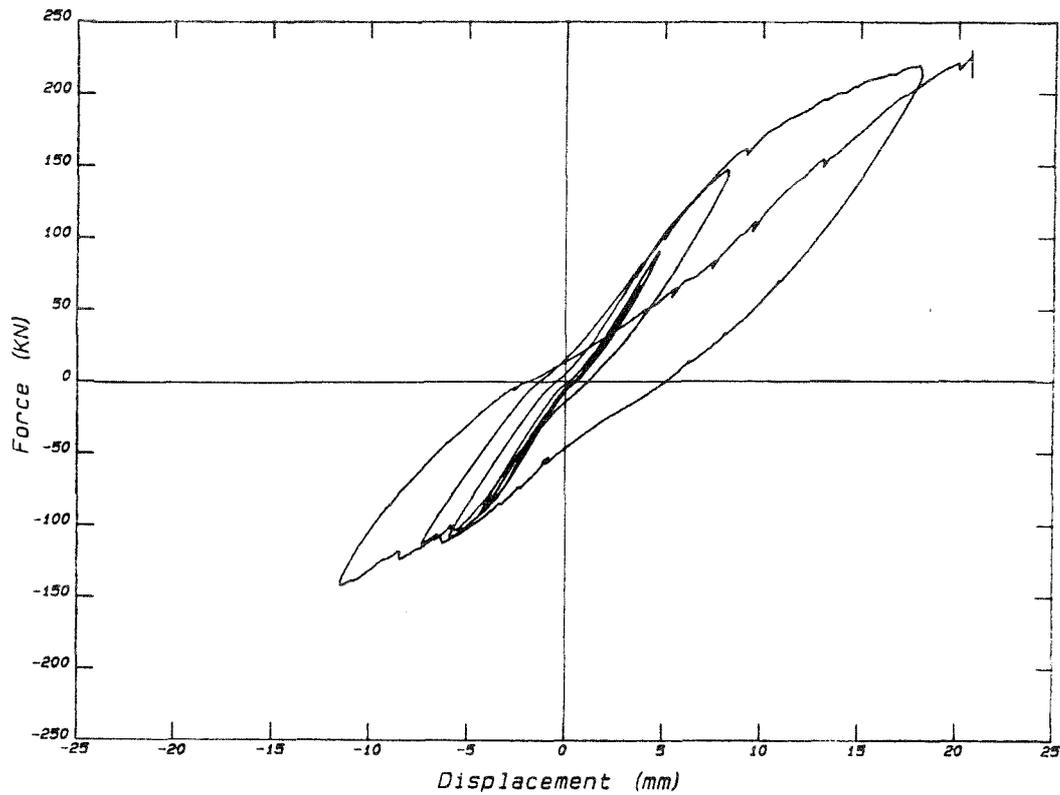


Versuch E04 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

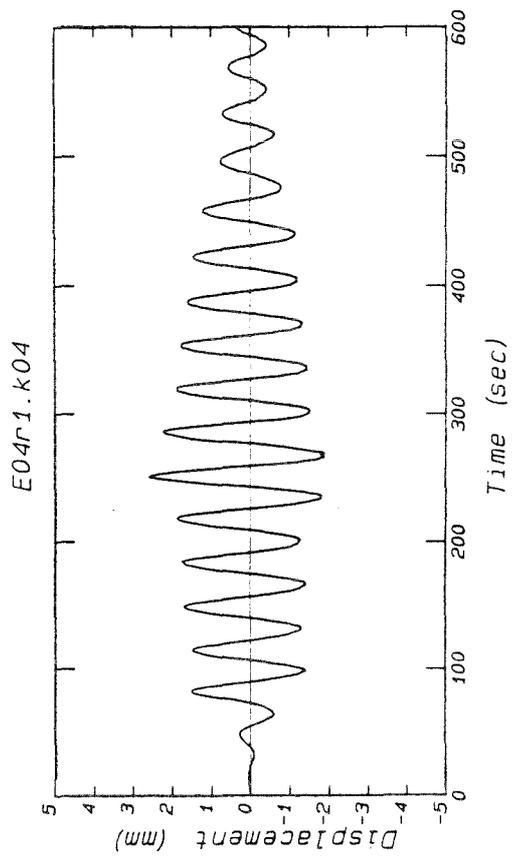
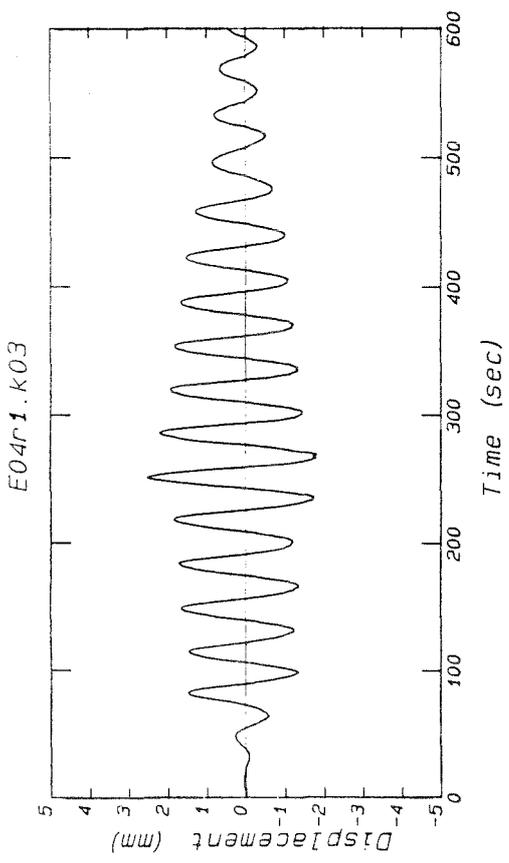
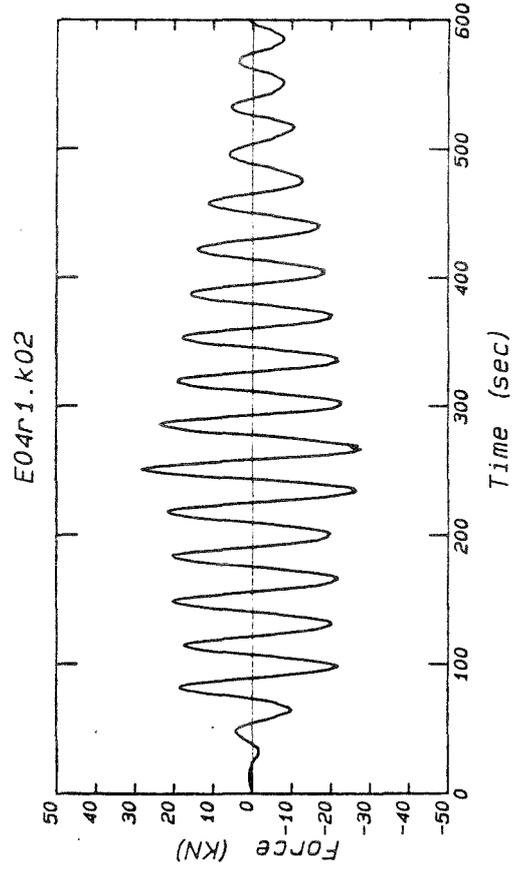
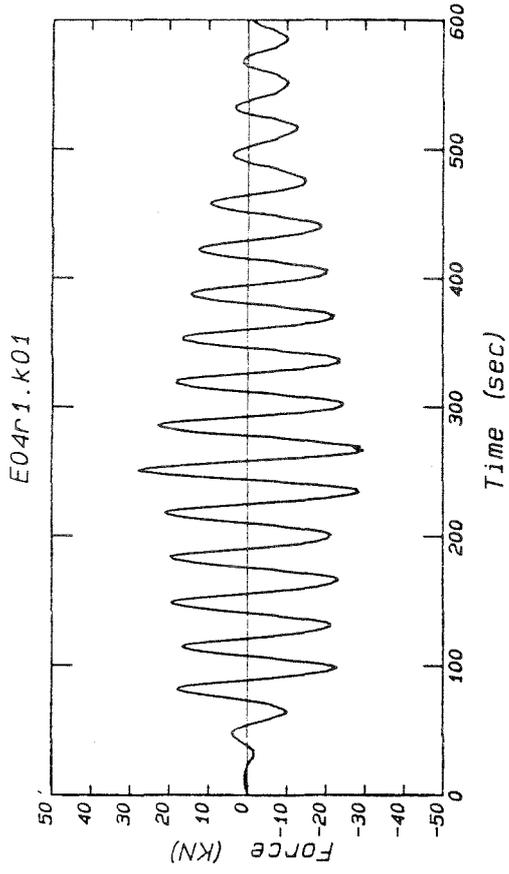
Hysterese E04r3



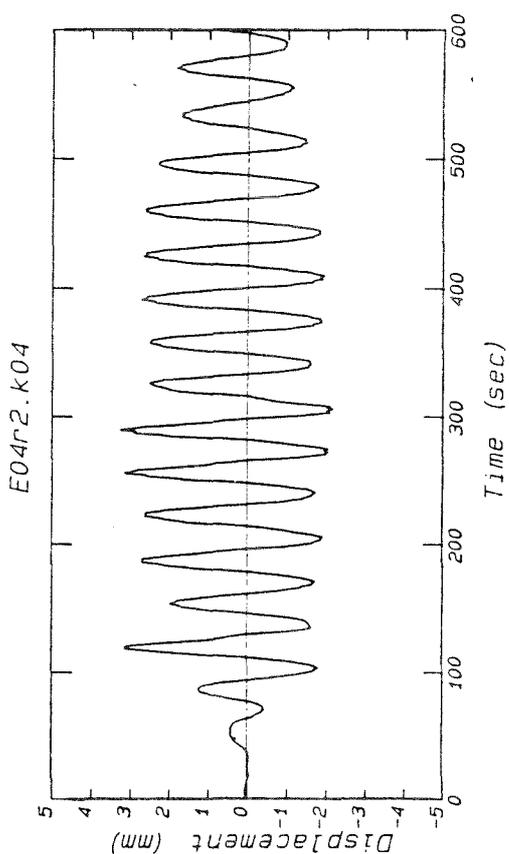
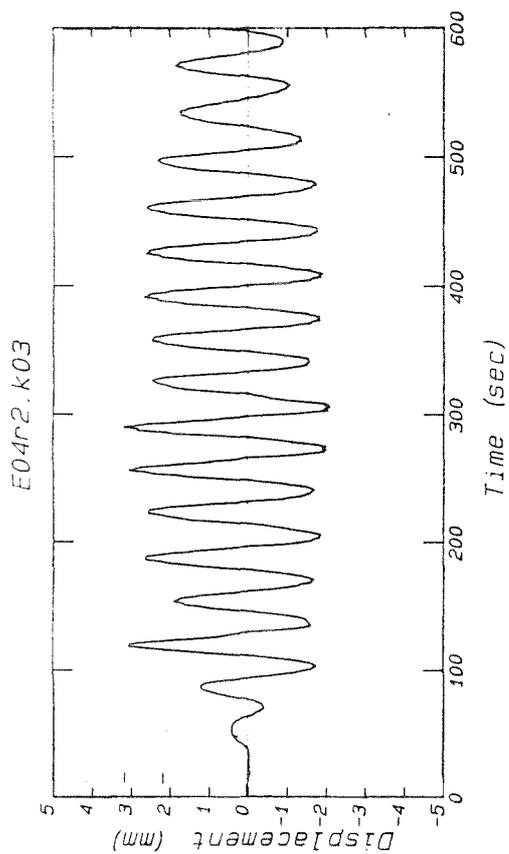
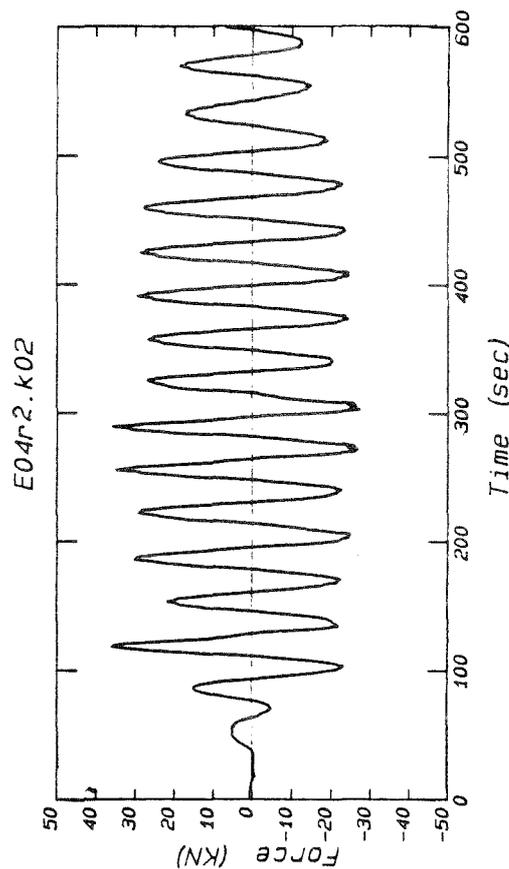
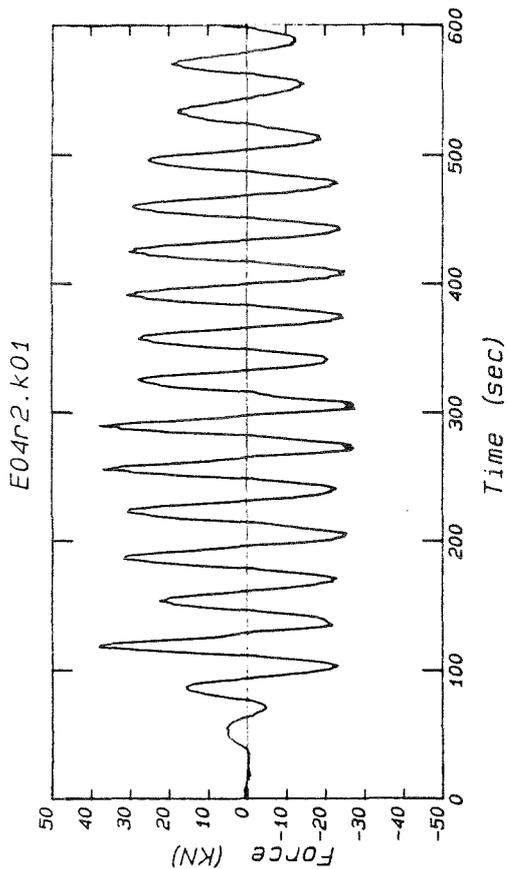
Hysterese E04r4



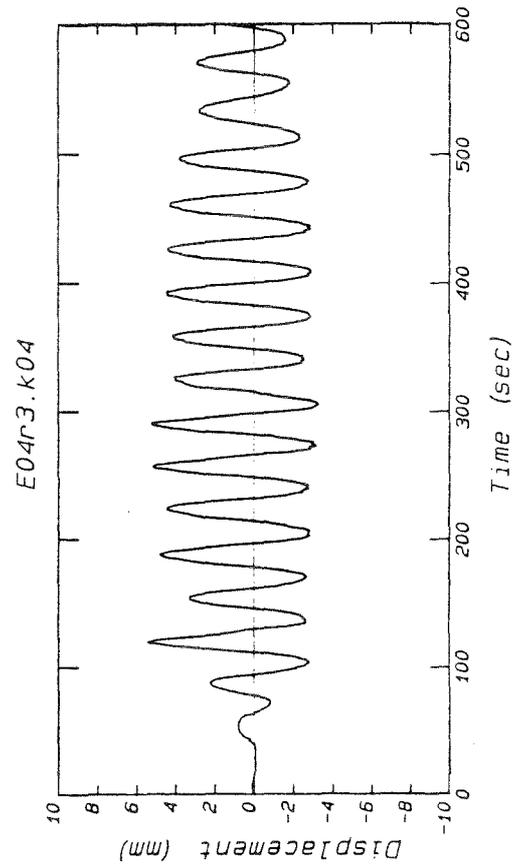
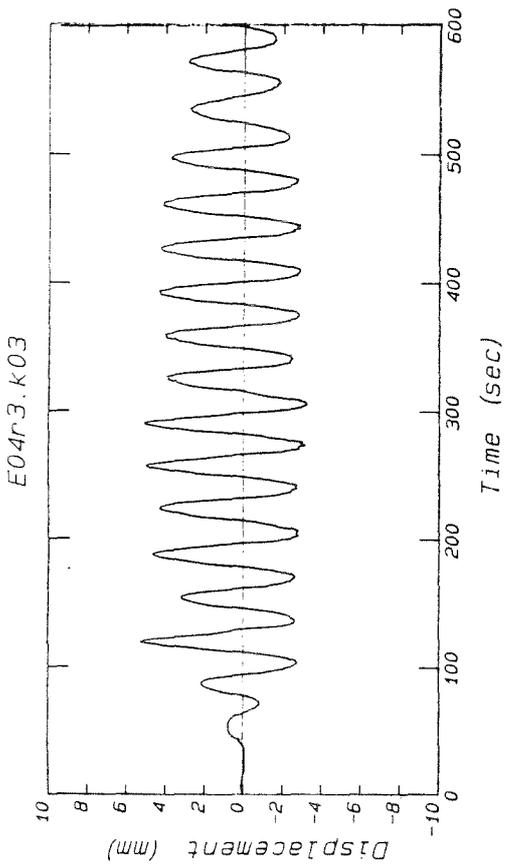
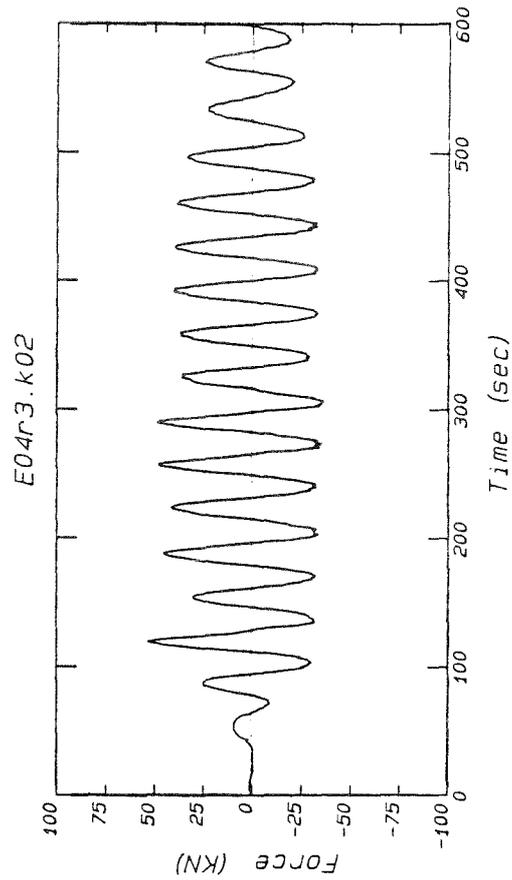
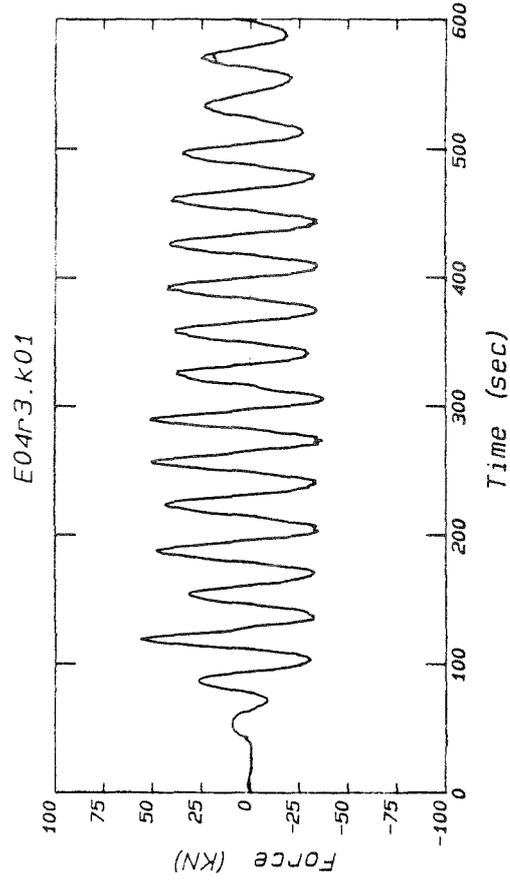
Versuch E04 Zeitverläufe der gemessenen Größen



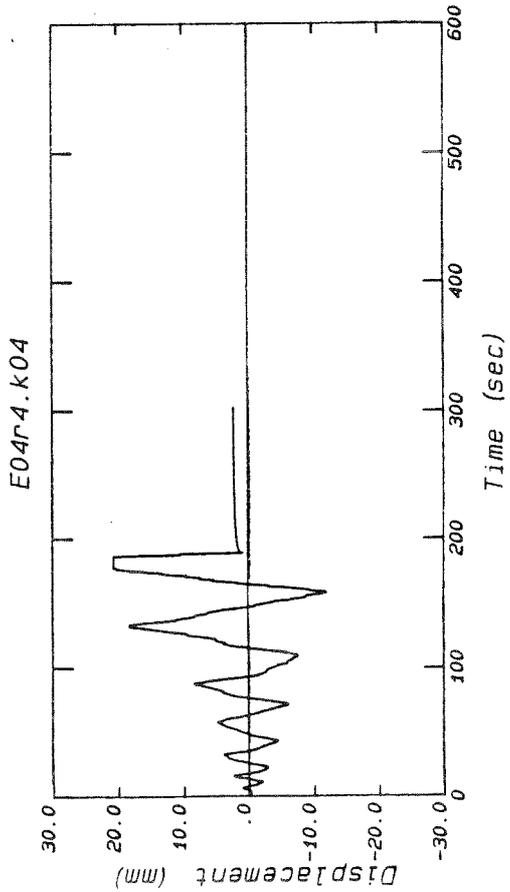
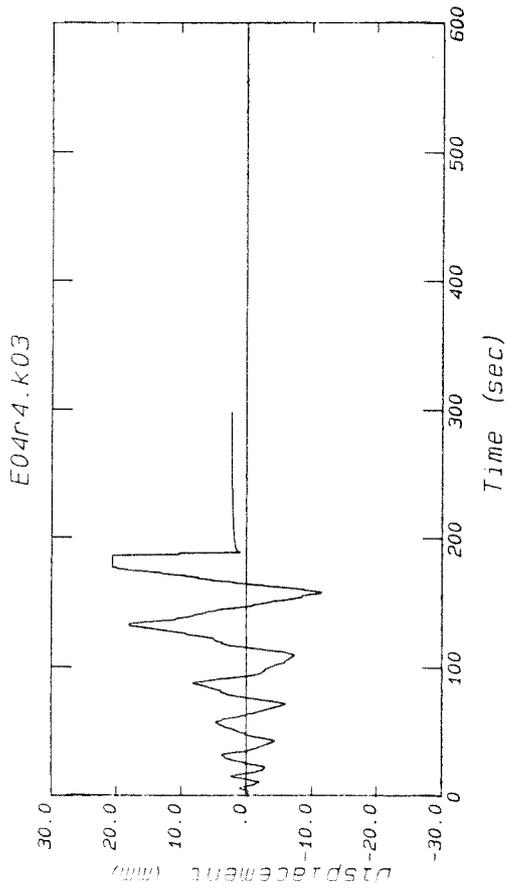
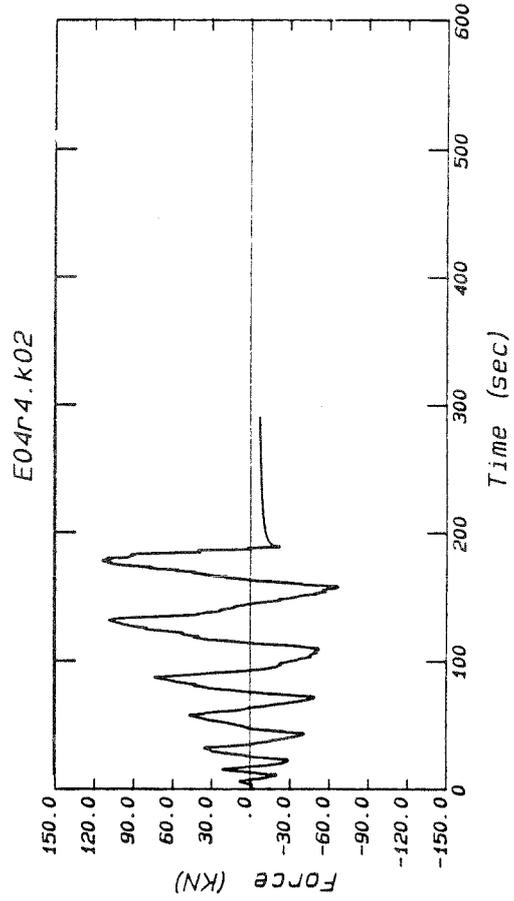
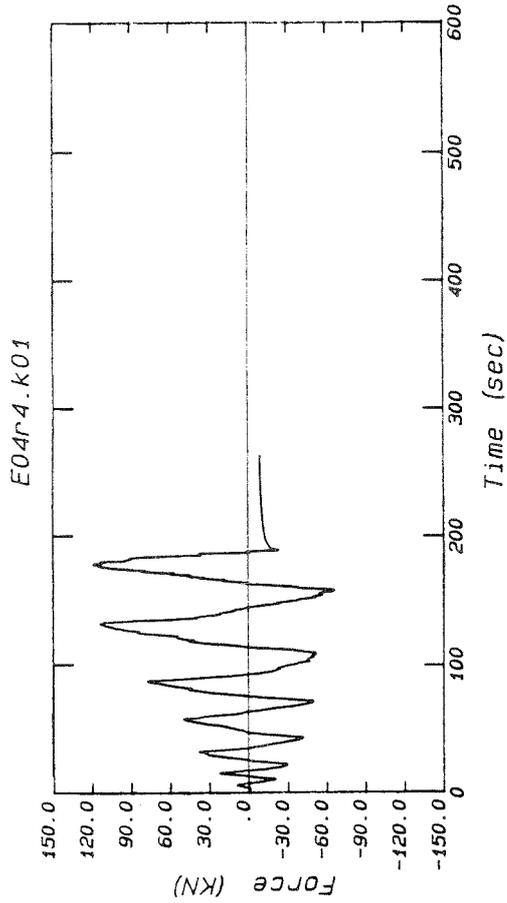
Versuch E04 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E04 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E04 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E05 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 236.7 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 19.8 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 202.2 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = 1.25 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = 0.89 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 21.1 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 12.66 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 236.7 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 142.02 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 31.25 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 14713 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 44.4 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

Es traten Verformungen des Prüfstands auf.

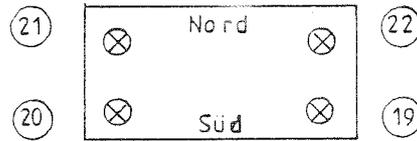
Kanal 06 fiel in Run 4 aus.

I.31

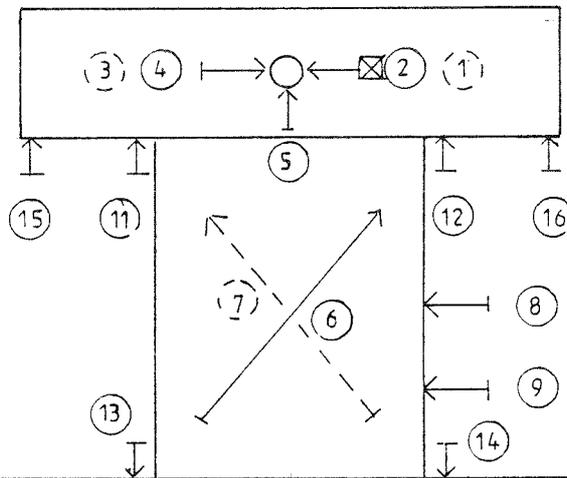
Versagensbild



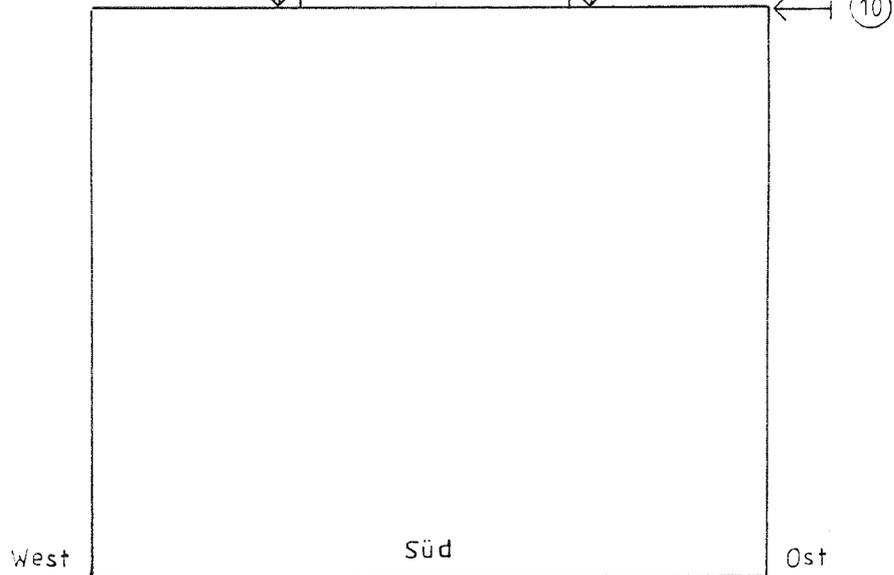
Versuch E05 Anordnung der Meßkanäle



Normalkraft



Kanäle 1, 3, 7
auf Nordseite

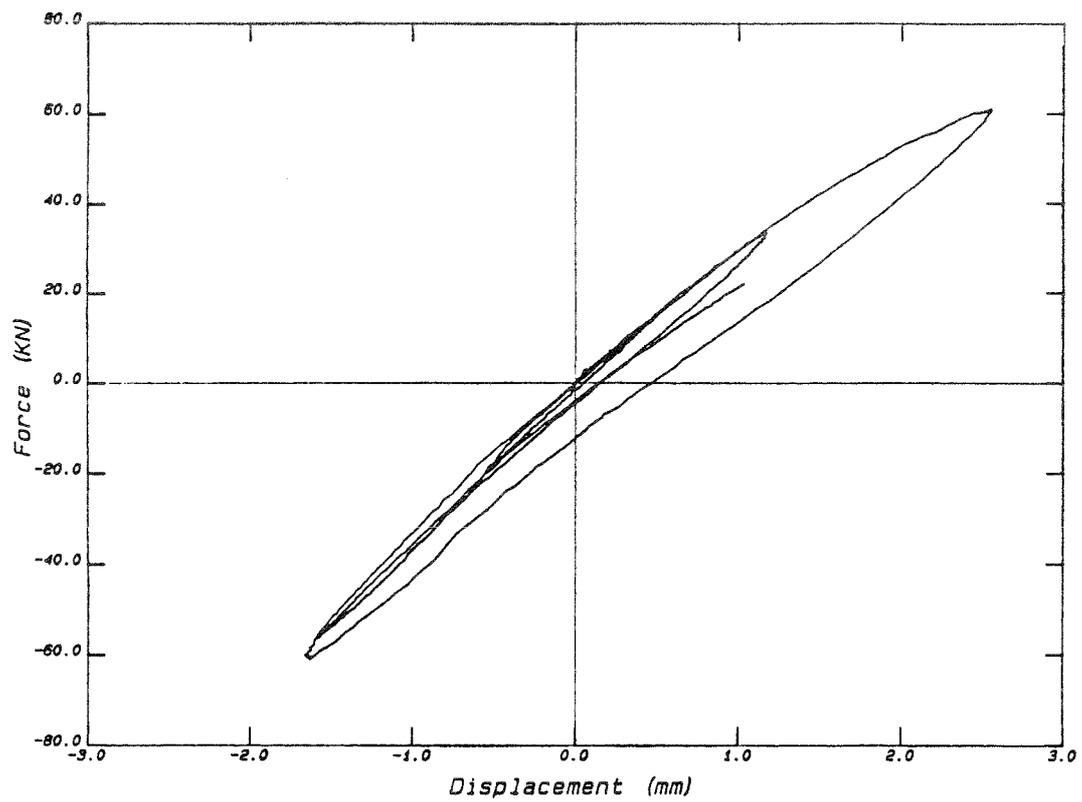


Versuch E05 Anordnung der Meßkanäle

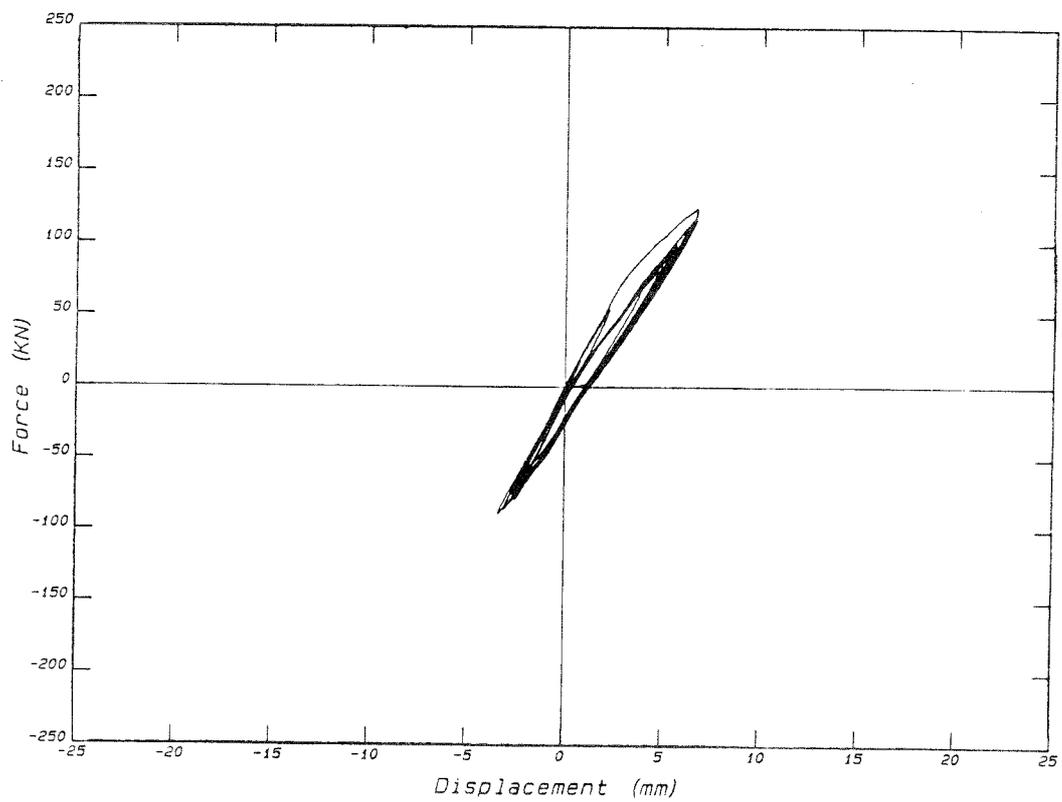
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vetikalverschiebung Kopf Mitte	W 50
6	Diagonale Süd	W 10
7	Diagonale Nord	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
10	Horizontalkraft Fundament	W 2
11	Relativverschiebung Stütze/kopf West	W 10
12	Relativverschiebung Stütze/kopf Ost	W 2
13	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 10
14	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 2
15	Vertikalverschiebung Kopf außen West	W 10
16	Vertikalverschiebung Kopf außen Ost	W 10
17	--	-
18	--	-
19	Normalkraft Südost	KMD
20	Normalkraft Südwest	KMD
21	Normalkraft Nordwest	KMD
22	Normalkraft Nordost	KMD

Versuch E05 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E05r1

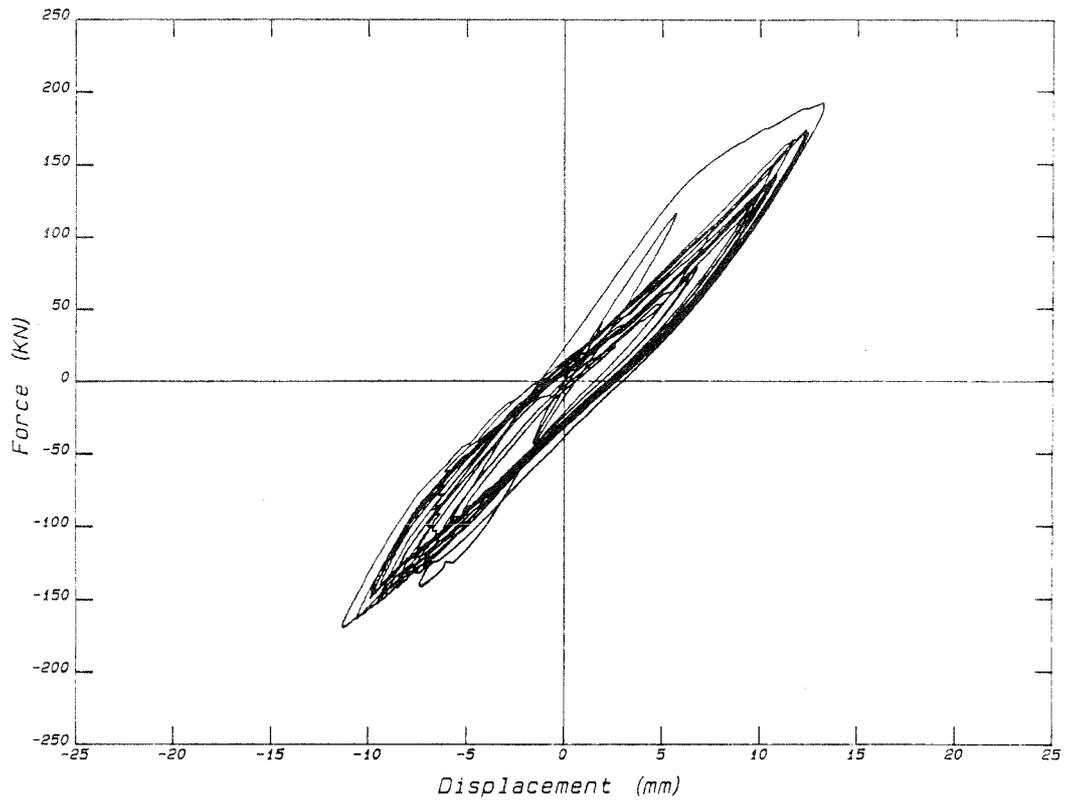


Hysterese E05r2

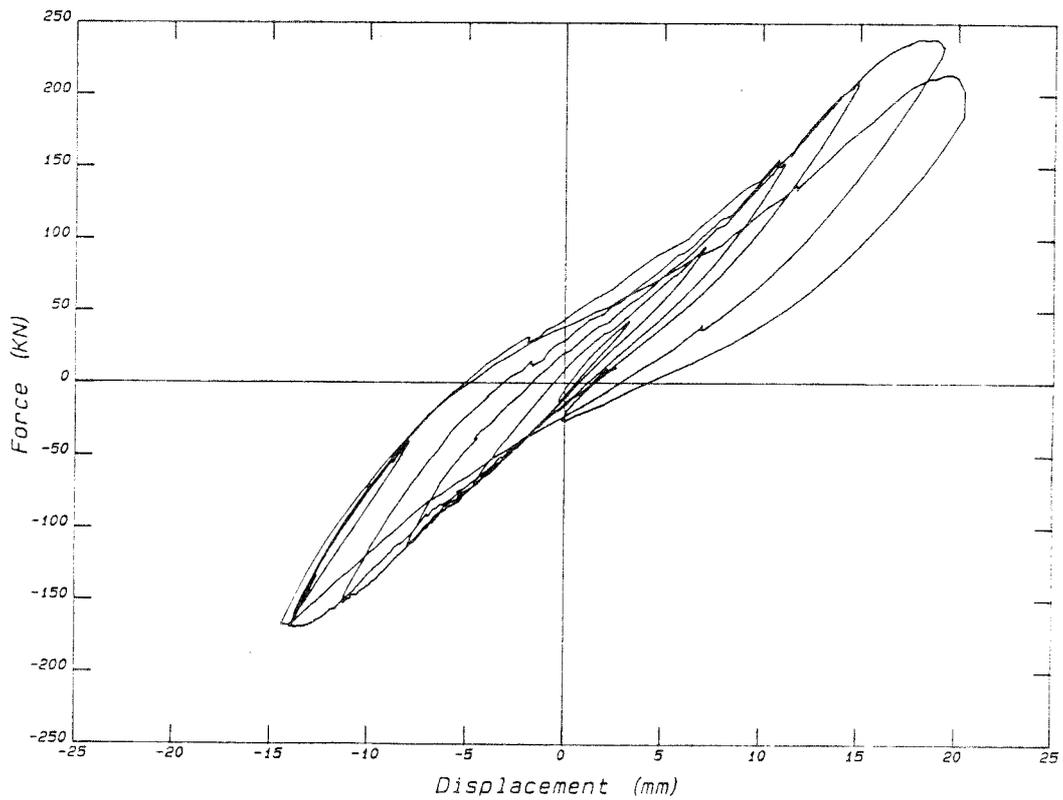


Versuch E05 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

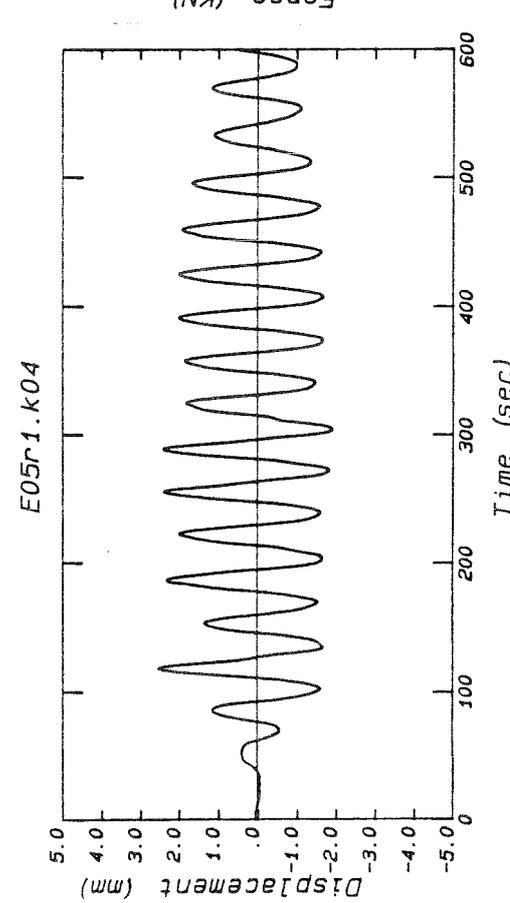
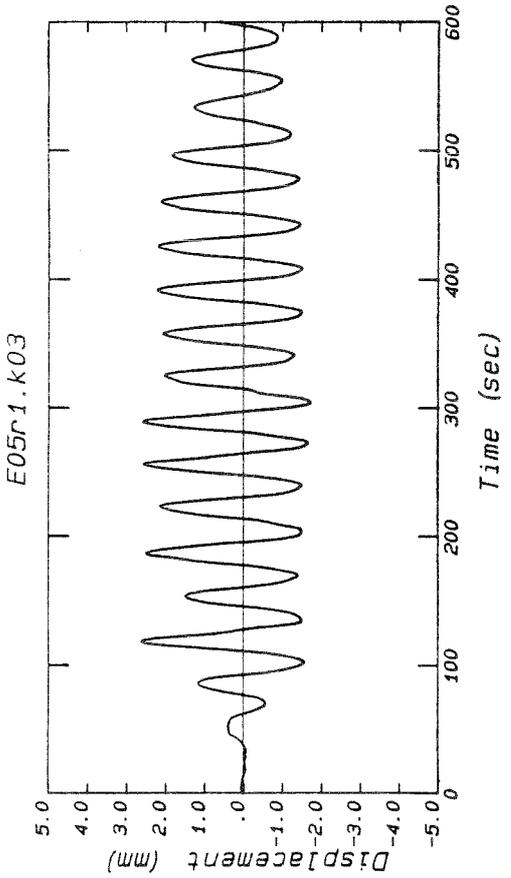
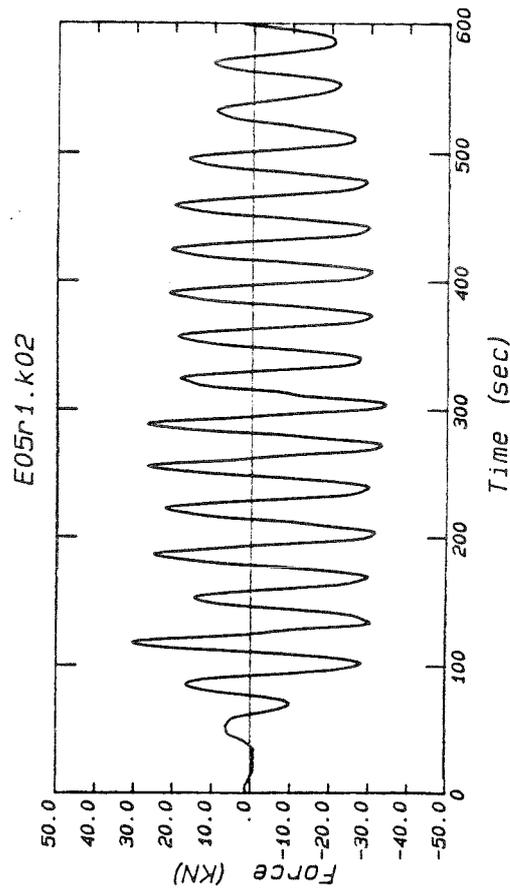
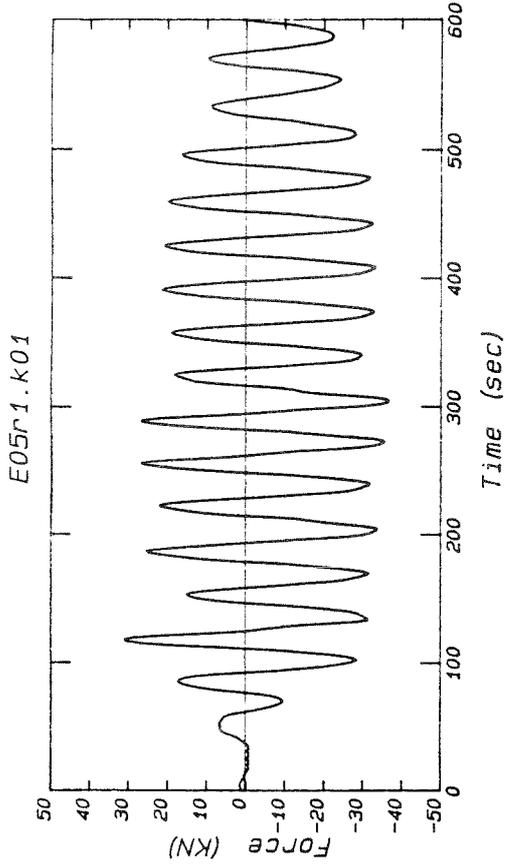
Hysterese E05r3



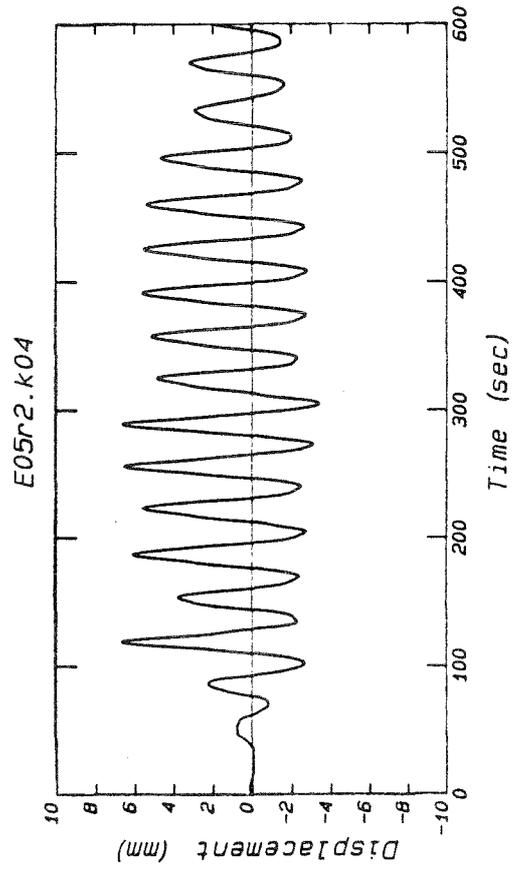
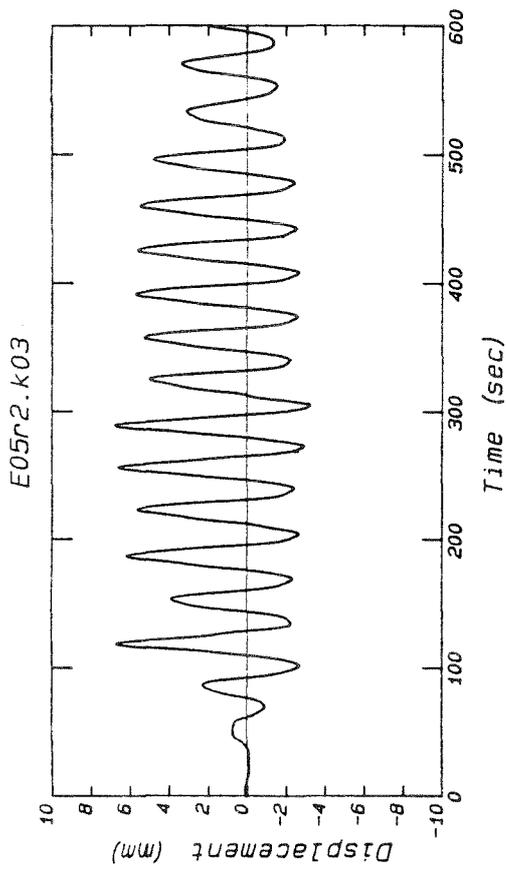
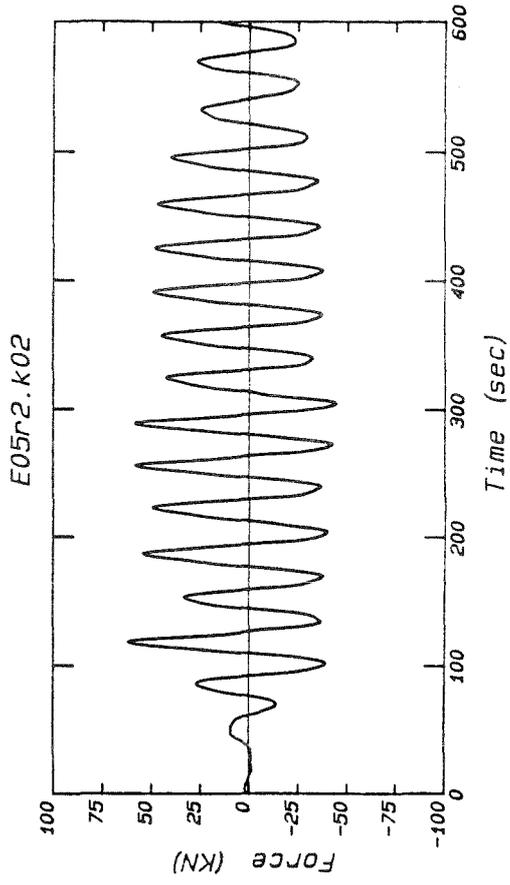
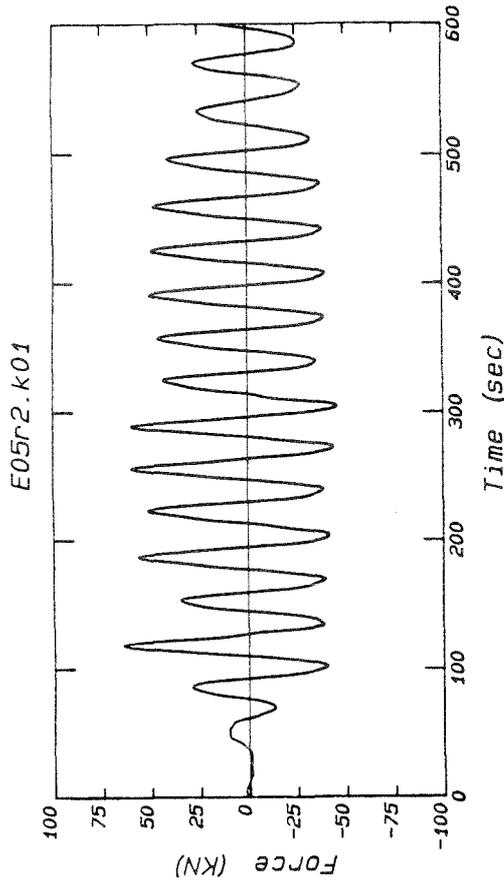
Hysterese E05r4



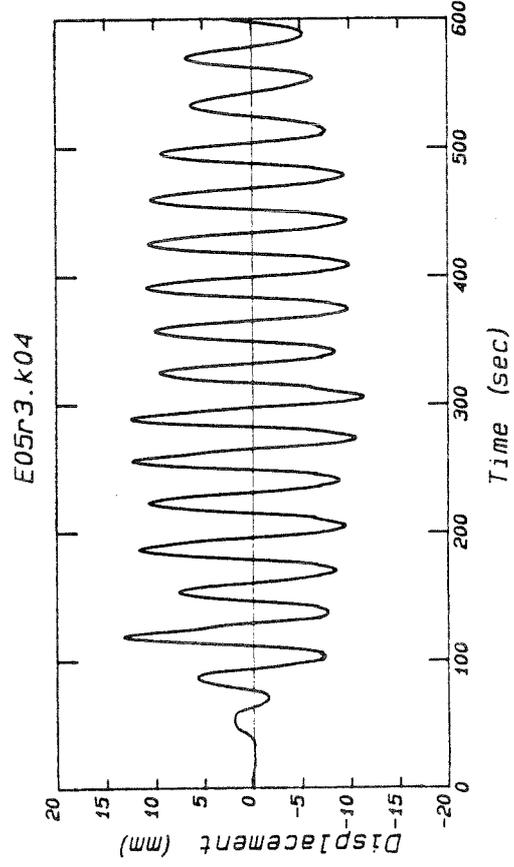
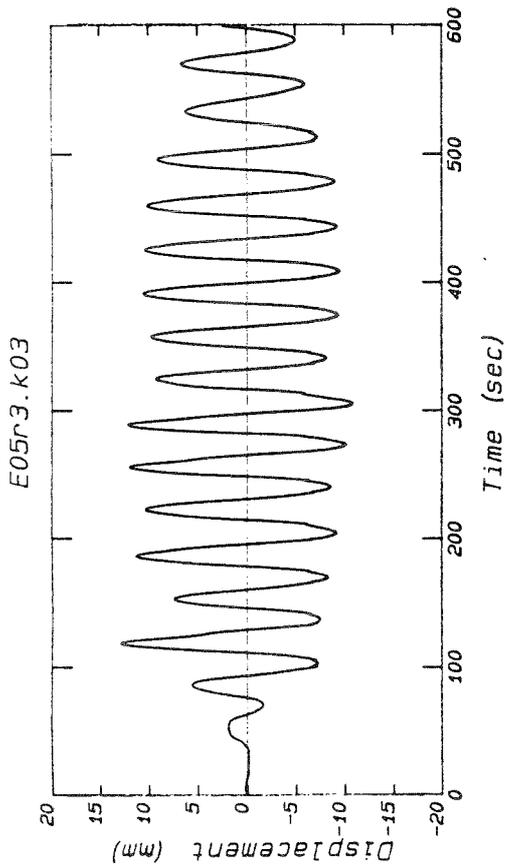
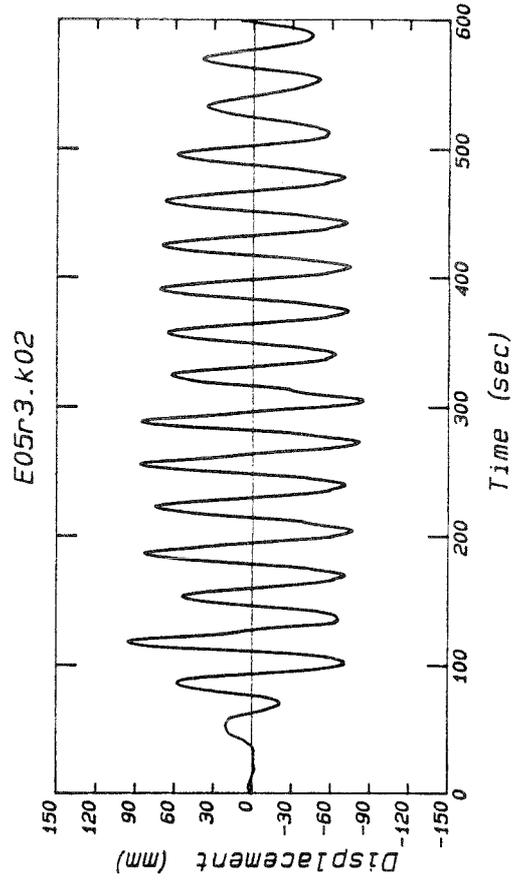
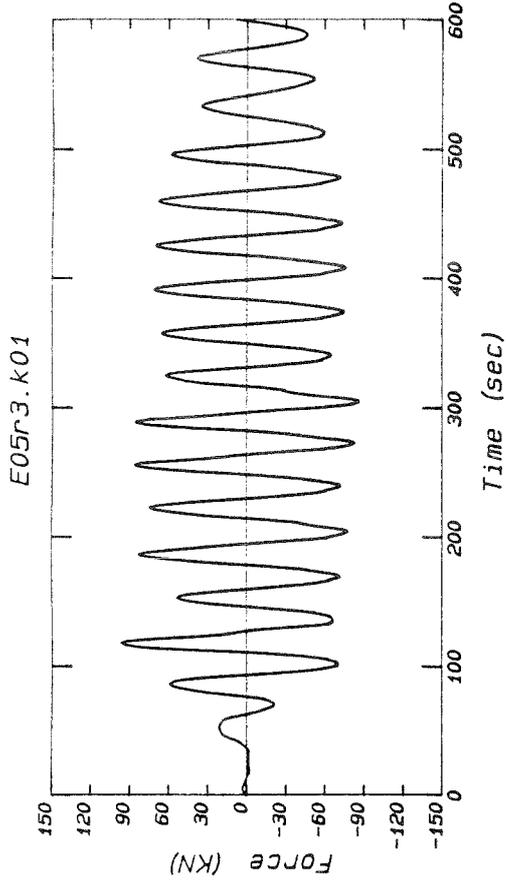
Versuch E05 Zeitverläufe der gemessenen Größen



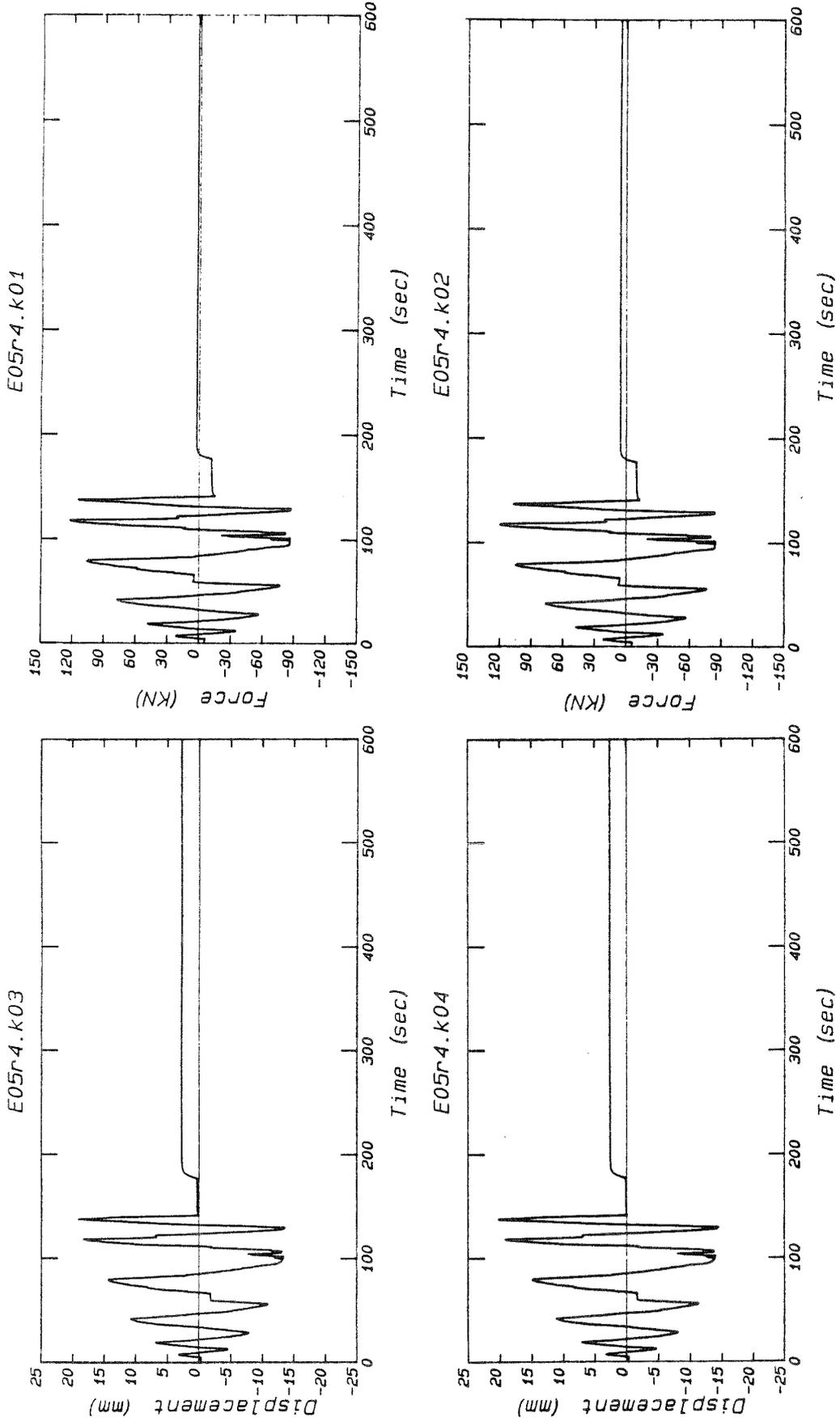
Versuch E05 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E05 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E05 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E06 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 1 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 231.7 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 22.77 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 324.9 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = 0.51 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = 3.68 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 21.3 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 12.78 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 231.7 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 139.02 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit $\beta_{wm} = 26.80 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 13169 \text{ N/mm}^2$

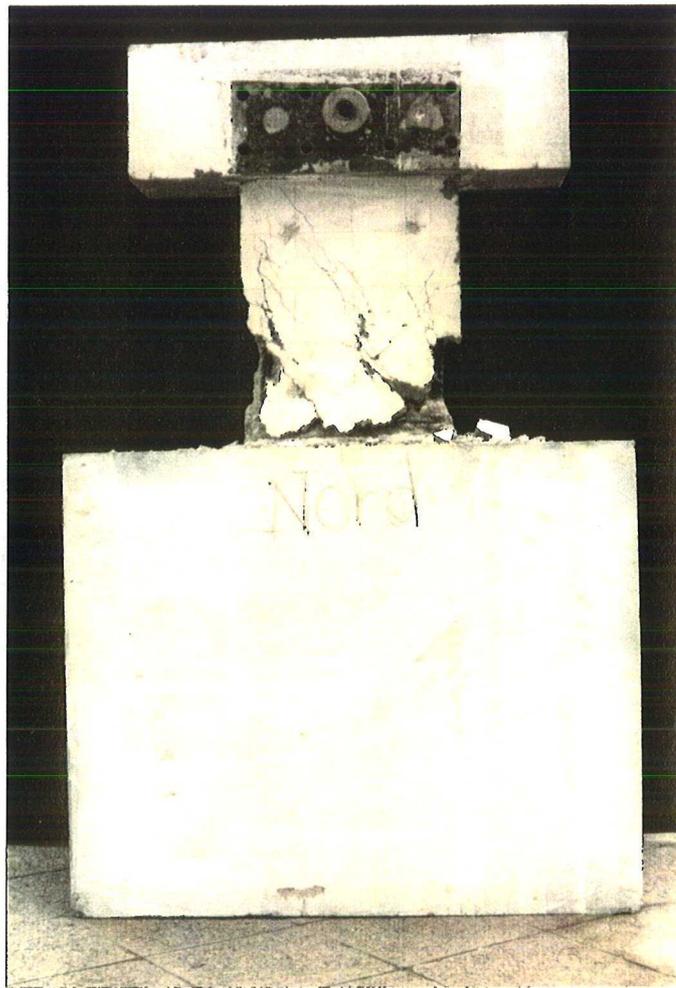
Anfangssteifigkeit: $P/v = 29.4 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

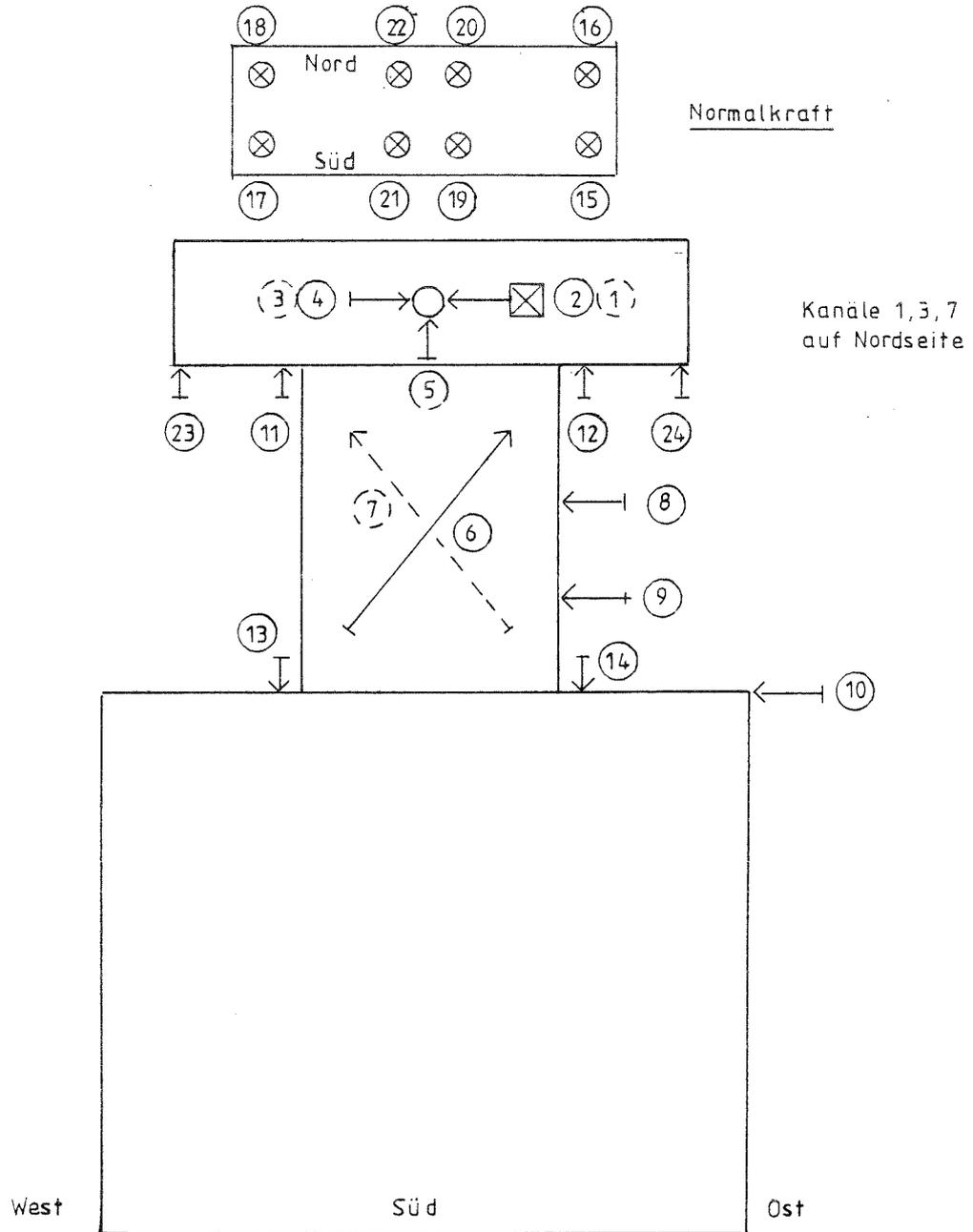
Es traten Verformungen des Prüfstands auf.

Die vorgesehene Normalkraft von 400 KN wurde nicht erreicht.

Versagensbild



Versuch E06 Anordnung der Meßkanäle

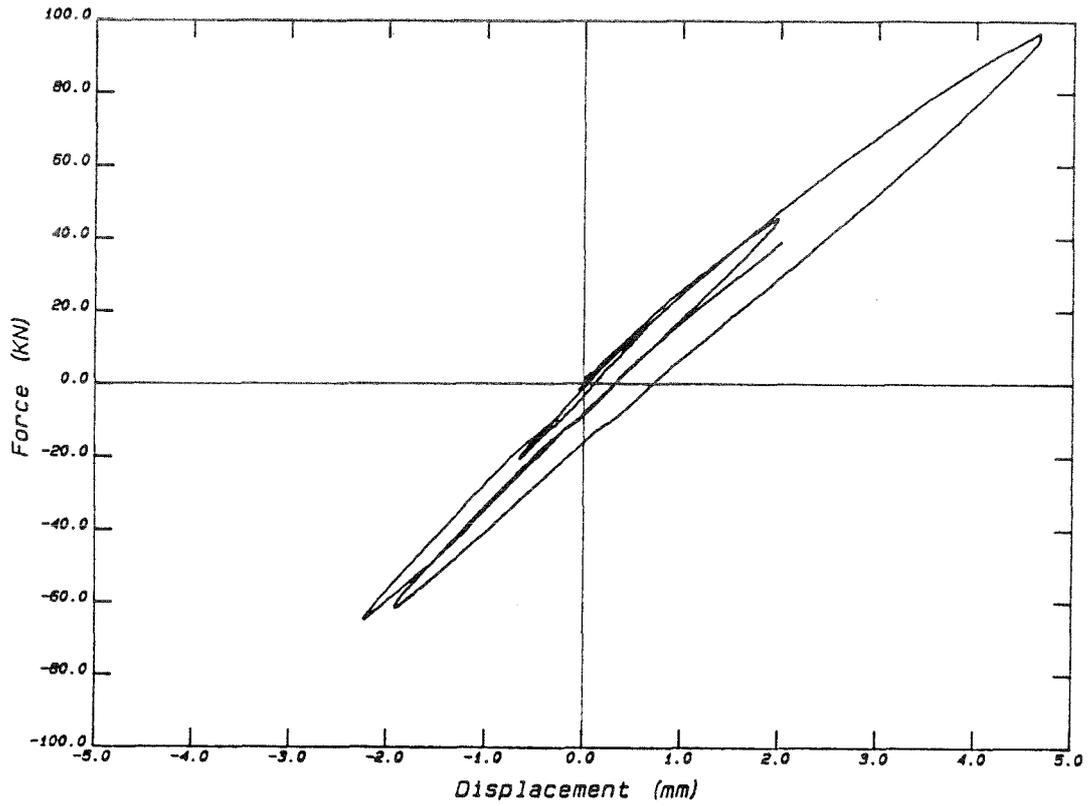


Versuch E06 Anordnung der Meßkanäle

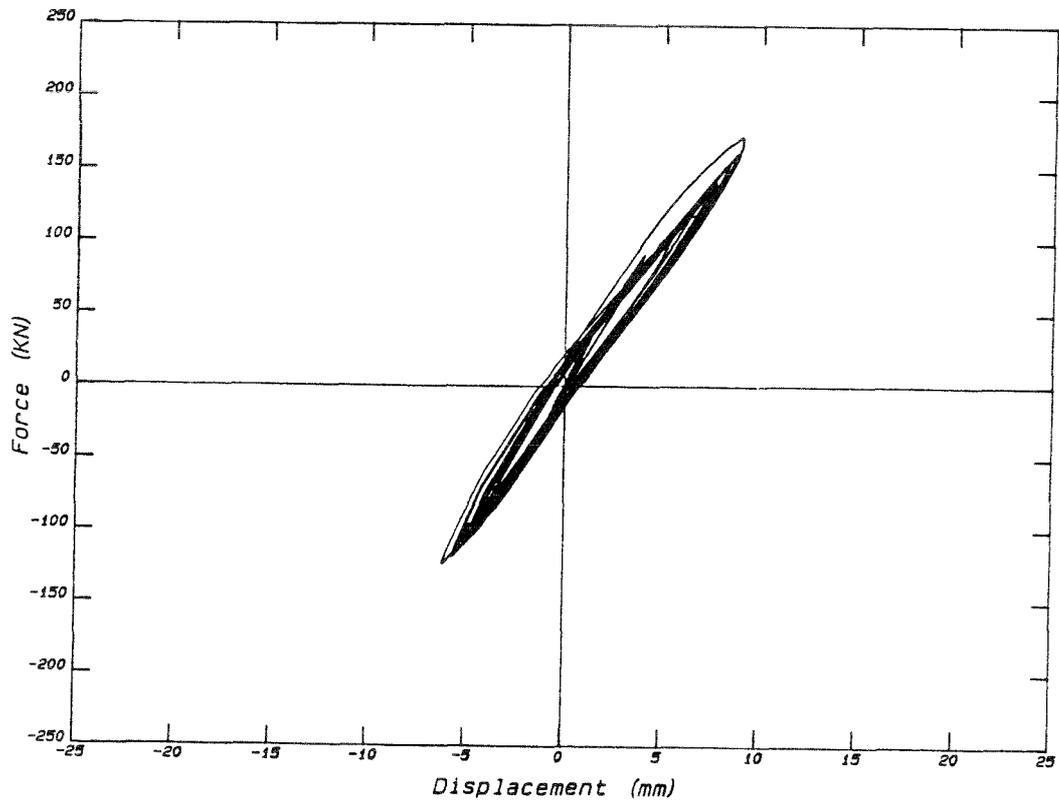
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vertikalverschiebung Kopf Mitte	W 50
6	Diagonale Süd	W 10
7	Diagonale Nord	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
10	Horizontalverschiebung Fundament	W 2
11	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 10
12	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 2
13	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 2
14	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 2
15	Normalkraft Südost außen	KMD
16	Normalkraft Nordost außen	KMD
17	Normalkraft Südwest außen	KMD
18	Normalkraft Nordwest außen	KMD
19	Normalkraft Südost innen	KMD
20	Normalkraft Nordost innen	KMD
21	Normalkraft Südwest innen	KMD
22	Normalkraft Nordwest innen	KMD
23	Vertikalverschiebung Kopf außen West	W 10
24	Vertikalverschiebung Kopf außen Ost	W 10

Versuch E06 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E06r1

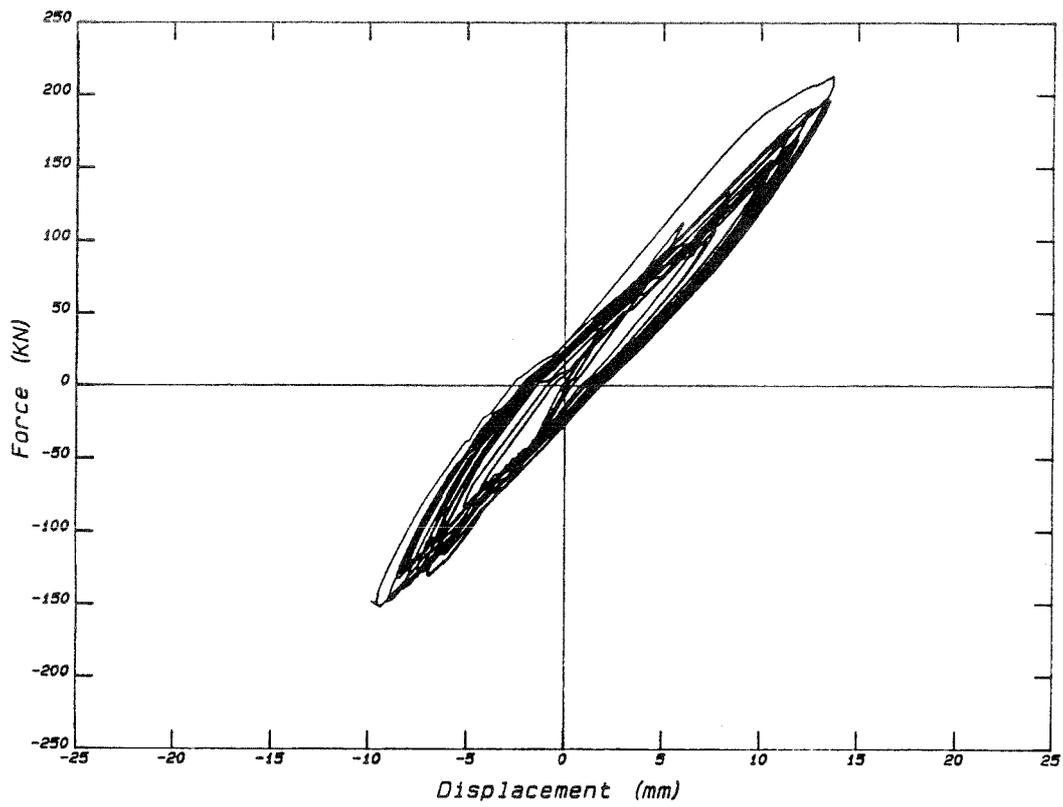


Hysterese E06r2

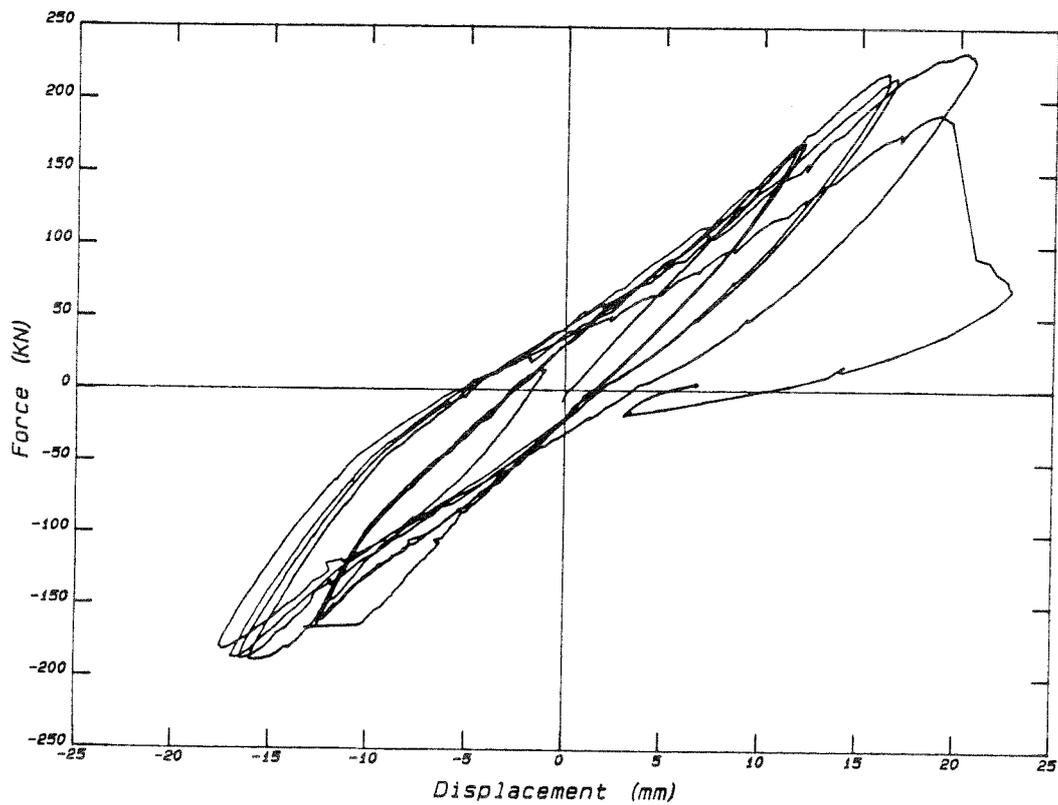


Versuch E06 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

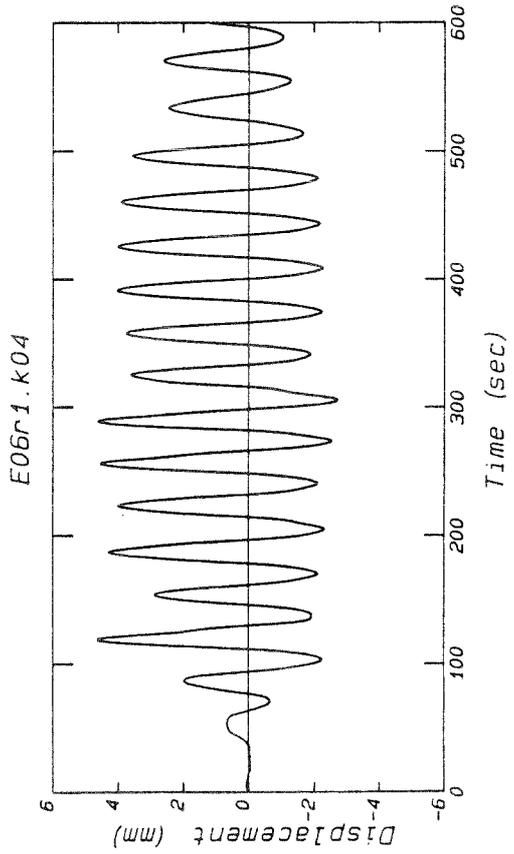
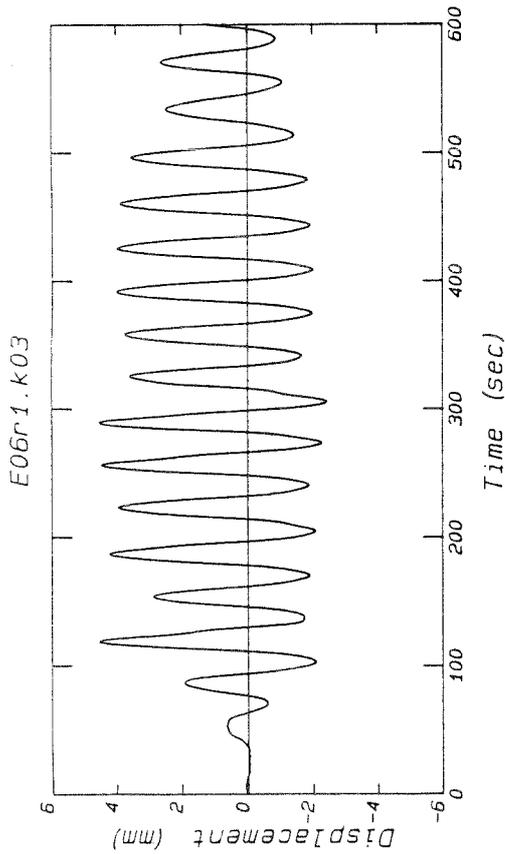
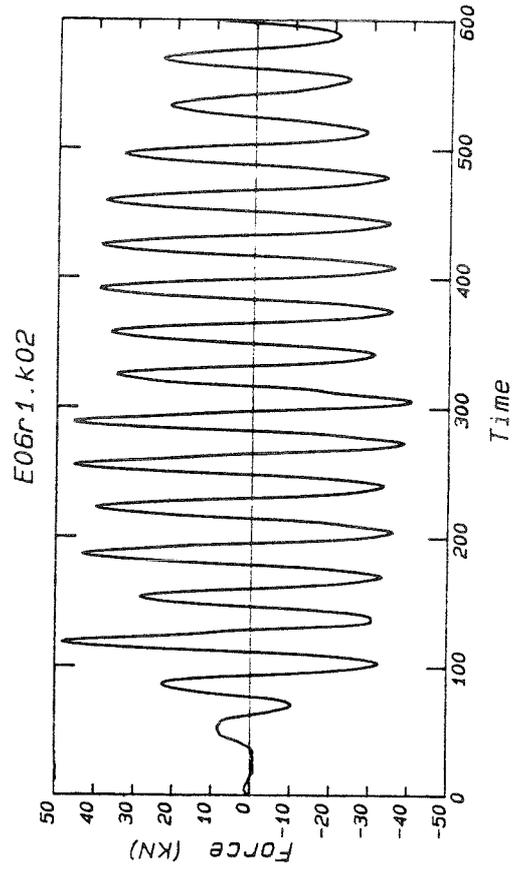
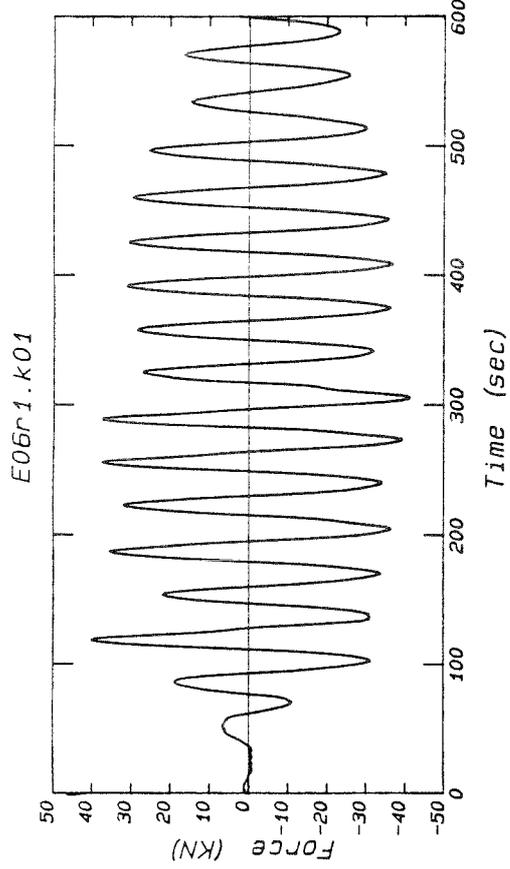
Hysterese E06r3



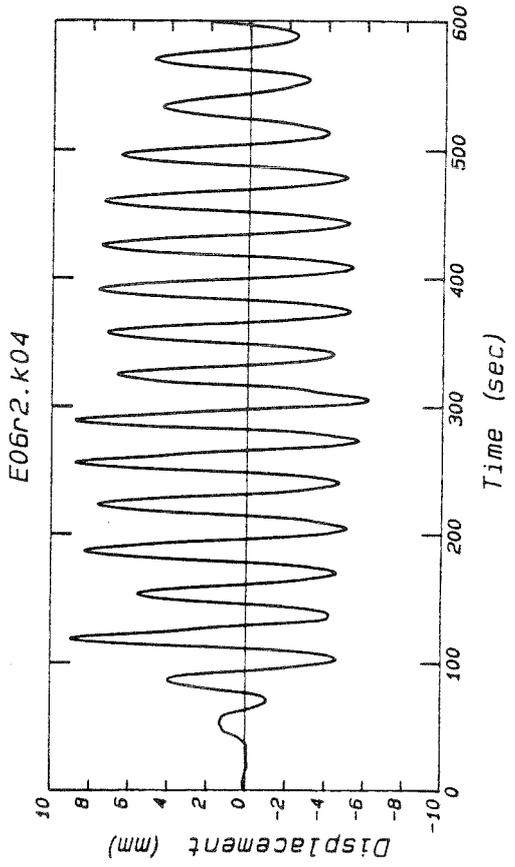
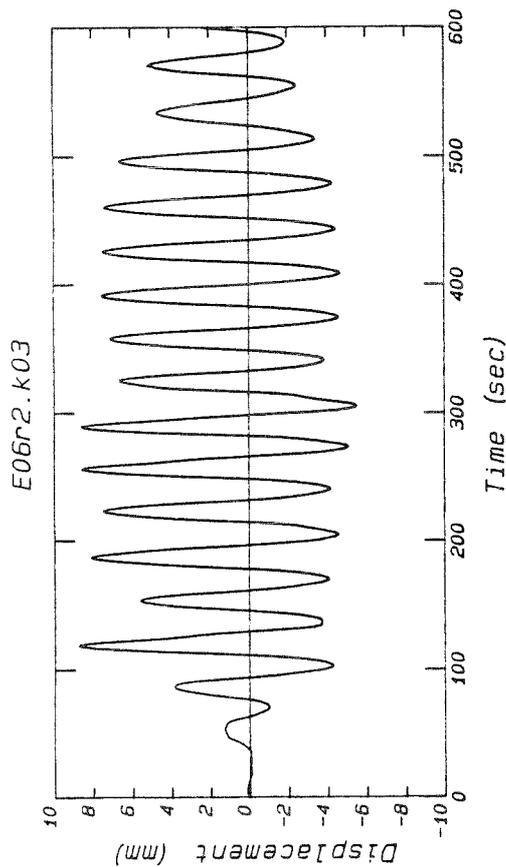
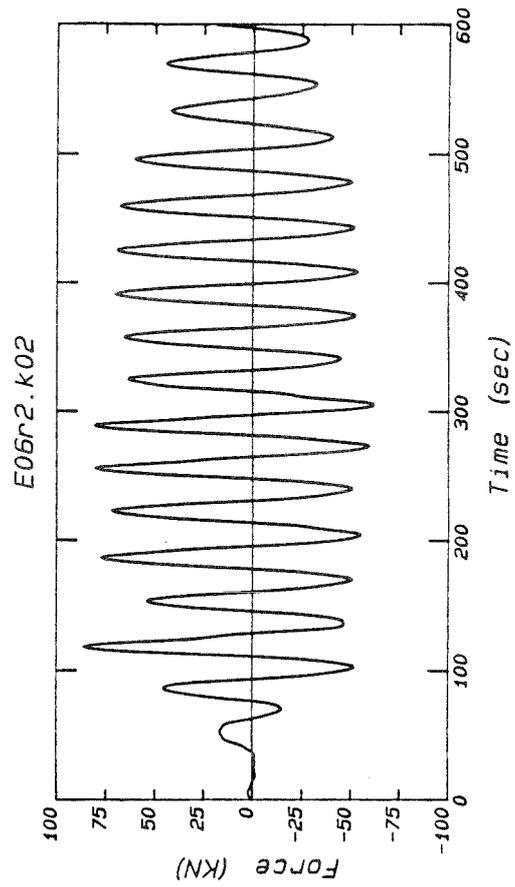
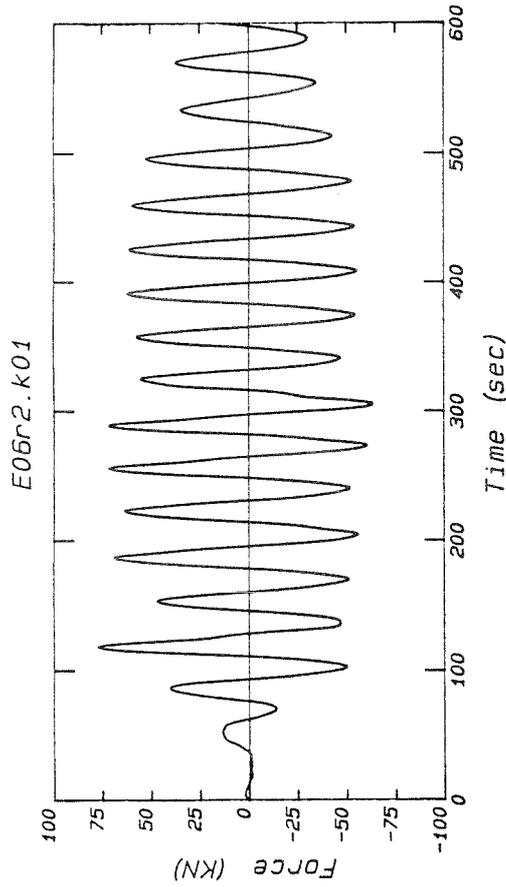
Hysterese E06r4



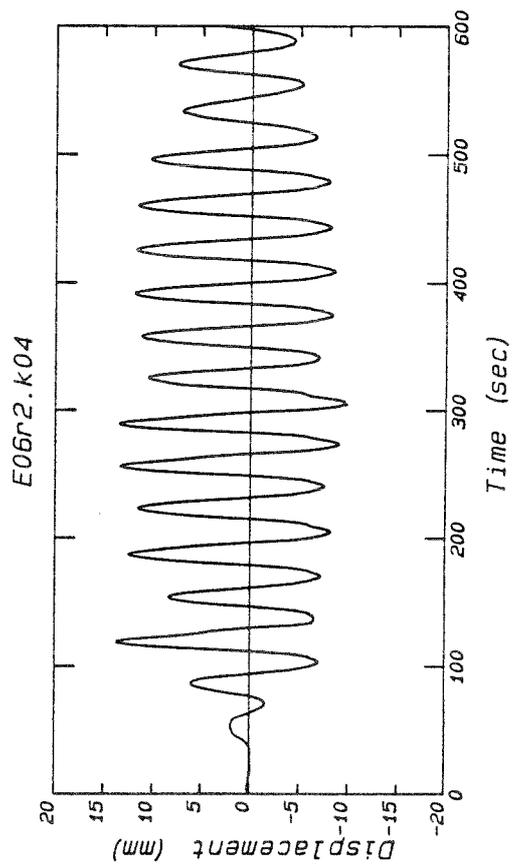
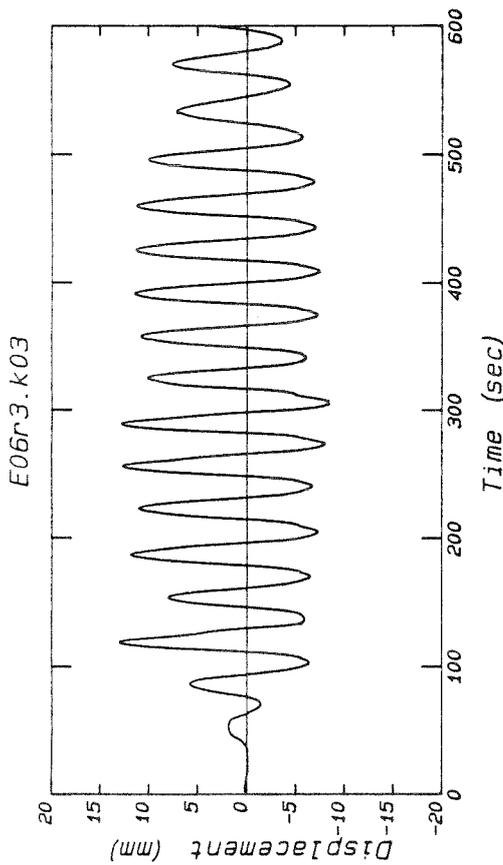
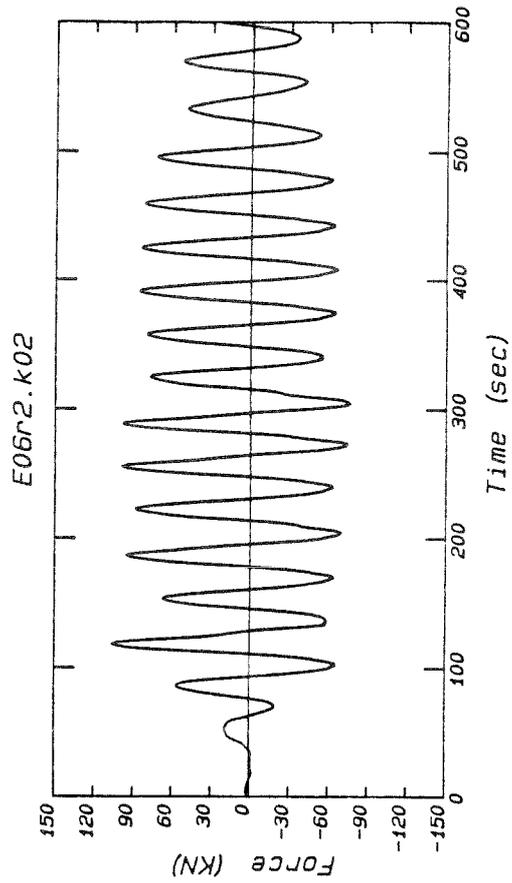
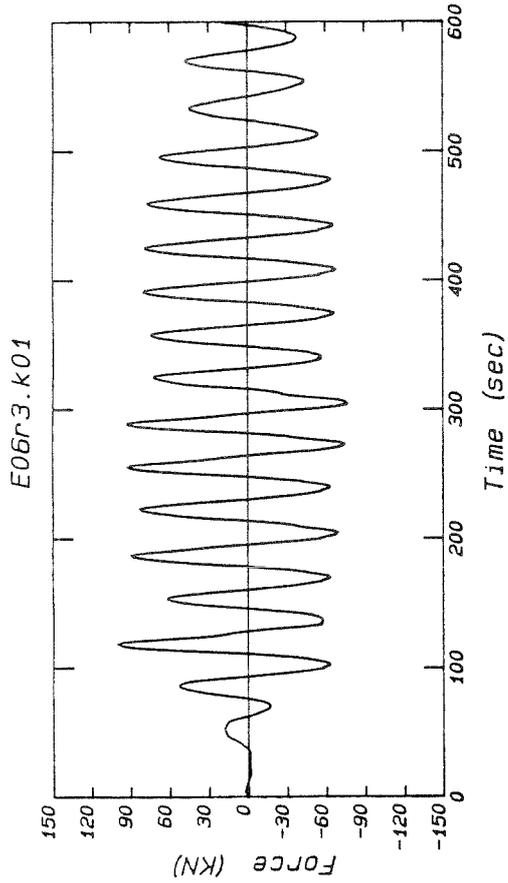
Versuch E06 Zeitverläufe der gemessenen Größen



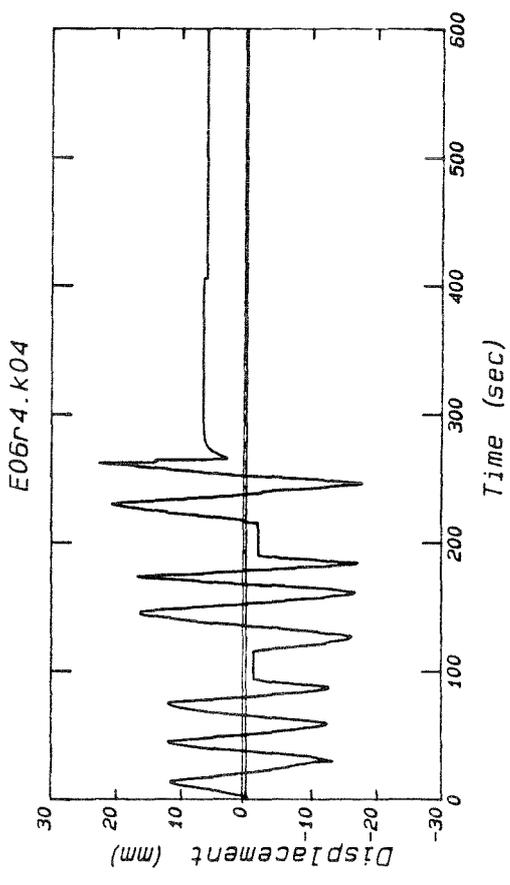
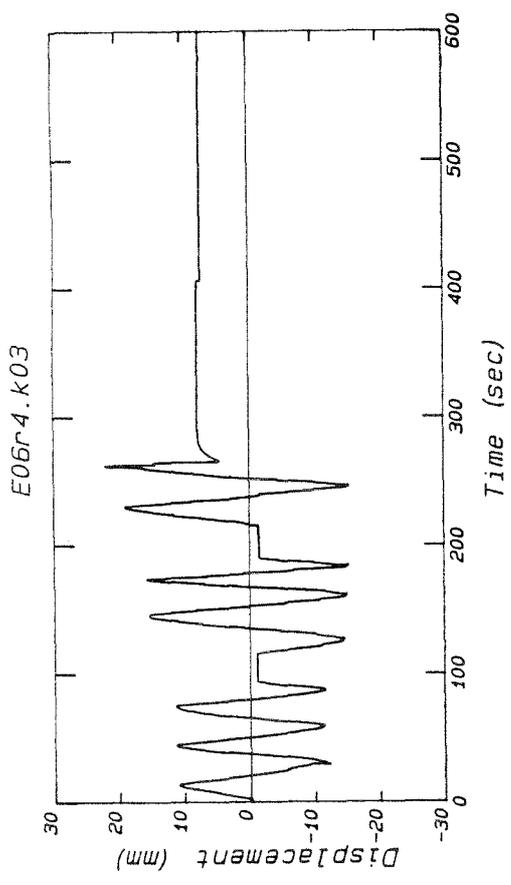
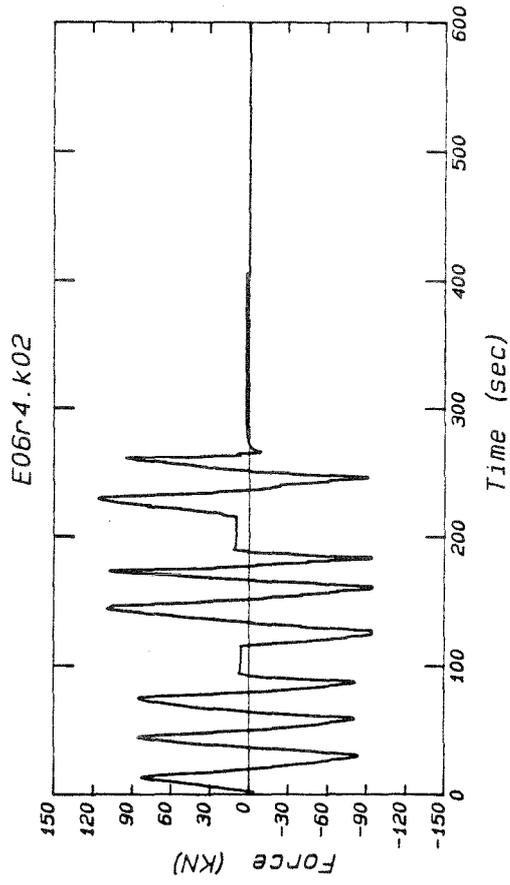
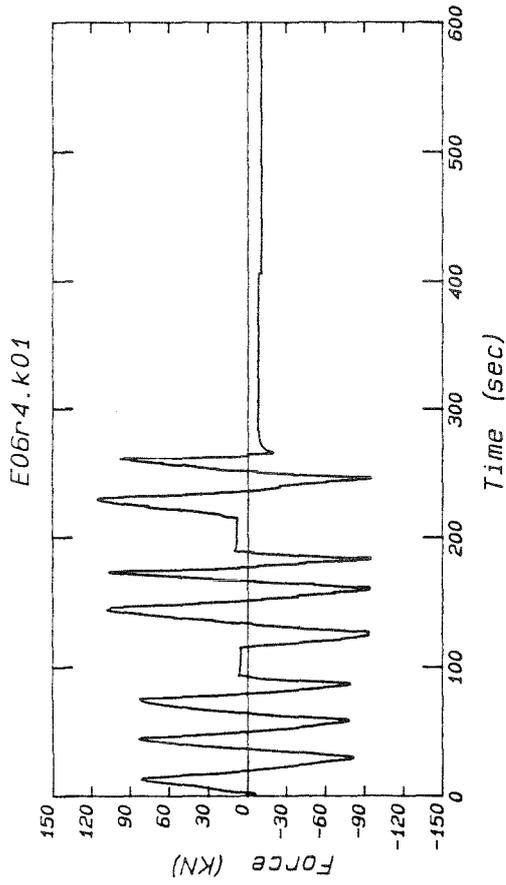
Versuch E06 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E06 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E06 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E07 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 1 bis 3 El-Centro

Maximale Horizontalkraft: $P = 153.3 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 11.3 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 258.2 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = -2.31 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = 2.34 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 17.4 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 10.44 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 153.3 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 91.98 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit: $\beta_{wm} = 27.16 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 11324 \text{ N/mm}^2$

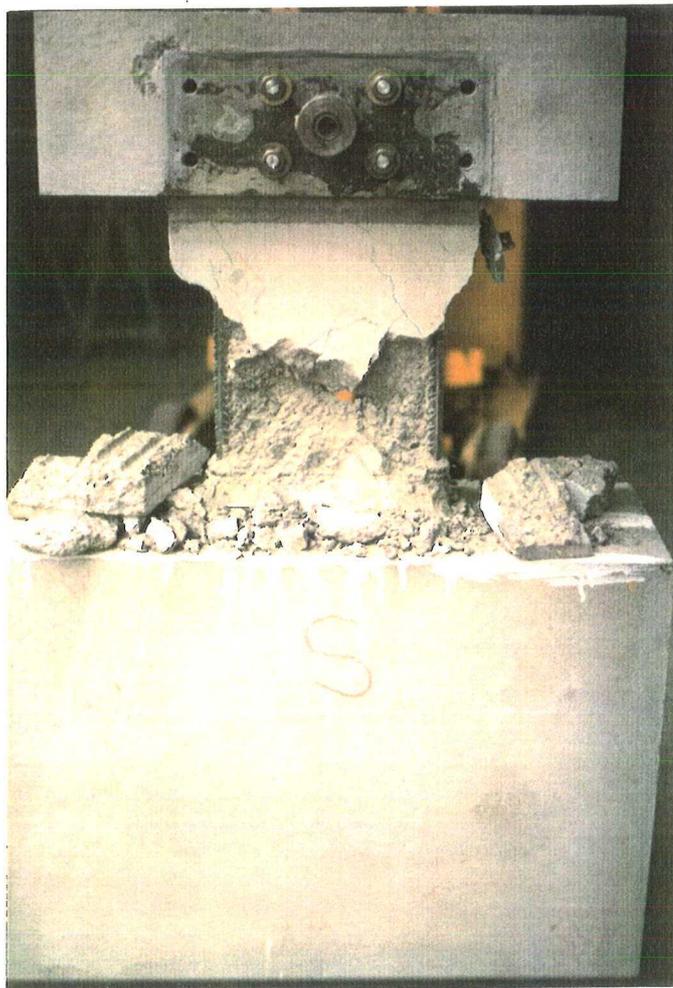
Anfangssteifigkeit: $P/v = 62.5 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

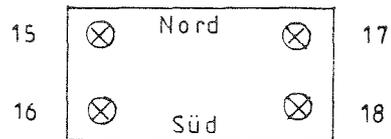
Der Versuchskörper versagte bereits in Run 3.

I.51

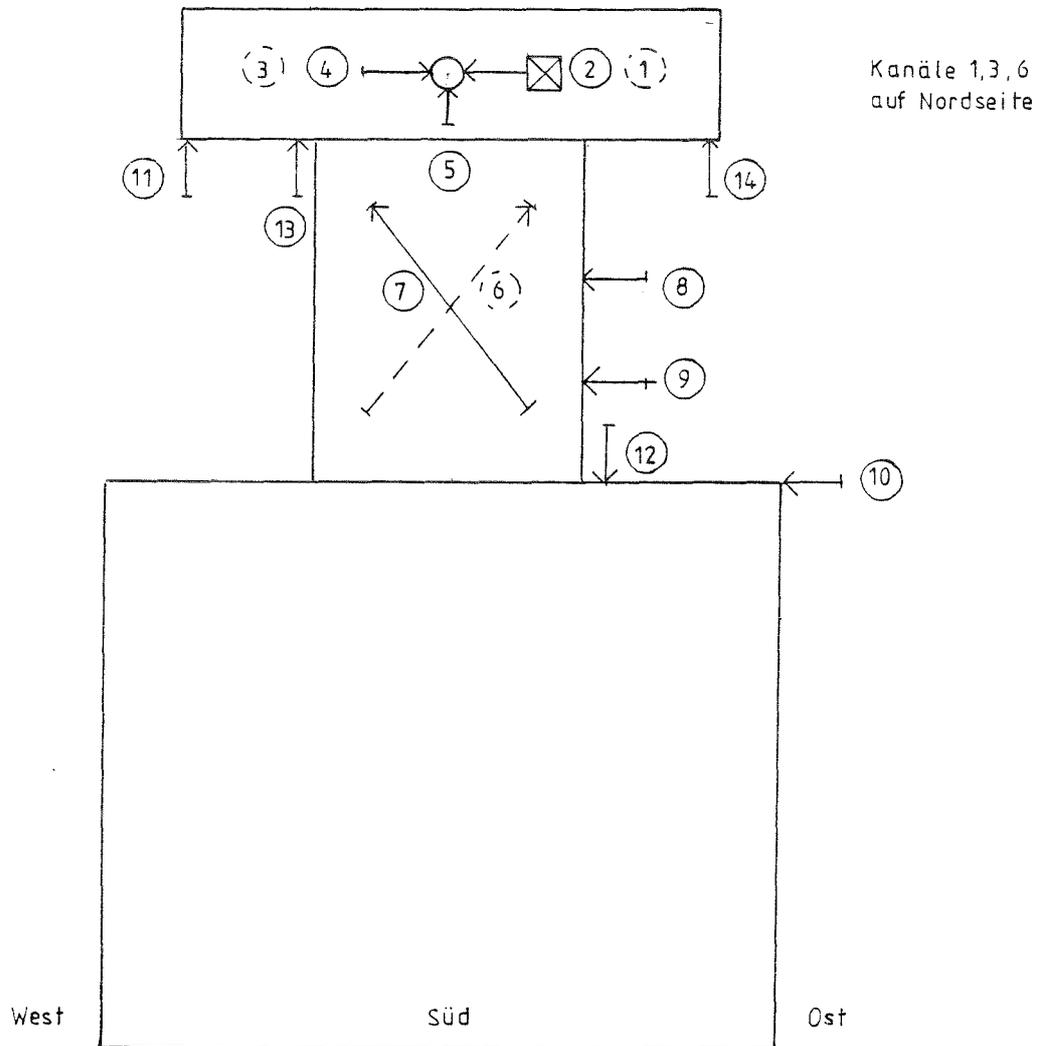
Versagensbild



Versuch E07 Anordnung der Meßkanäle



Normalkraft

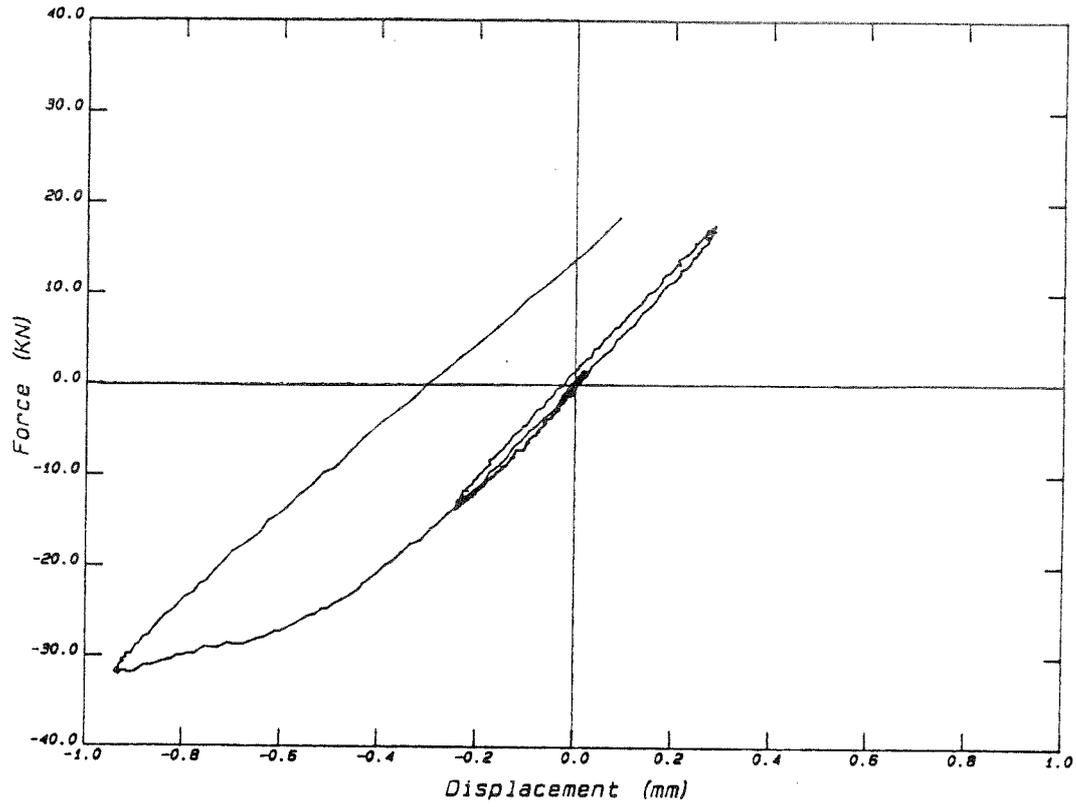


Versuch E07 Anordnung der Meßkanäle

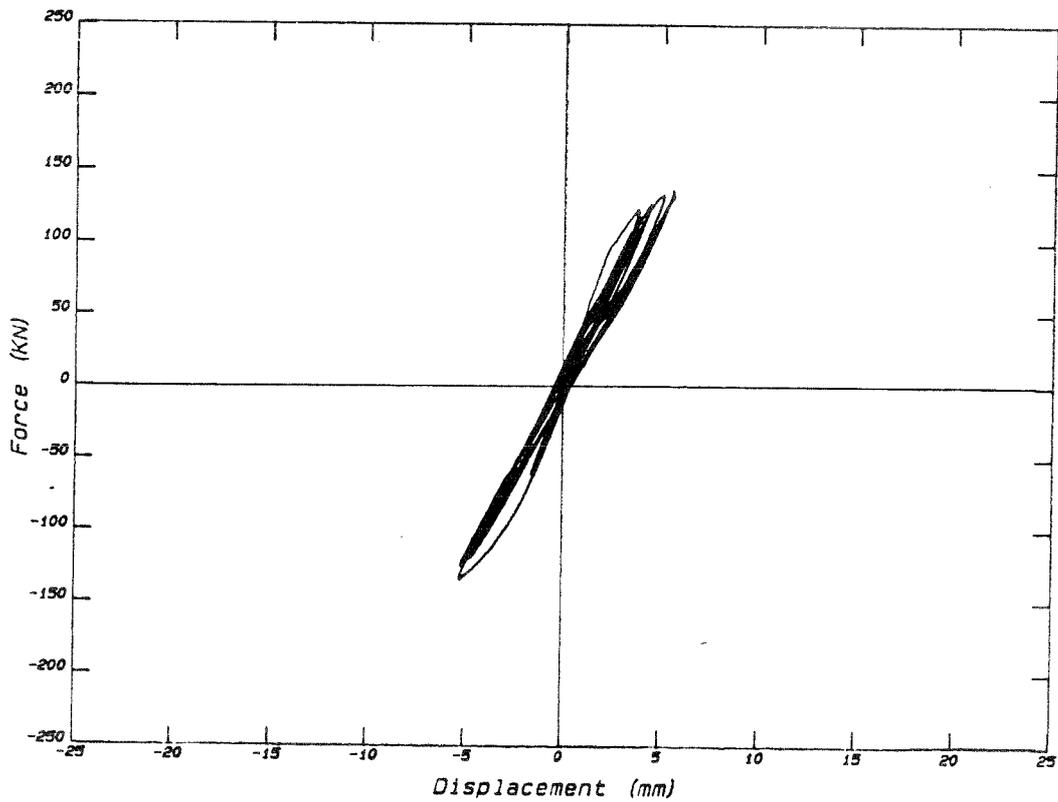
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vertikalverschiebung Kopf	W 50
6	Diagonale Nord	W 10
7	Diagonale Süd	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
10	Horinzontalverschiebung Fundament	W 10
11	Vertikalverschiebung Kopf außen West	W 10
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 2
13	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 2
14	Vertikalverschiebung Kopf außen Ost	W 10
15	Normalkraft Nordwest	KMD
16	Normalkraft Südwest	KMD
17	Normalkraft Nordost	KMD
18	Normalkraft Südost	KMD

Versuch E07 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

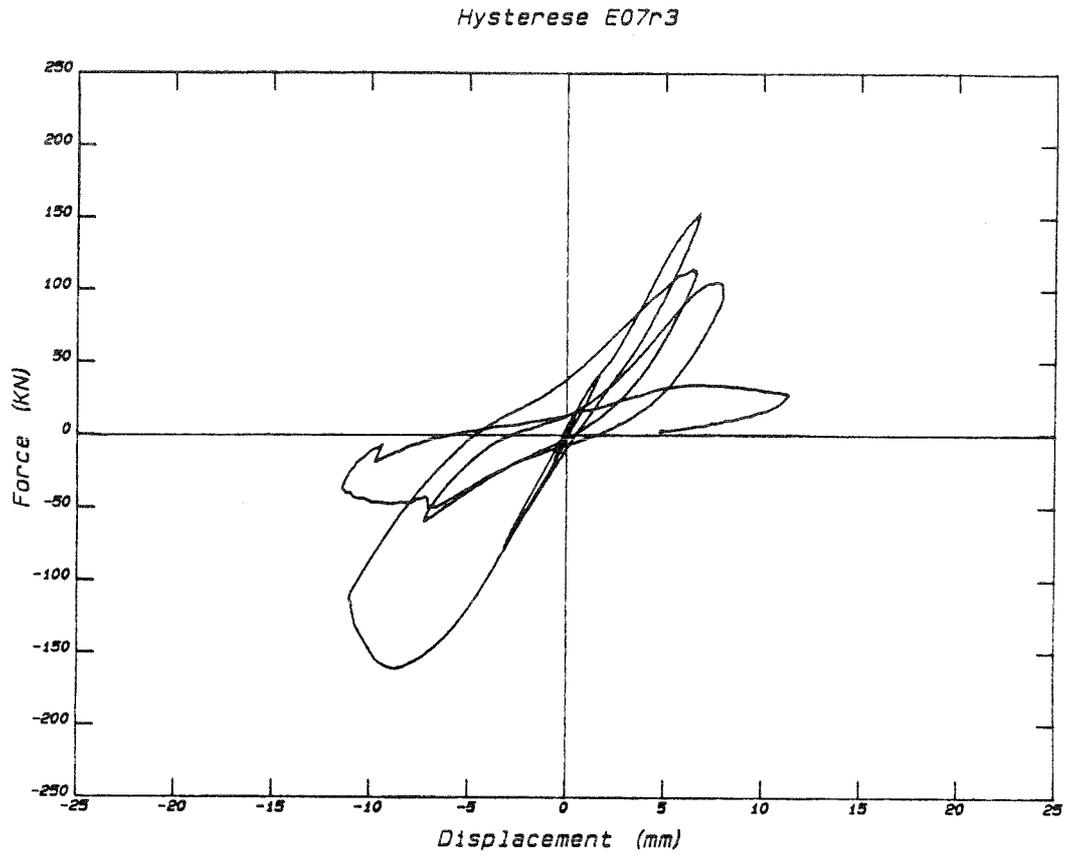
Hysterese E07r1



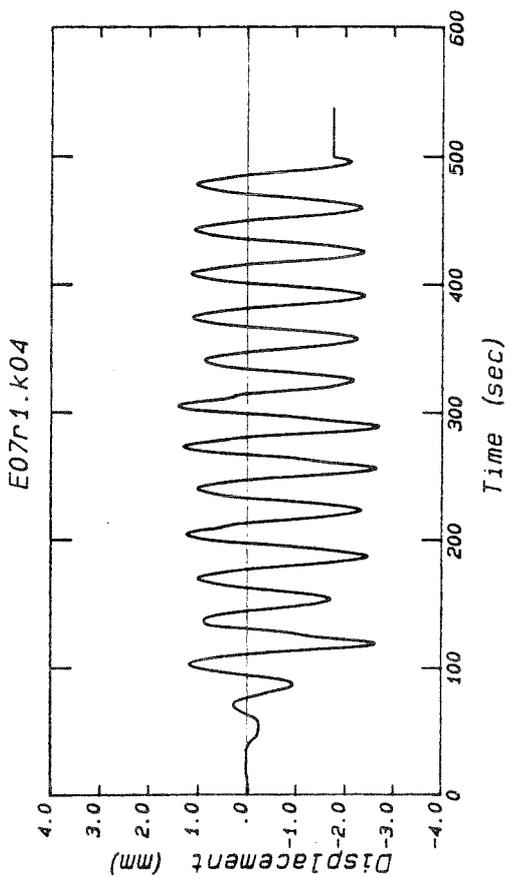
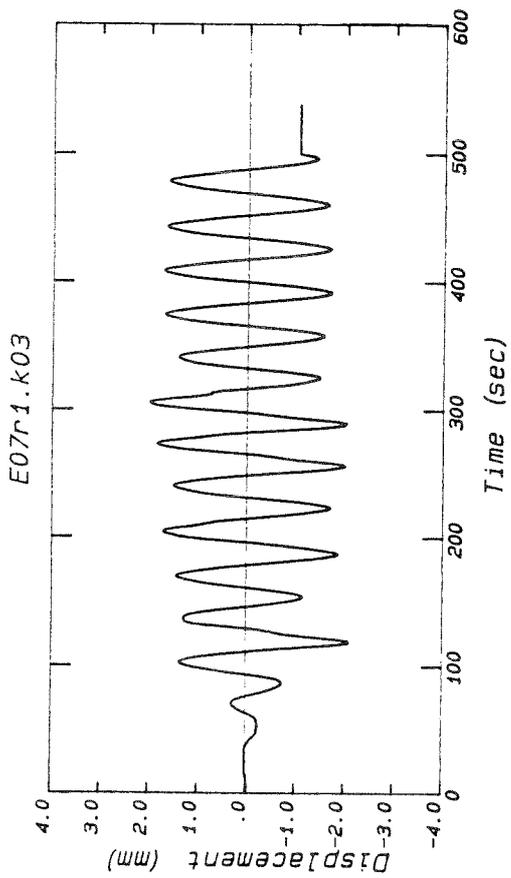
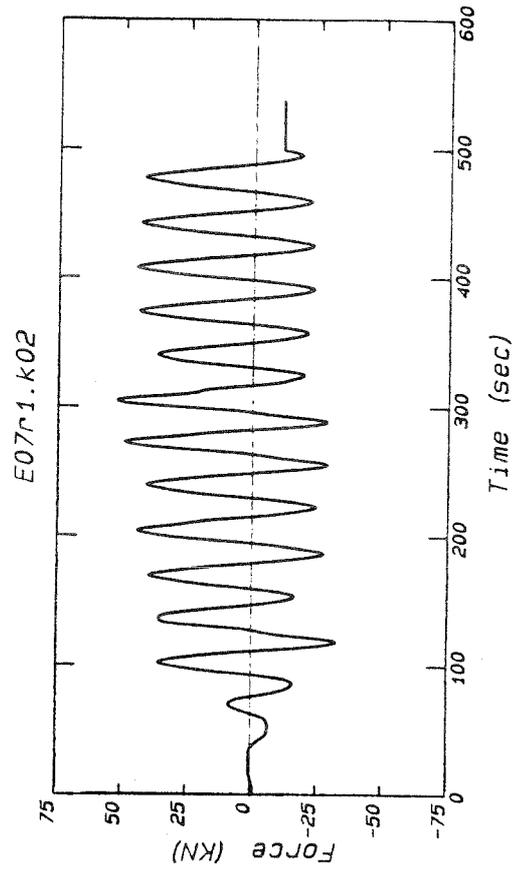
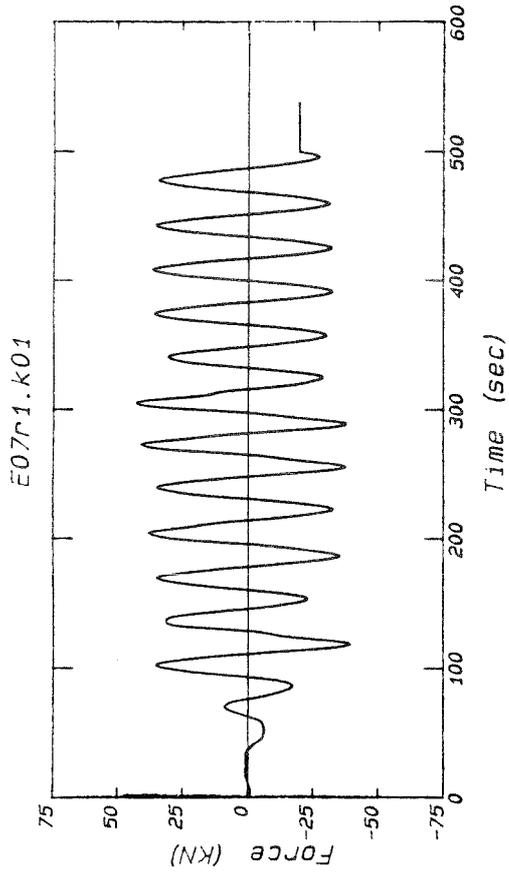
Hysterese E07r2



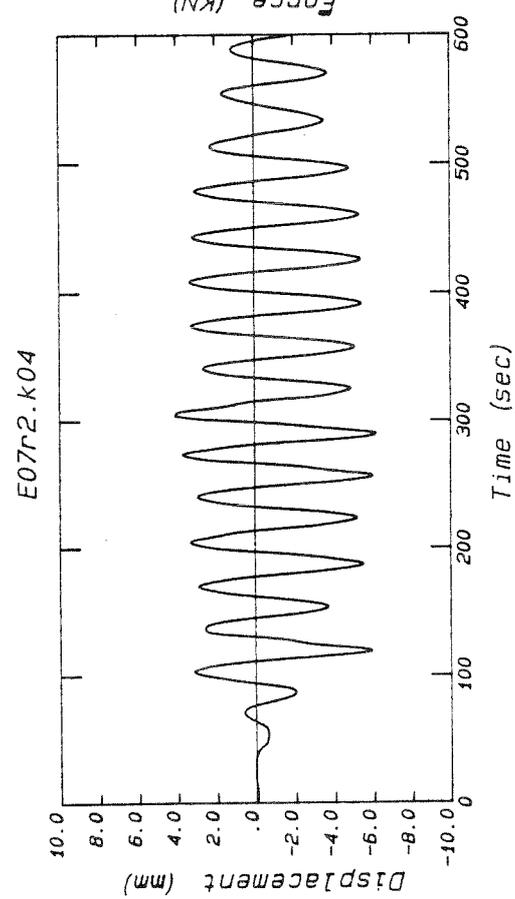
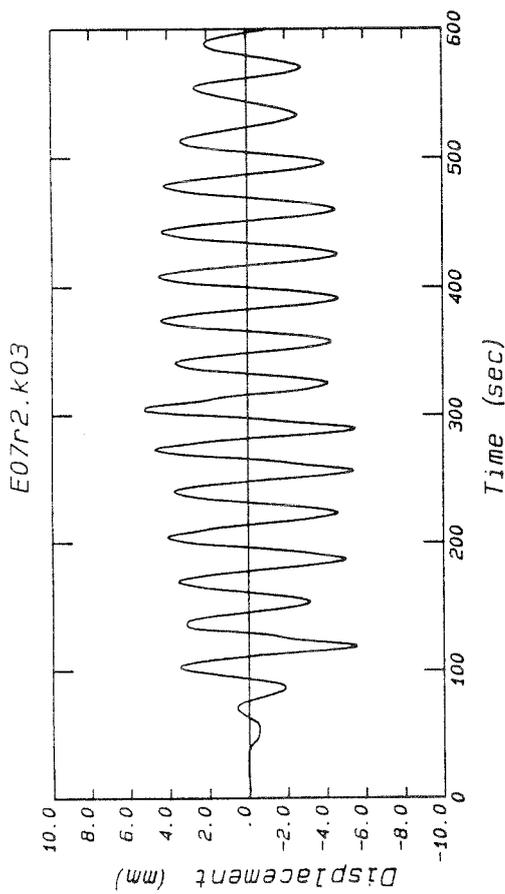
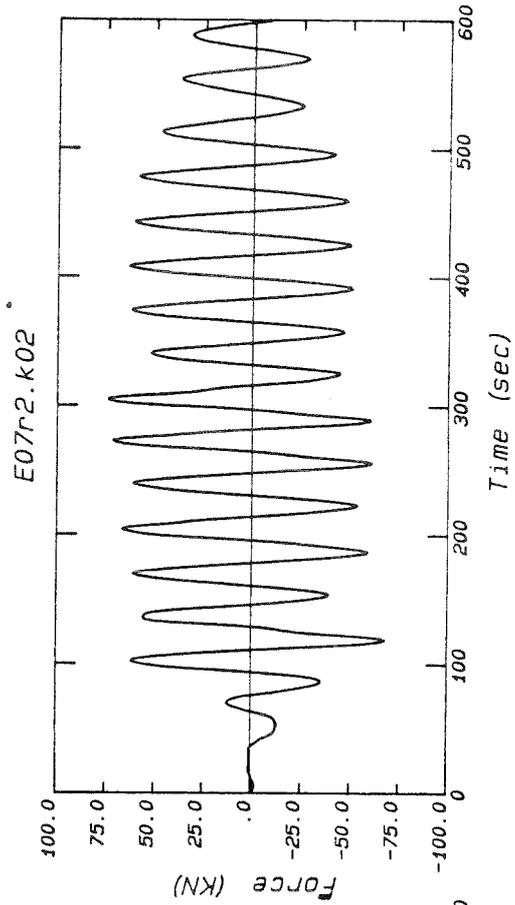
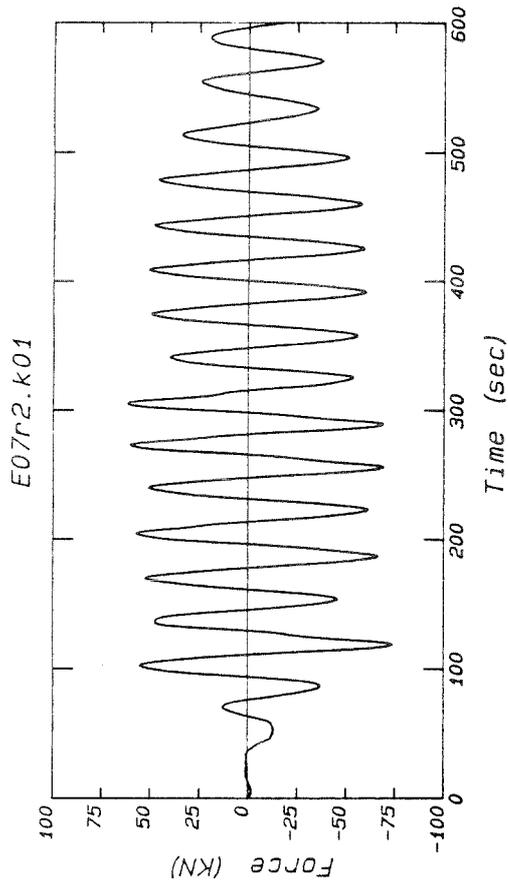
Versuch E07 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung



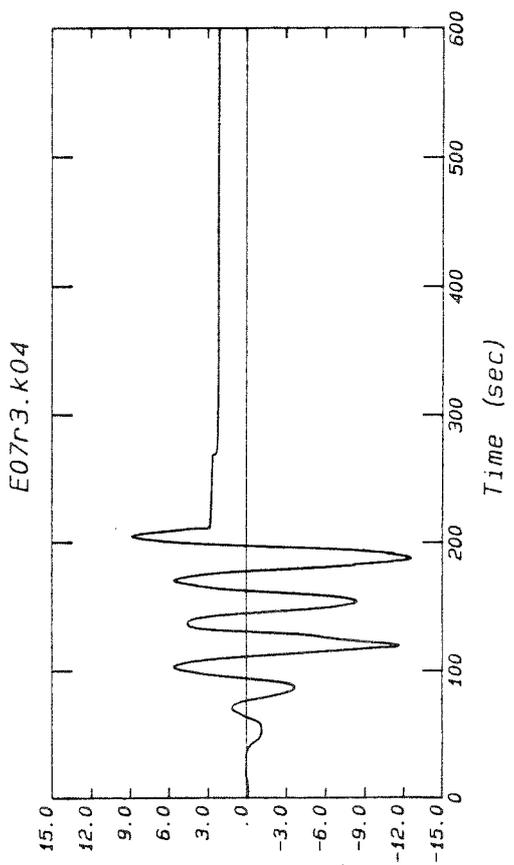
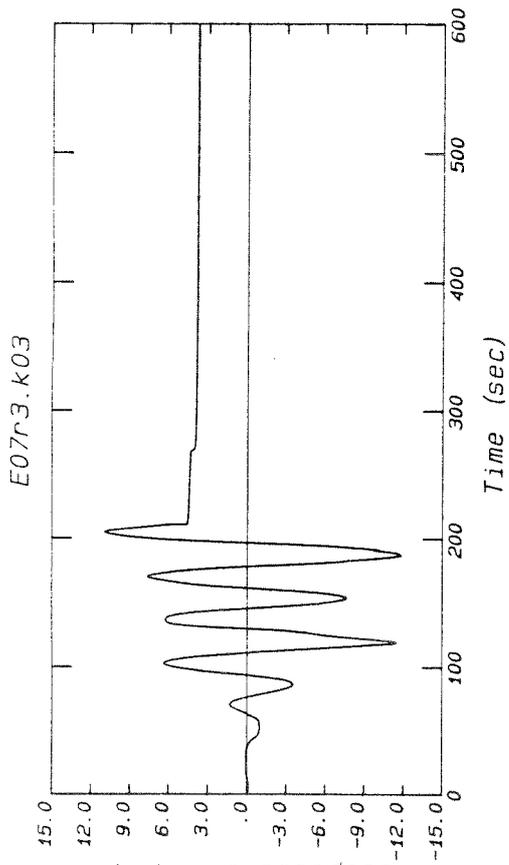
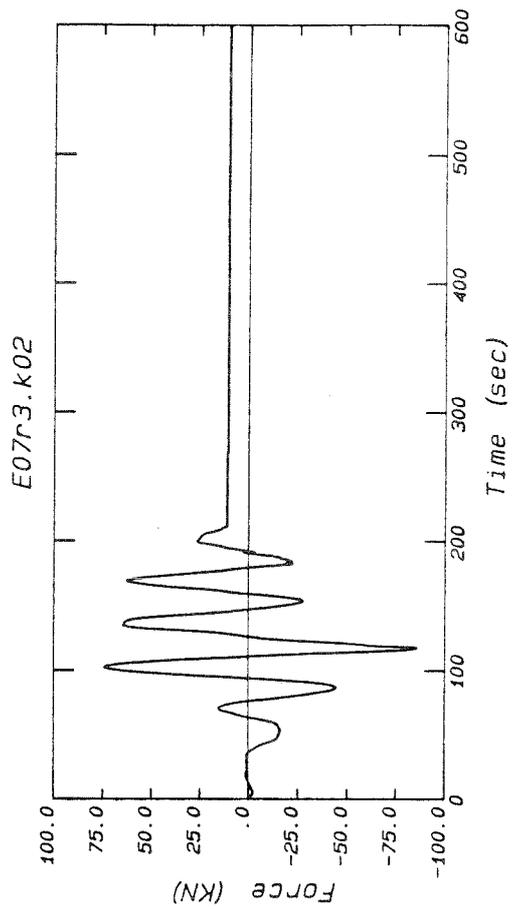
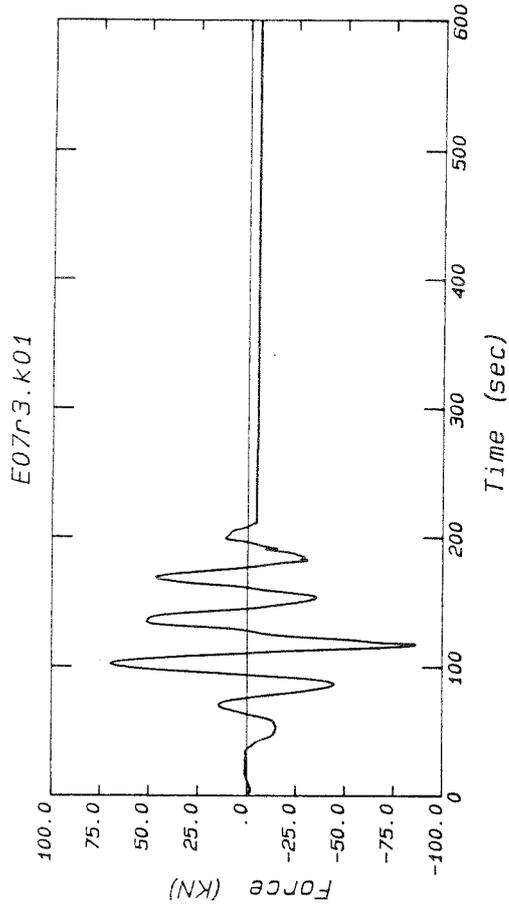
Versuch E07 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E07 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E07 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E08 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 245.7 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 20.0 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 216.1 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = 0.91 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = -5.17 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 30.1 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 18.06 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 245.7 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 147.42 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit: $\beta_{wm} = 26.64 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 15672 \text{ N/mm}^2$

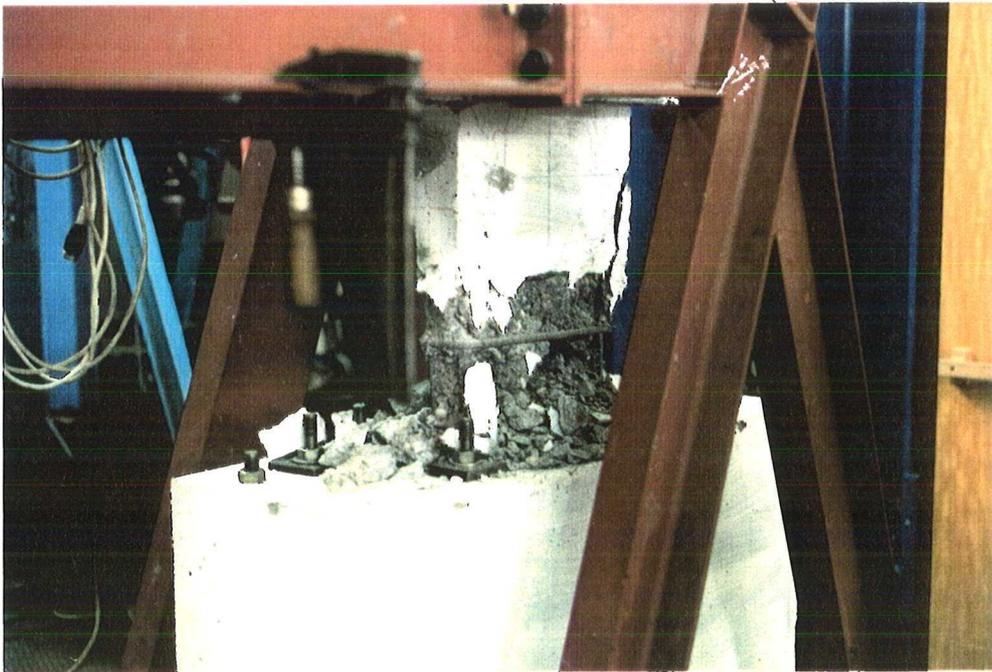
Anfangssteifigkeit: $P/v = 83.3 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

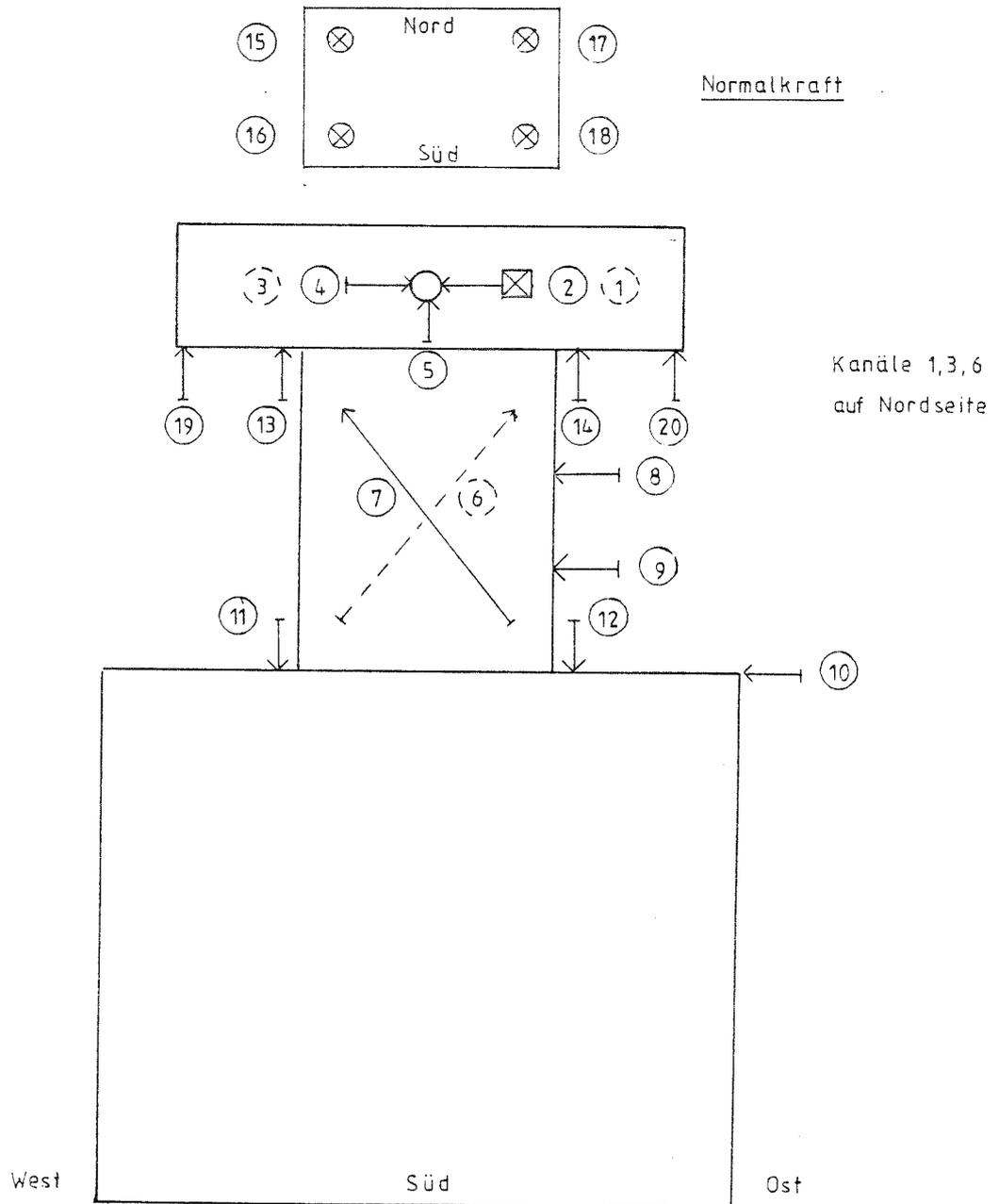
Kanal 07 fiel in Run 3 aus.

I.60

Versagensbild



Versuch E08 Anordnung der Meßkanäle

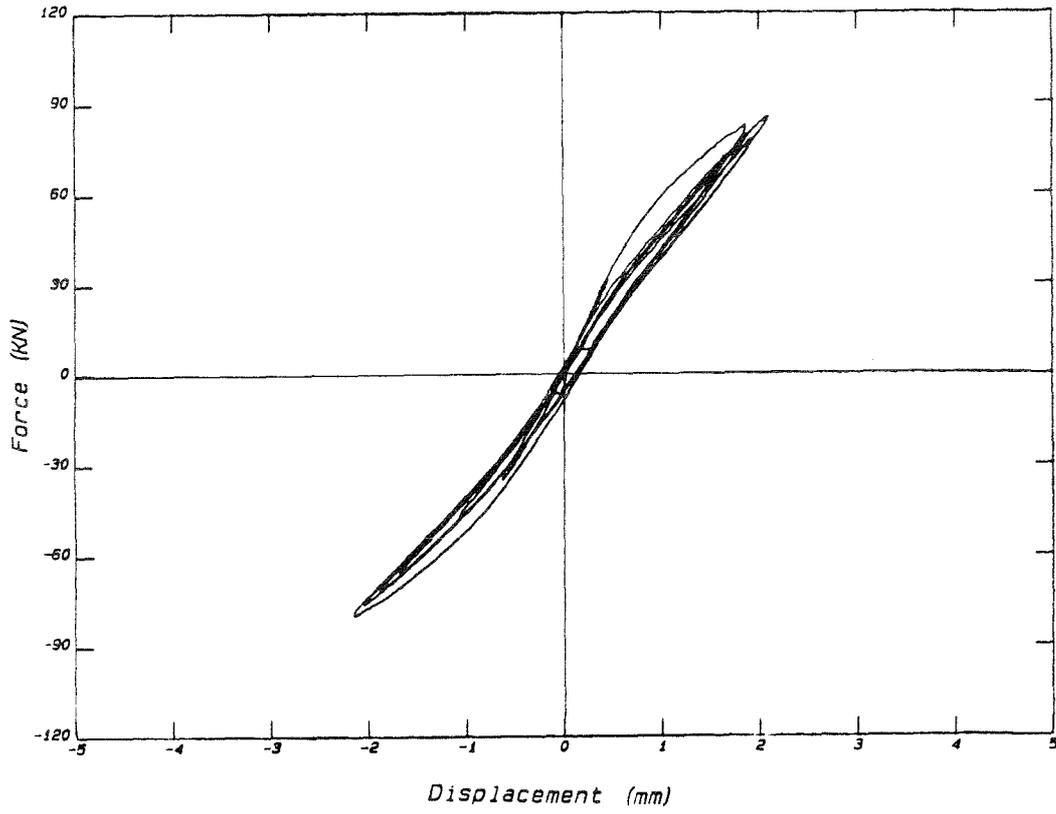


Versuch E08 Anordnung der Meßkanäle

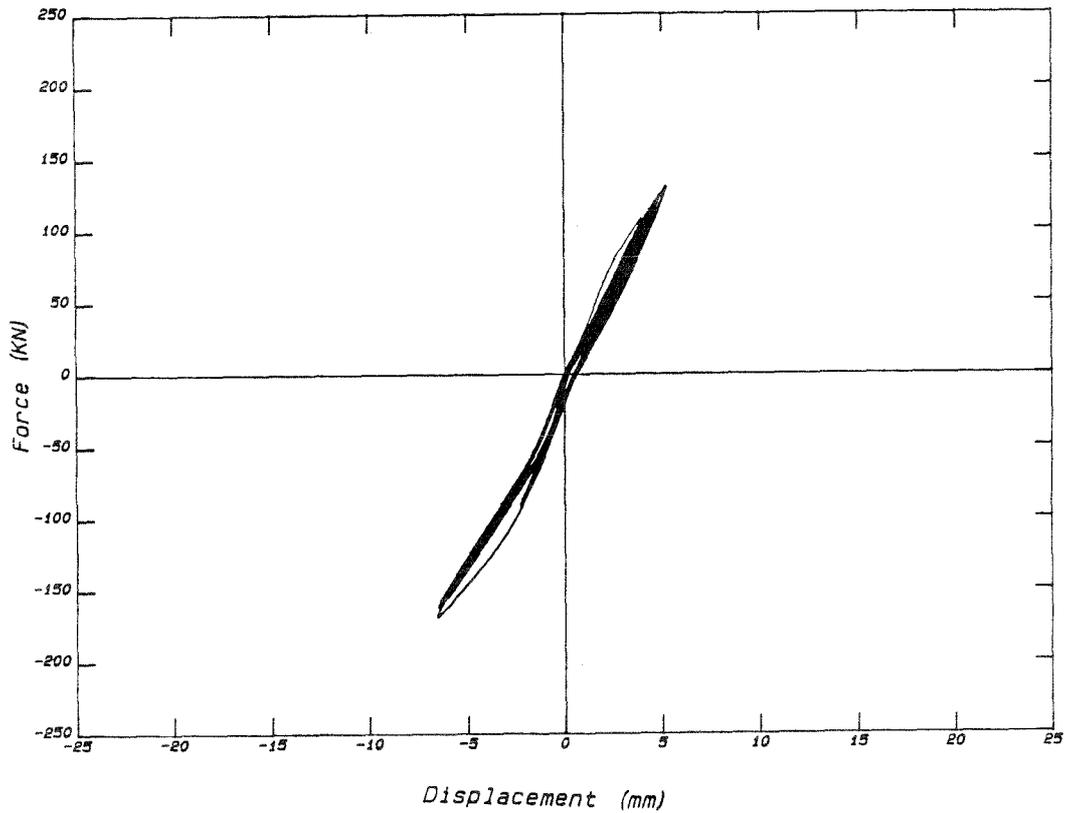
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vertikalverschiebung Kopf	W 50
6	Diagonale Nord	W 10
7	Diagonale Süd	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
10	Horizontalverschiebung Fundament	W 10
11	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 2
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 2
13	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 2
14	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 2
15	Normalkraft Nordwest	KMD
16	Normalkraft Südwest	KMD
17	Normalkraft Nordost	KMD
18	Normalkraft Südost	KMD
19	Vertikalverschiebung Kopf außen West	W 10
20	Vertikalverschiebung Kopf außen Ost	W 10

Versuch E08 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E08r1

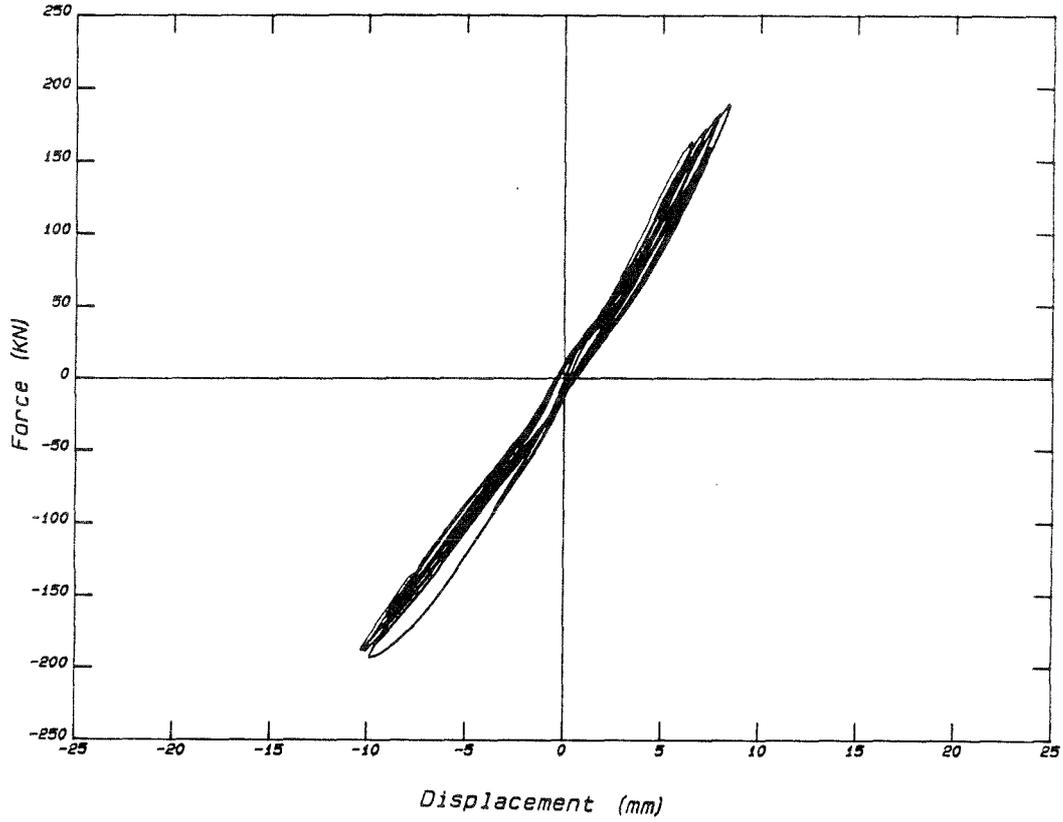


Hysterese E08r2

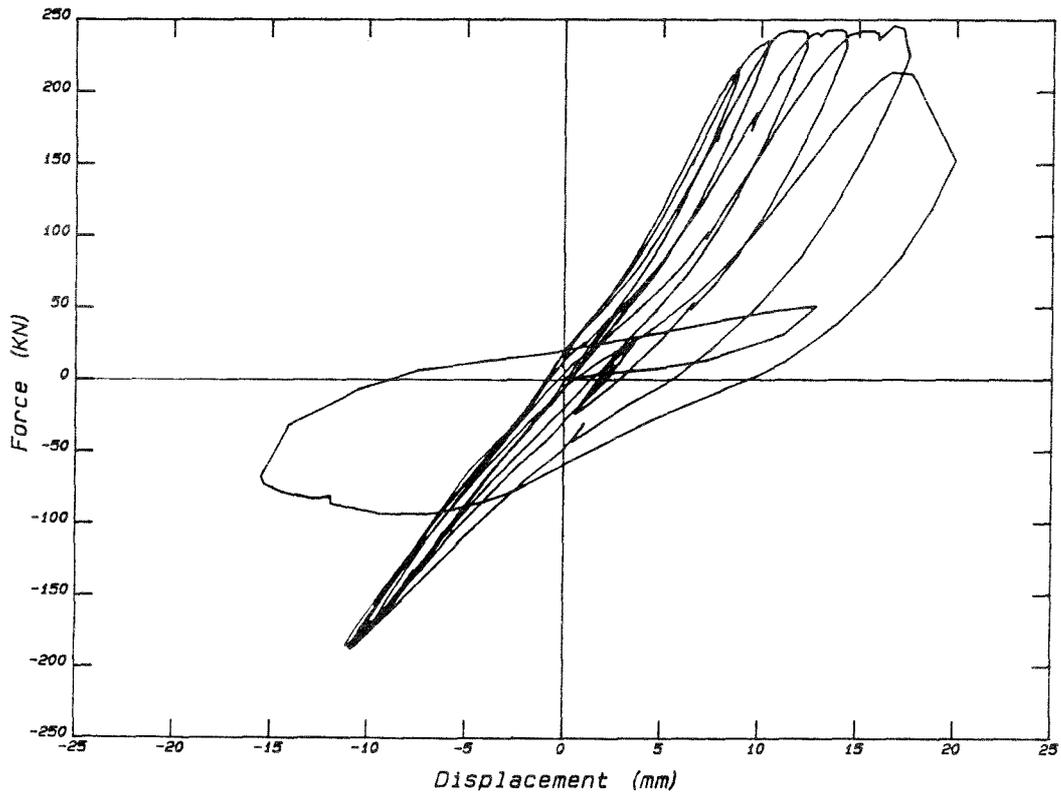


Versuch E08 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

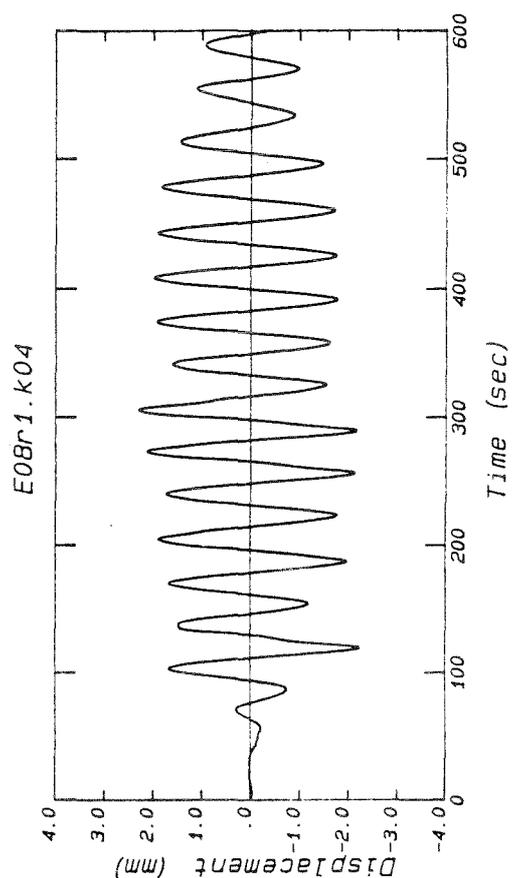
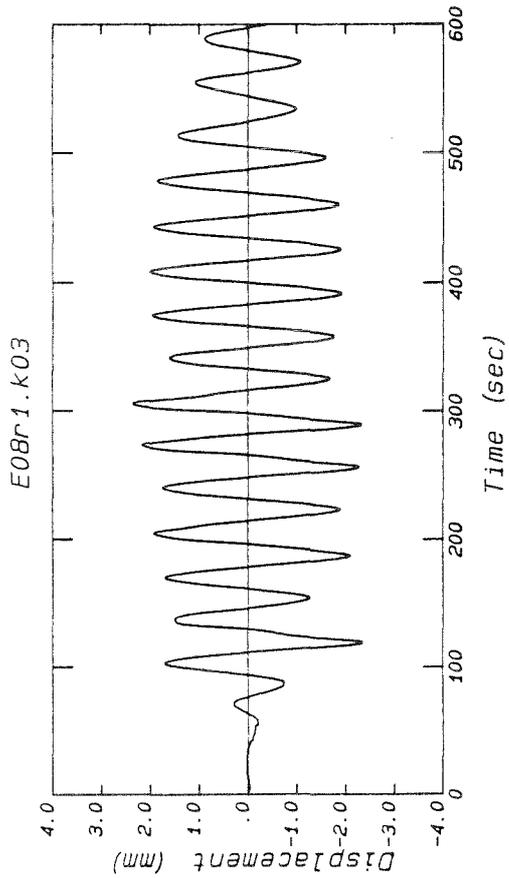
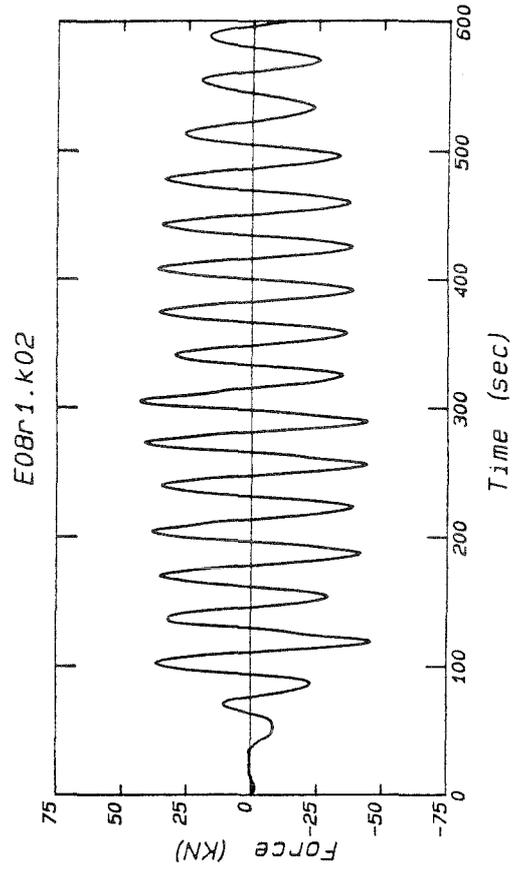
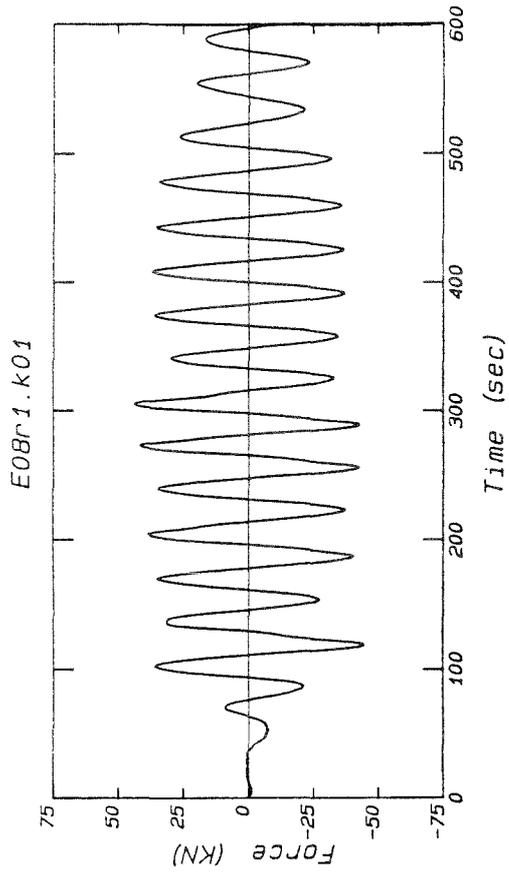
Hysterese E0Br3



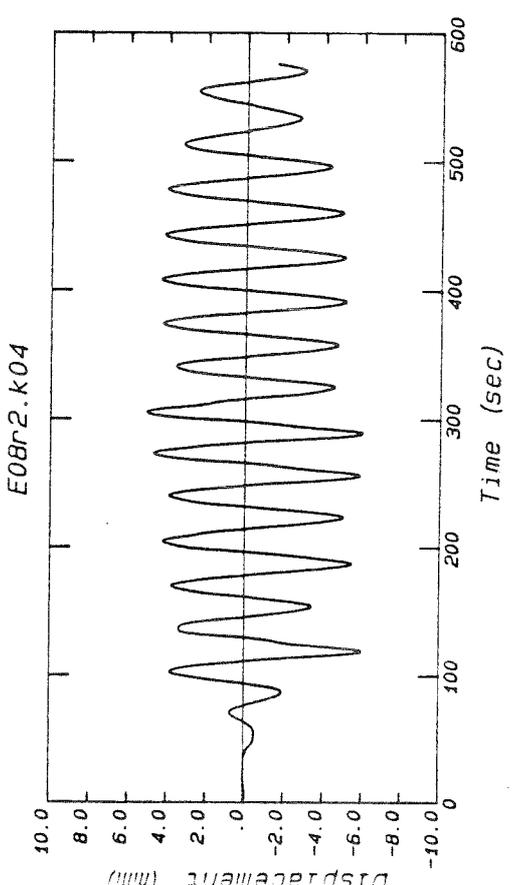
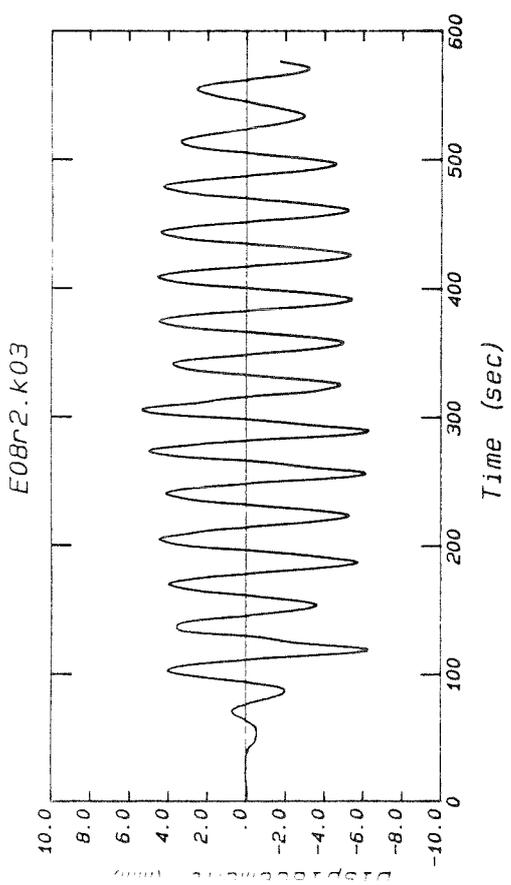
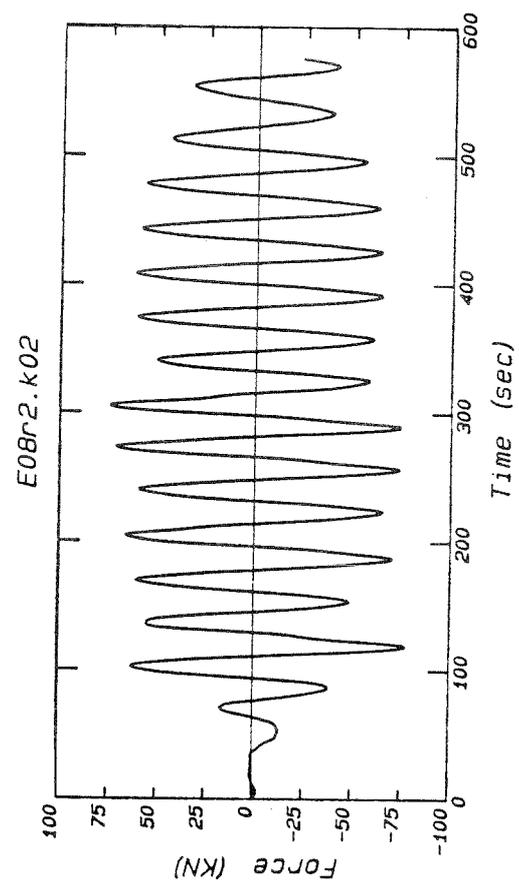
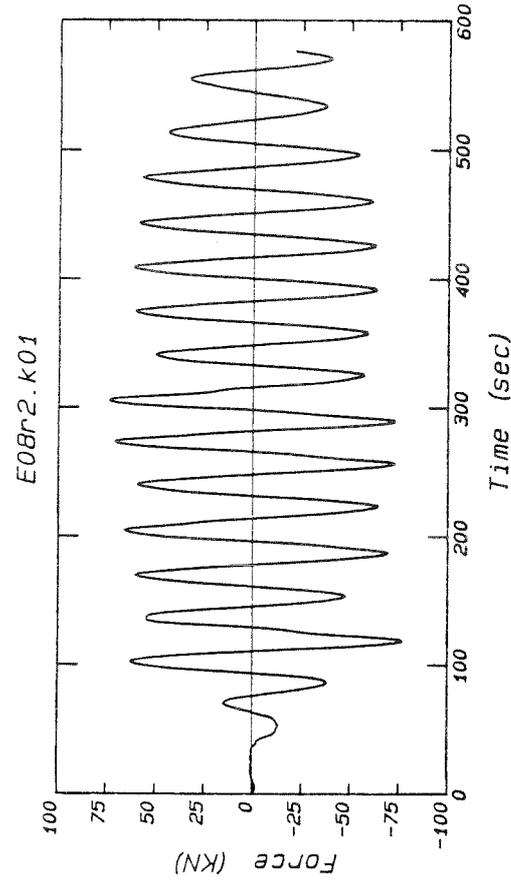
Hysterese E0Br4



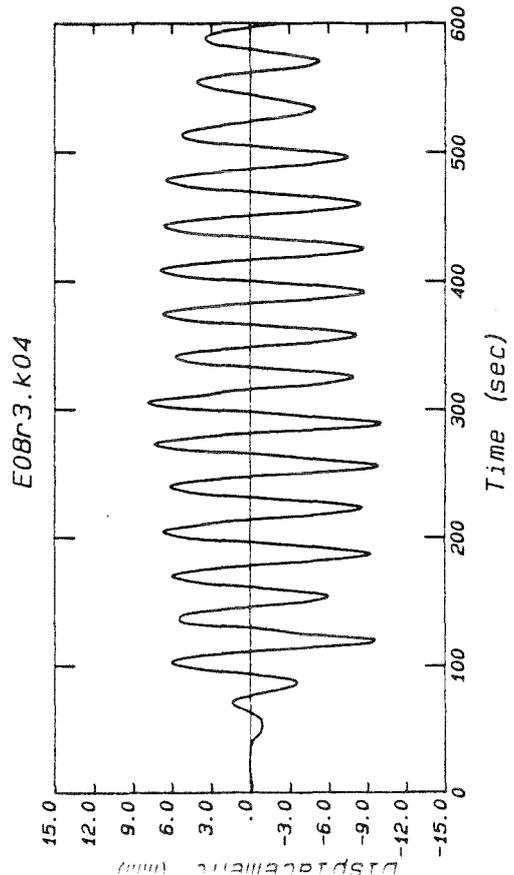
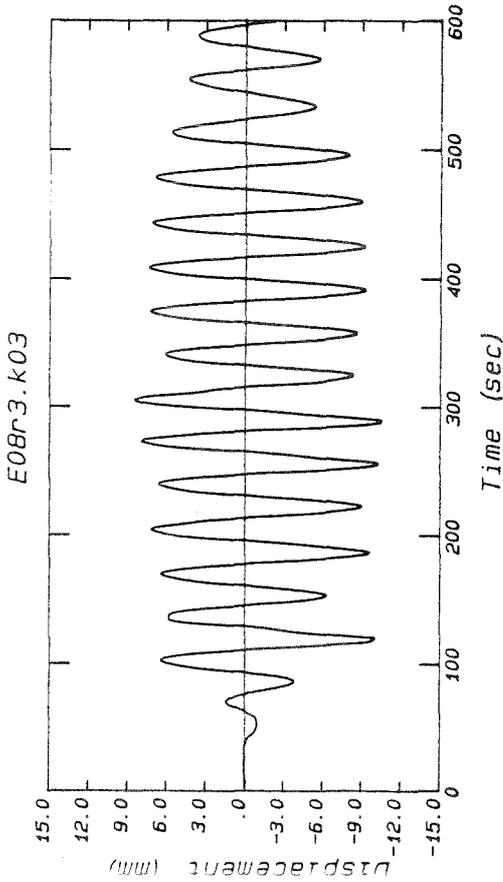
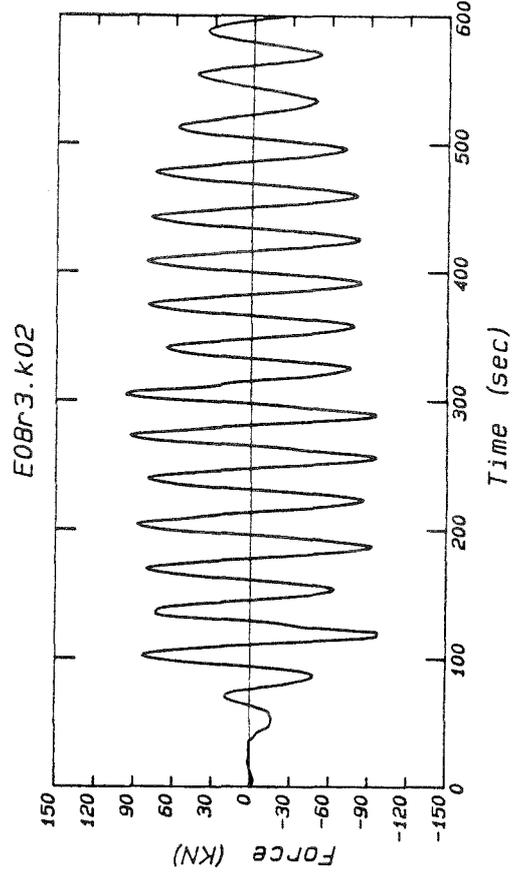
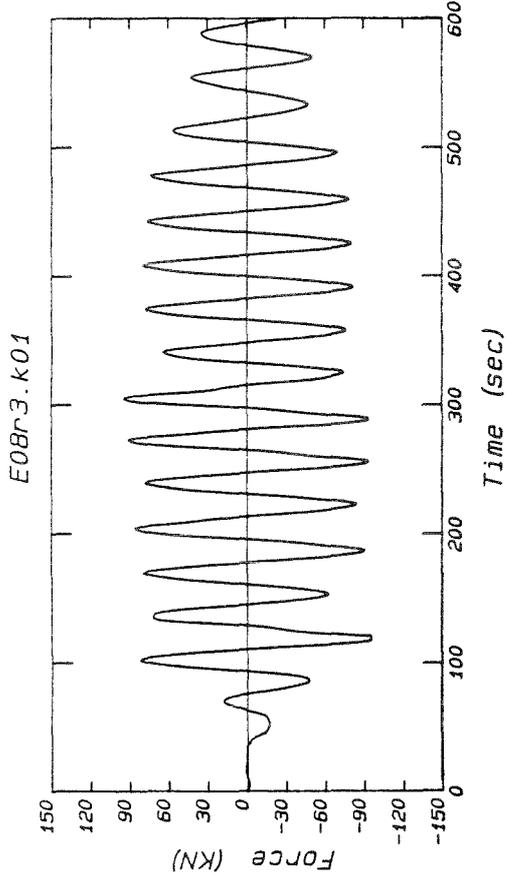
Versuch E08 Zeitverläufe der gemessenen Größen



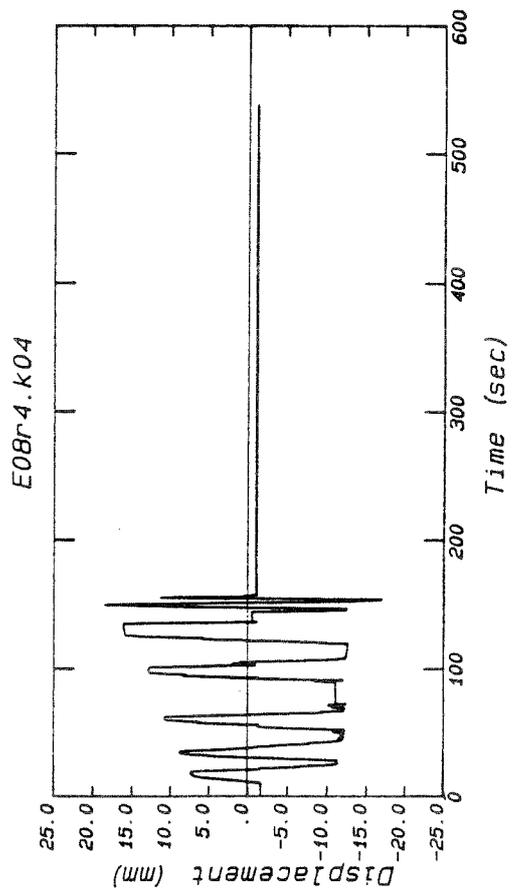
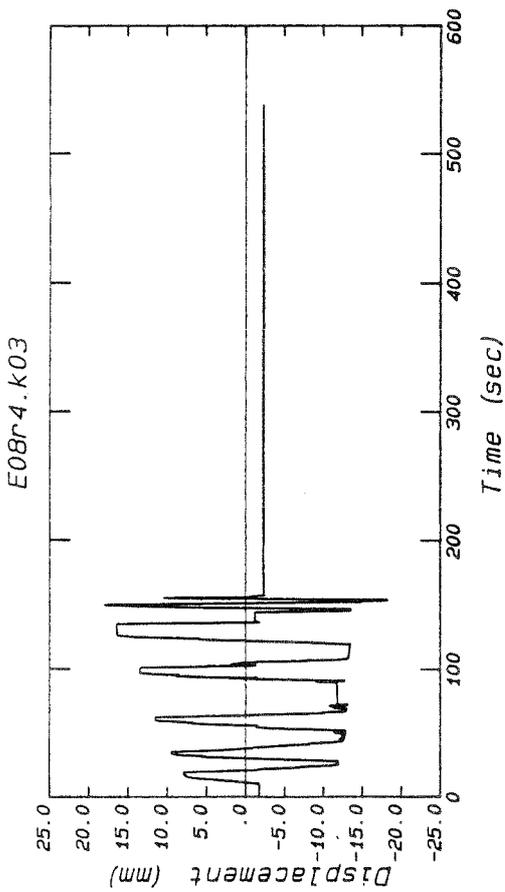
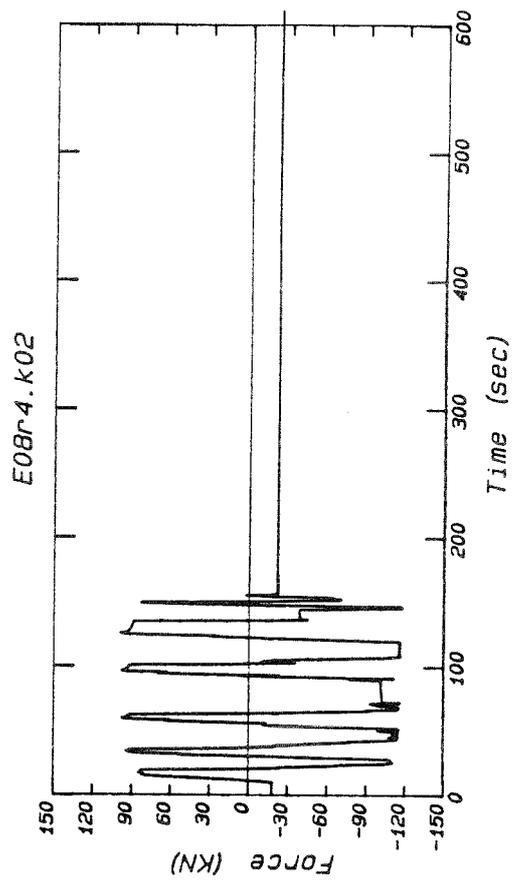
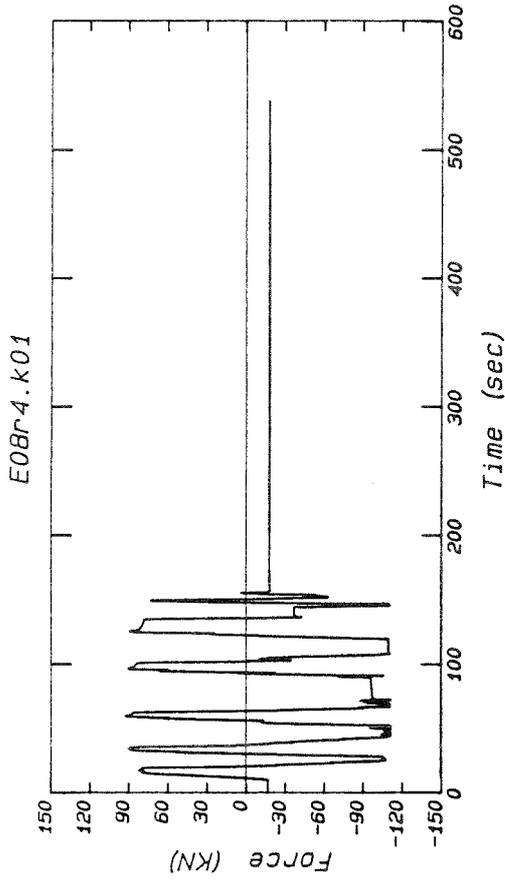
Versuch E08 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E08 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E08 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E09 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.60 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.5$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 3 El-Centro, Rund 4 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 258.0 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 20.0 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 210.2 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = 1.62 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = -6.48 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = 38.3 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 22.98 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 258.0 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 154.8 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit: $\beta_{wm} = 32.96 \text{ N/mm}^2$

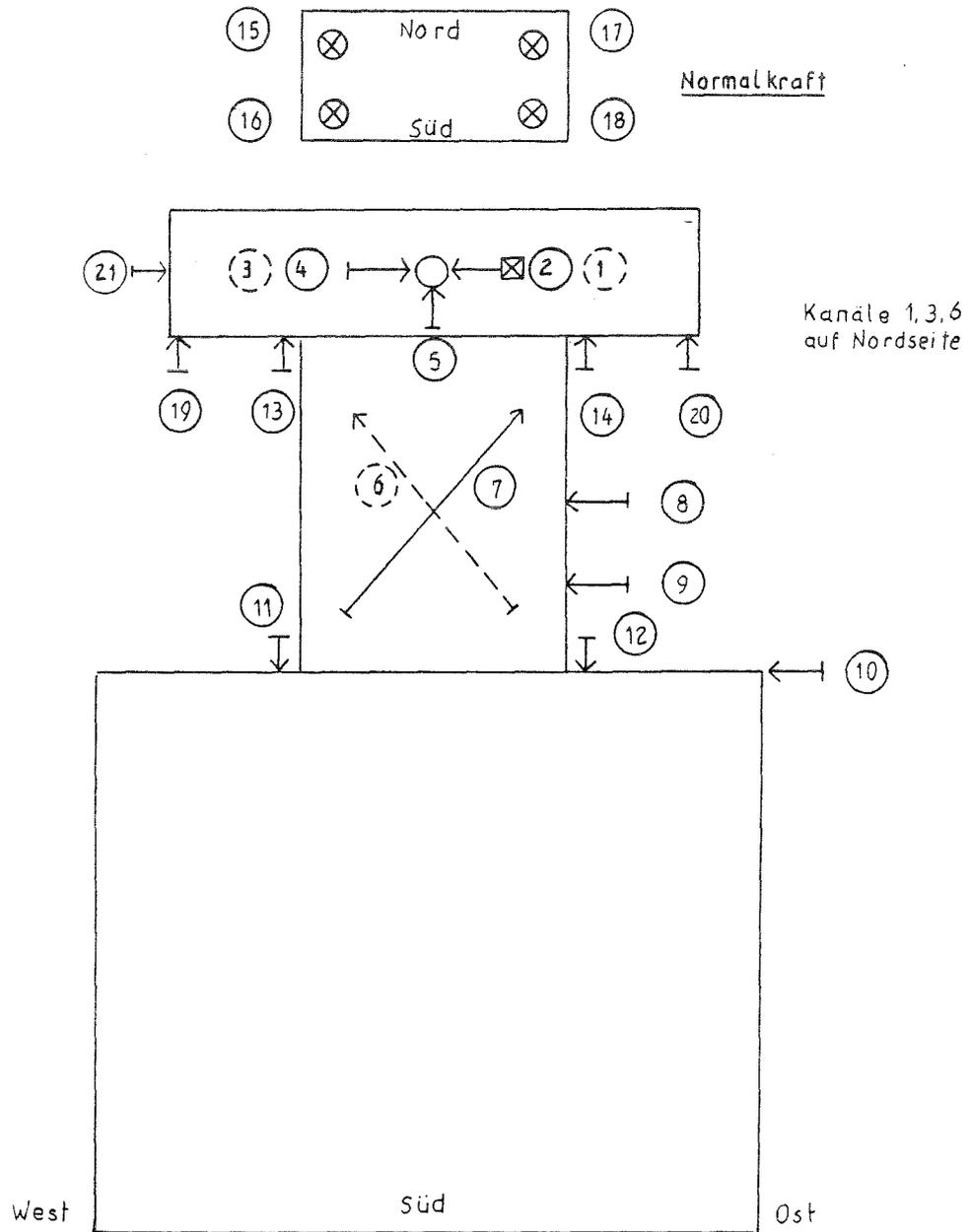
Elastizitätsmodul: $E = 14548 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 62.5 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

Keine

Versuch E09 Anordnung der Meßkanäle

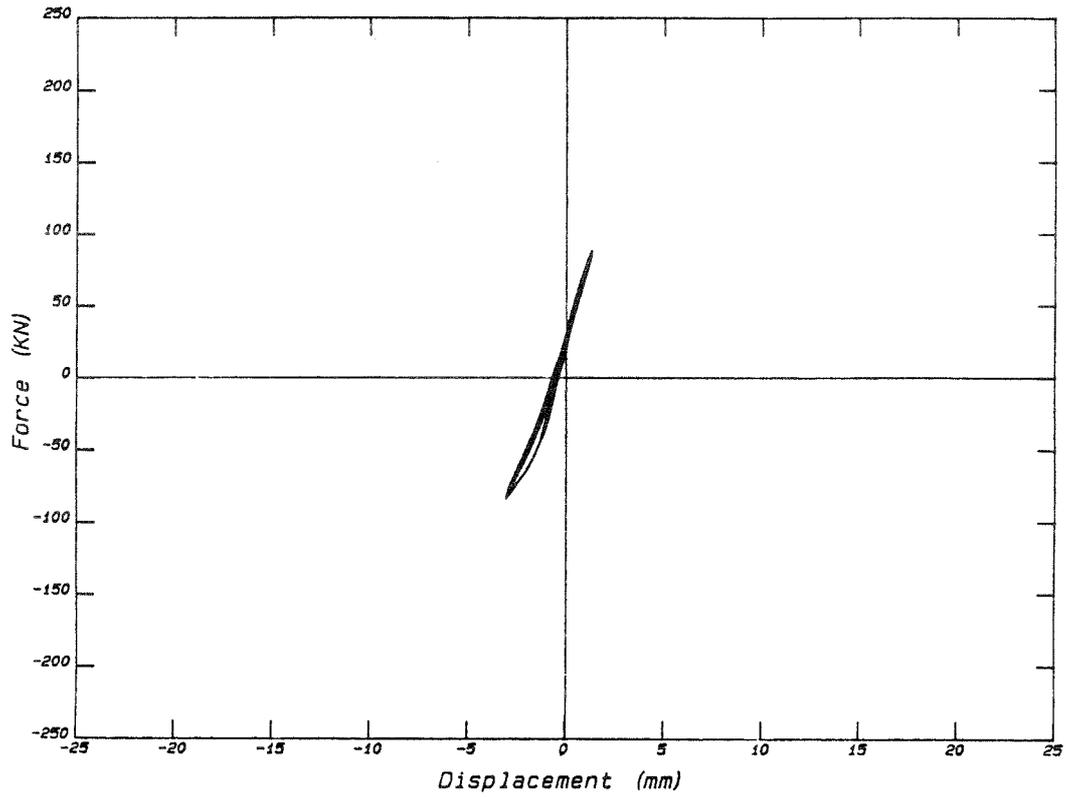


Versuch E09 Anordnung der Meßkanäle

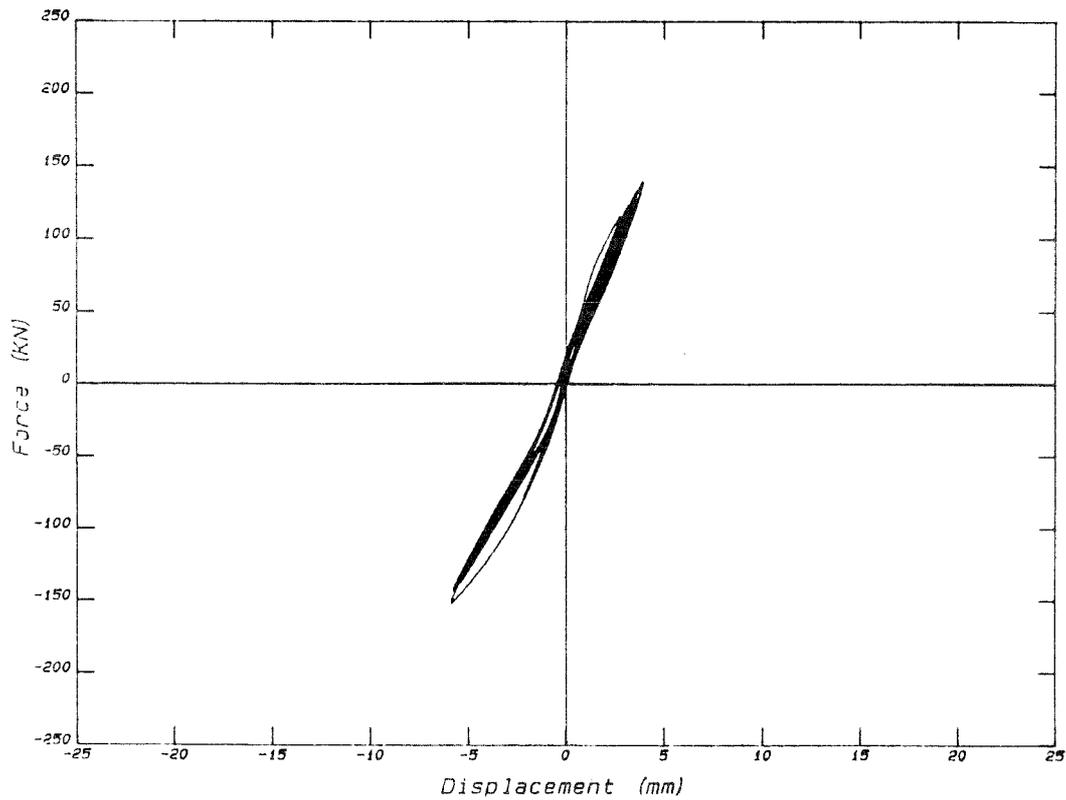
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vetikalverschiebung Kopf Mitte	W 50
6	Diagonale Nord	W 10
7	Diagonale Süd	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Stütze h/4	W 10
10	Horizontalverschiebung Fundament	W 2
11	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 2
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 2
13	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 2
14	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 2
15	Normalkraft Nordwest	KMD
16	Normalkraft Südwest	KMD
17	Normalkraft Nordost	KMD
18	Normalkraft Südwest	KMD
19	Vertikalverschiebung Kopf außen West	W 10
20	Vertikalverschiebung Kopf außen Ost	W 10
21	Horizontalverschiebung Kopf außen West	W 50

Versuch E09 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E09r1

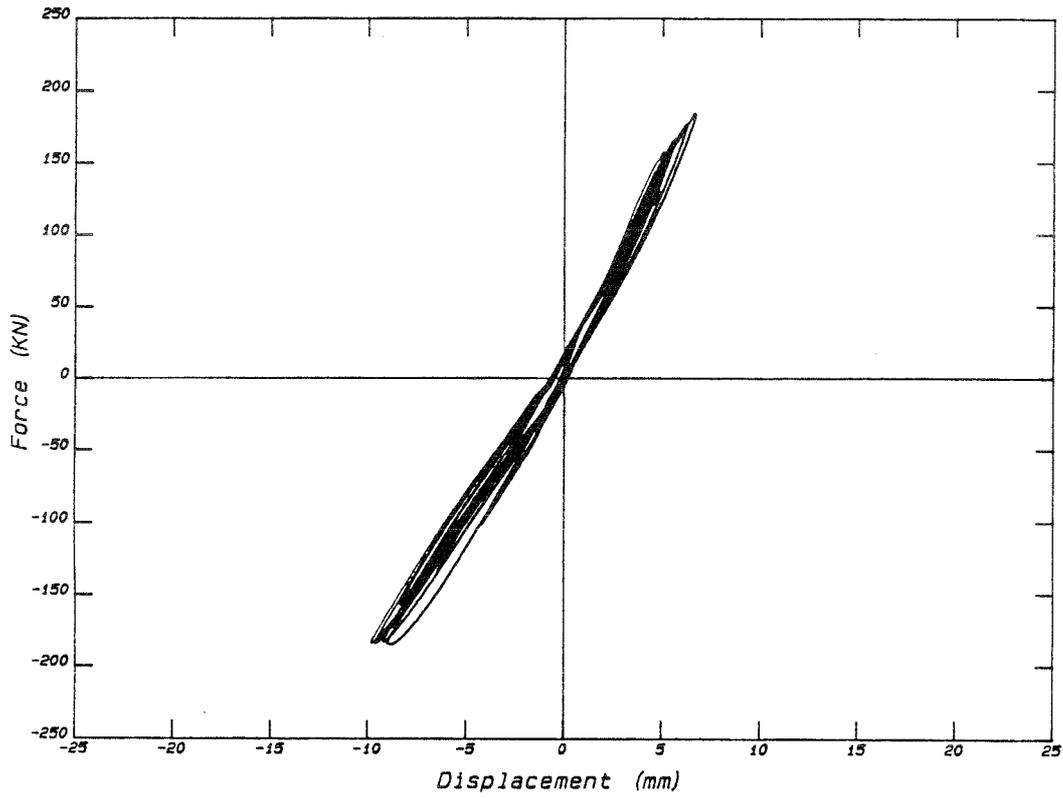


Hysterese E09r2

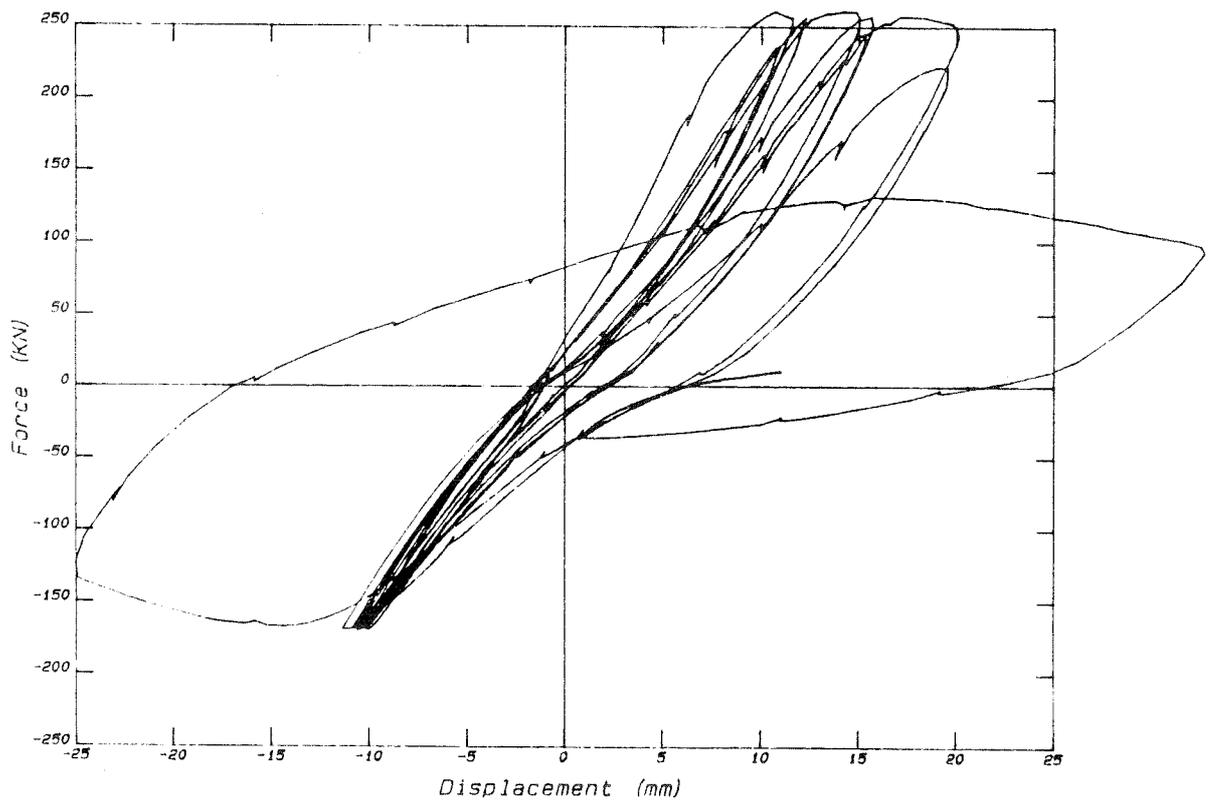


Versuch E09 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

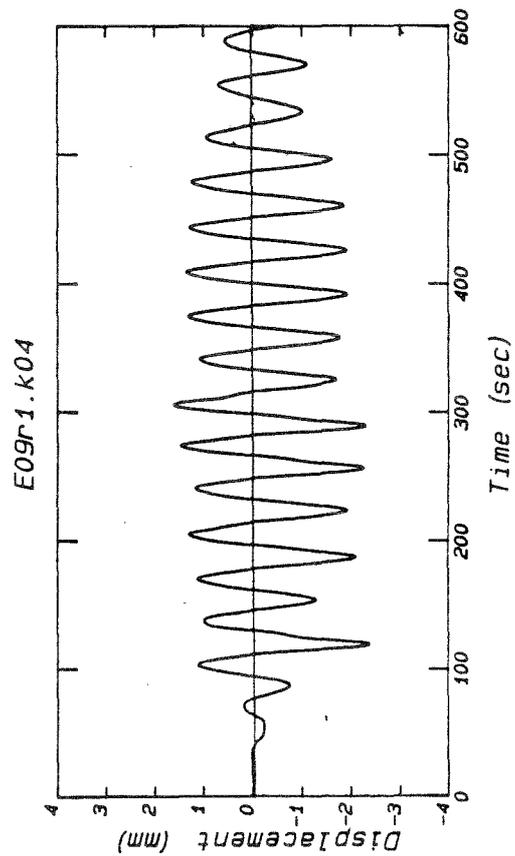
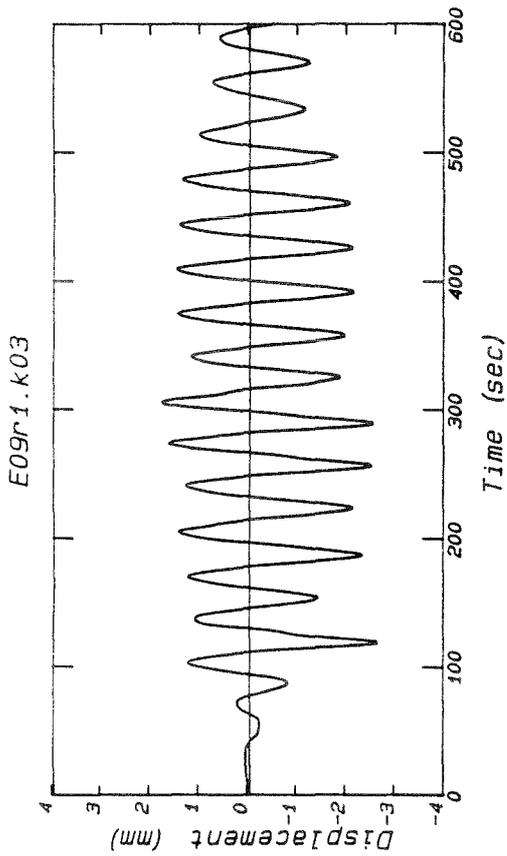
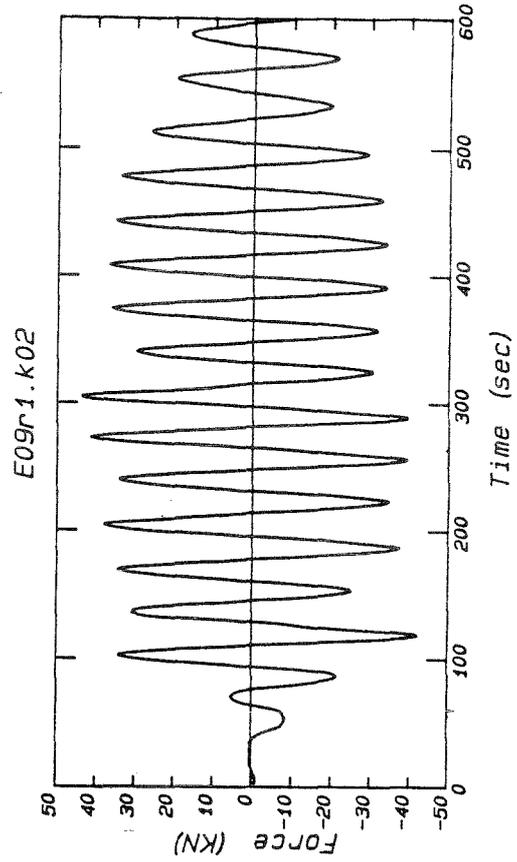
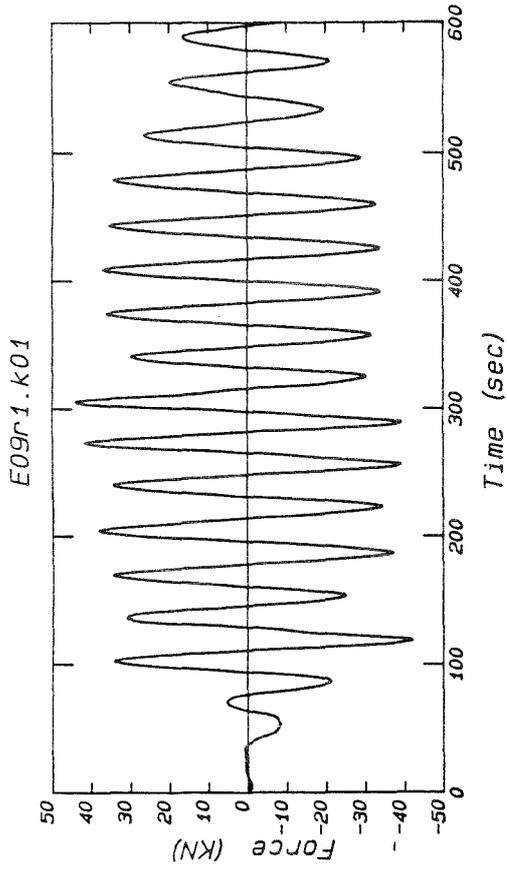
Hysterese E09r3



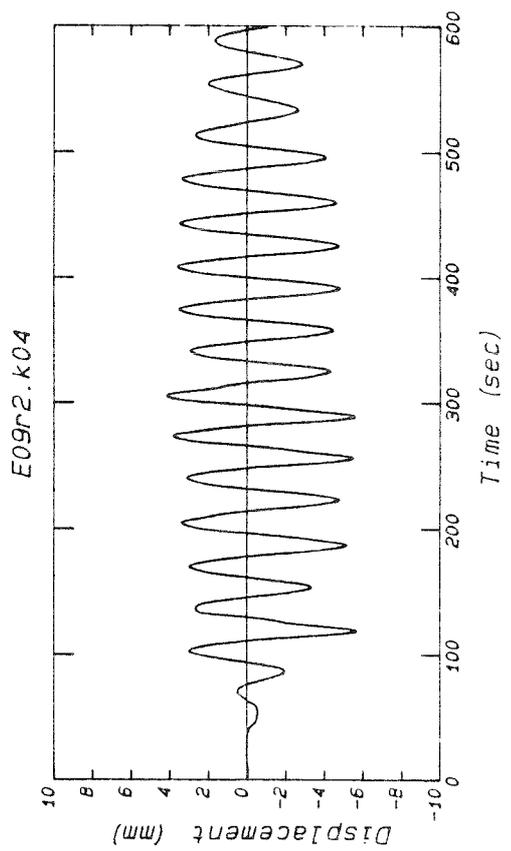
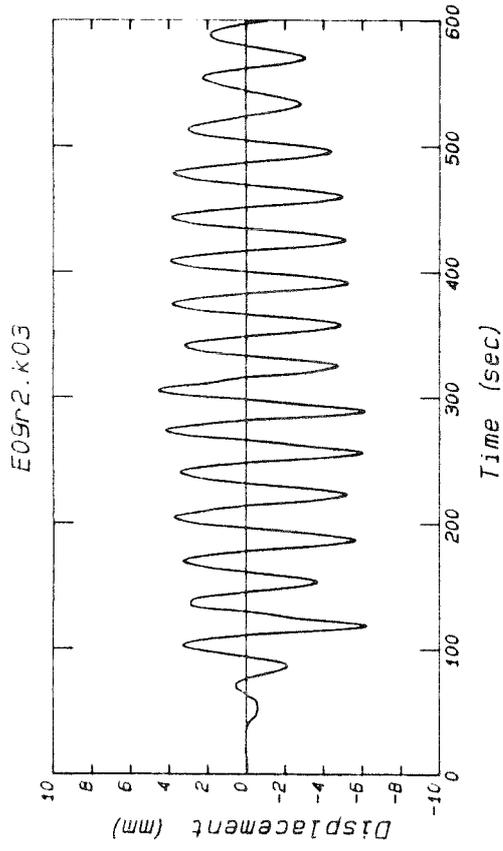
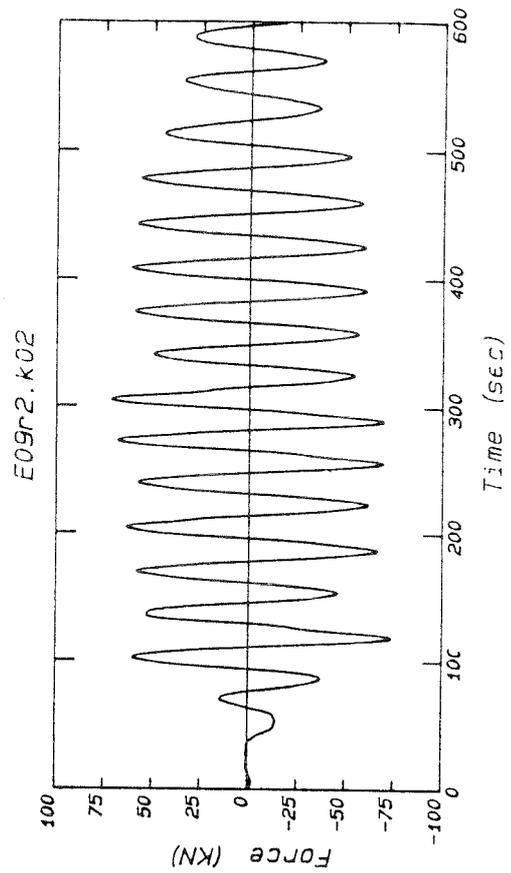
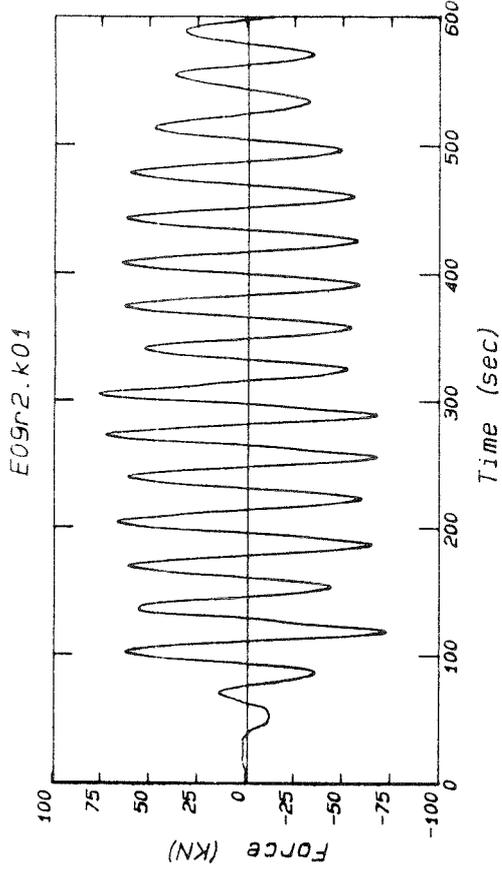
Hysterese E09r4



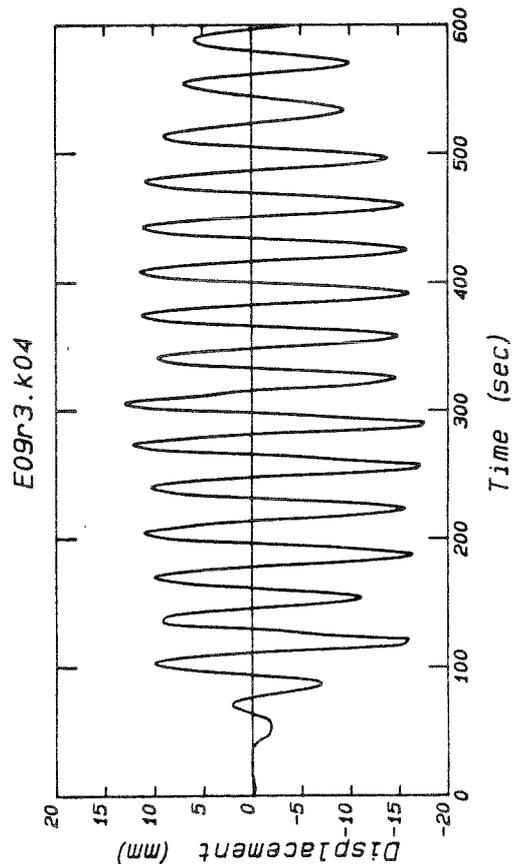
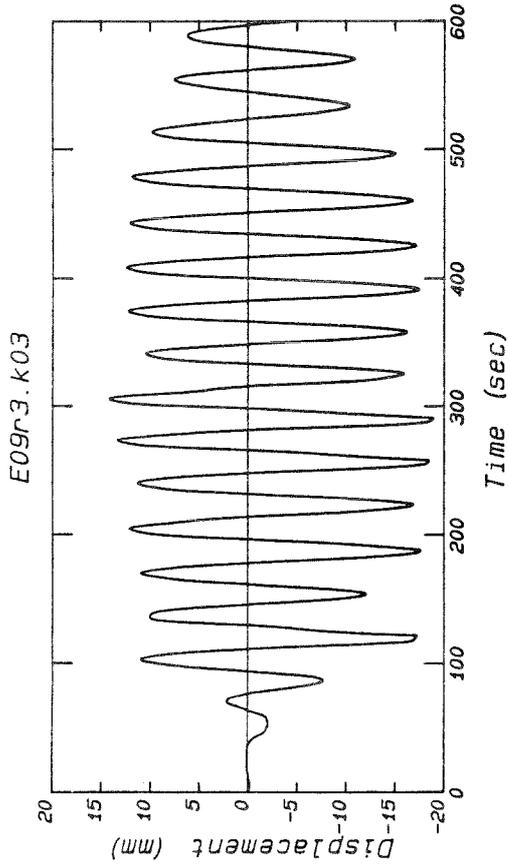
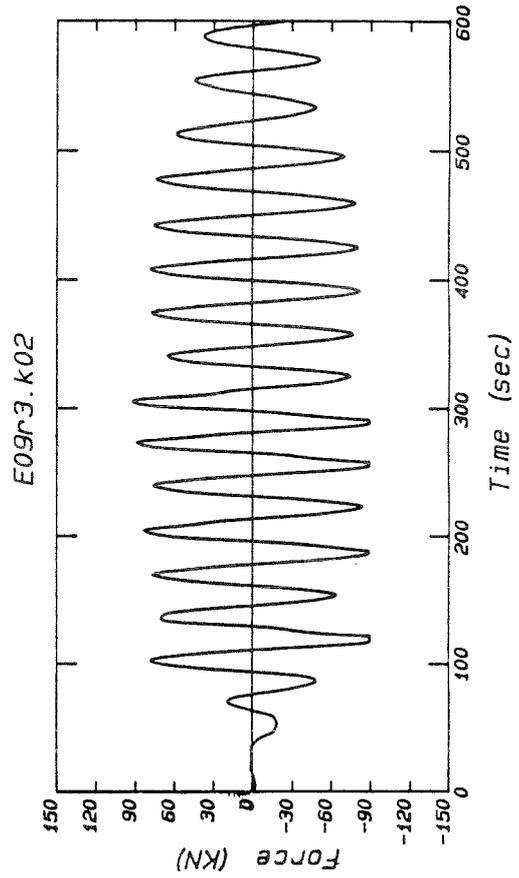
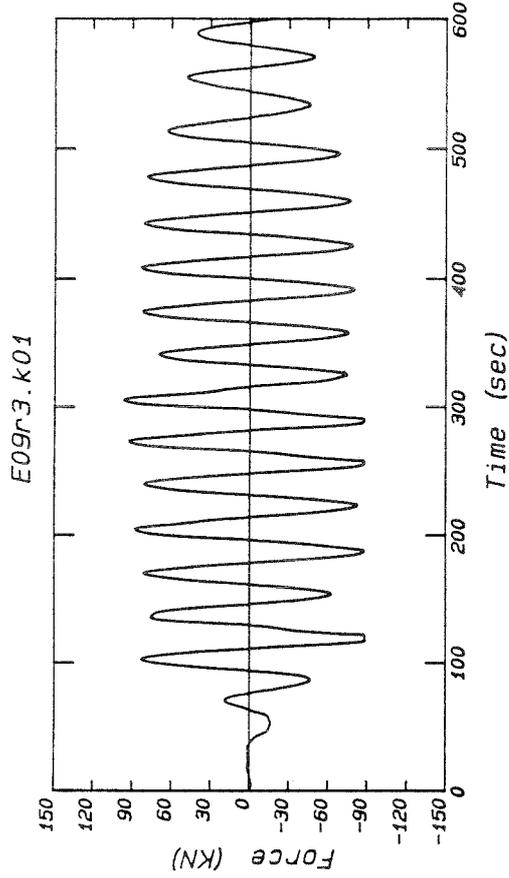
Versuch E09 Zeitverläufe der gemessenen Größen



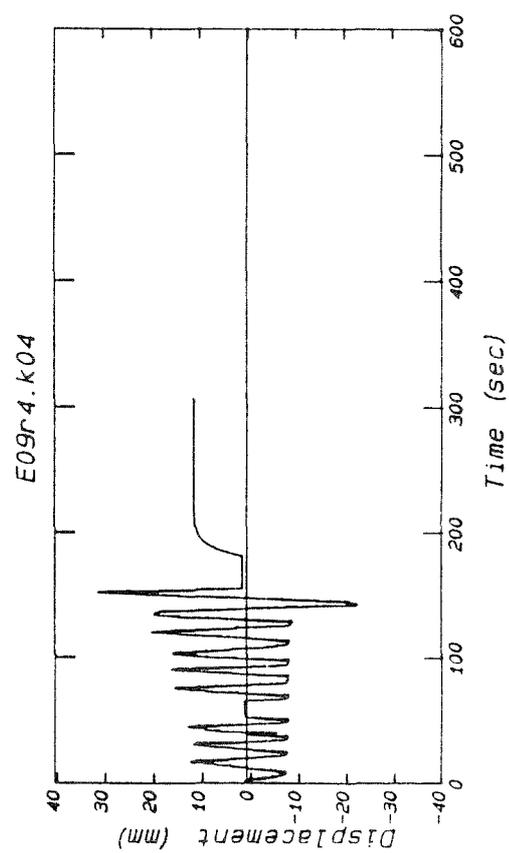
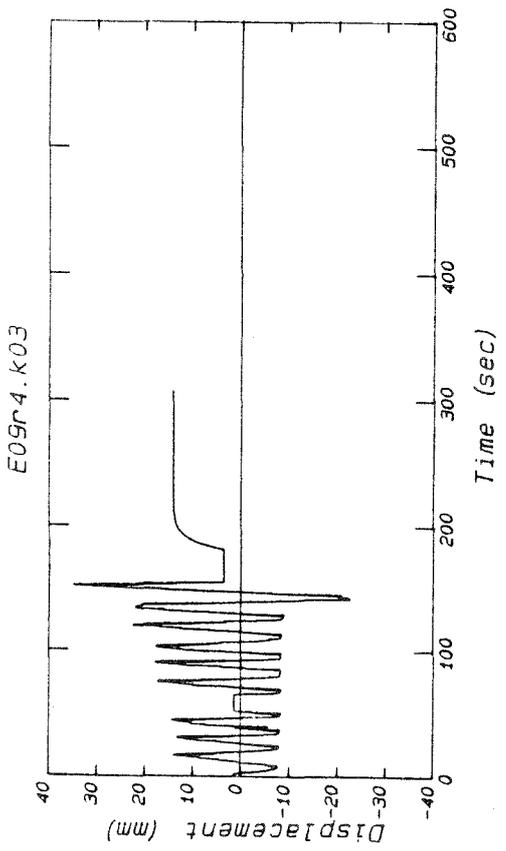
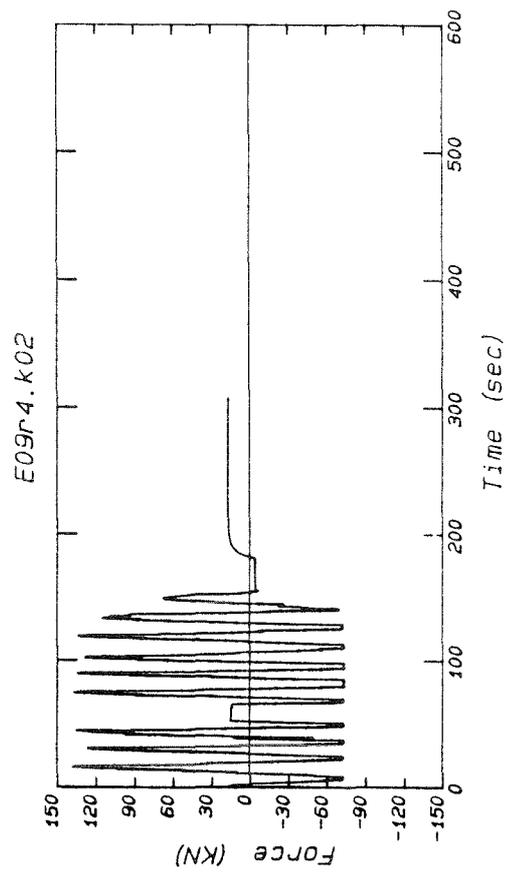
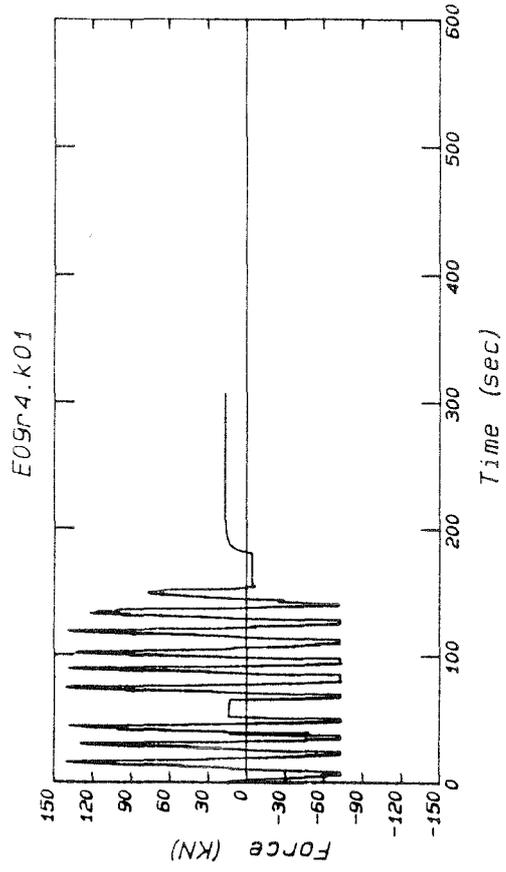
Versuch E09 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E09 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E09 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E10 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.50 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.0$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 2 El-Centro, Rund 3 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 160.0 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 20.75 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 0 \text{ KN}$

Rißlast: $P_r = 39.3 \text{ KN}$; Rißmoment: $M_r = 19.65 \text{ KNm}$

Bruchlast: $P_u = 160 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 80.0 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit: $\beta_{wm} 30.60 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul: $E = 15170 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 50.75 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

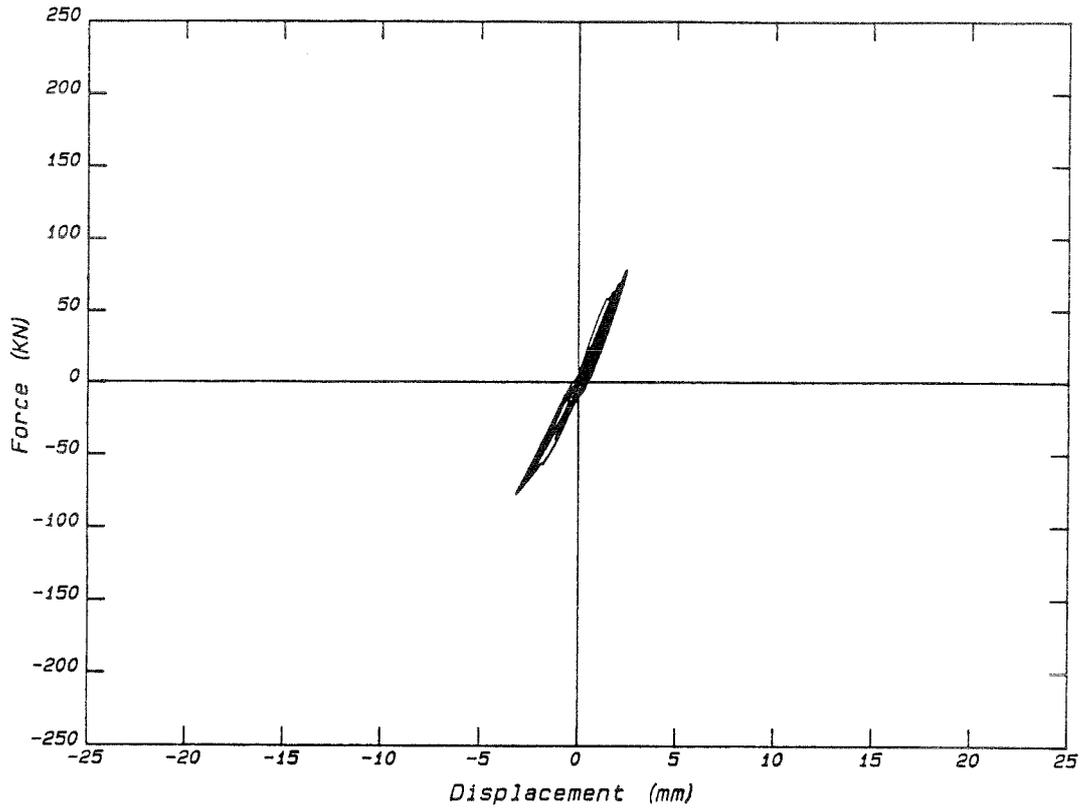
Keine

Versuch E10 Anordnung der Meßkanäle

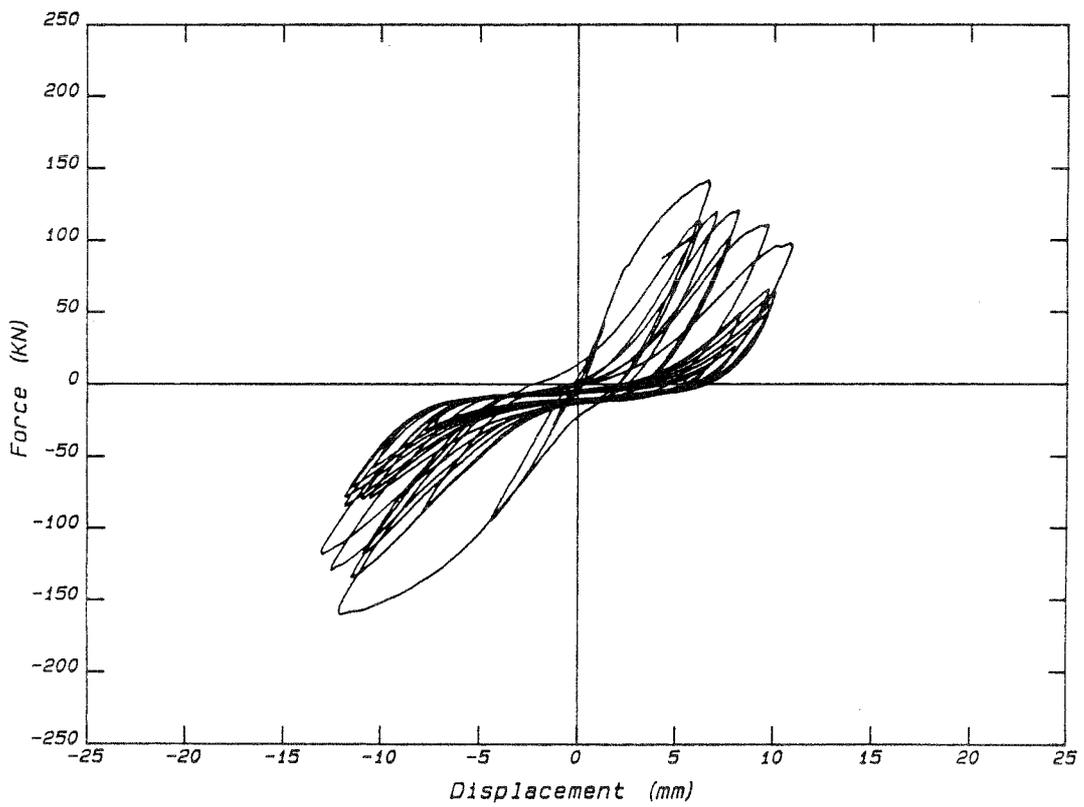
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
5	Vetikalverschiebung Kopf	W 50
6	Diagonale Süd	W 10
7	Diagonale Nord	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze Ost h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Fundament Ost	W 2
10	Dehnmeßstreifen in Einspannsäule West	DMS
11	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 10
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 10

Versuch E10 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

Hysterese E10r1

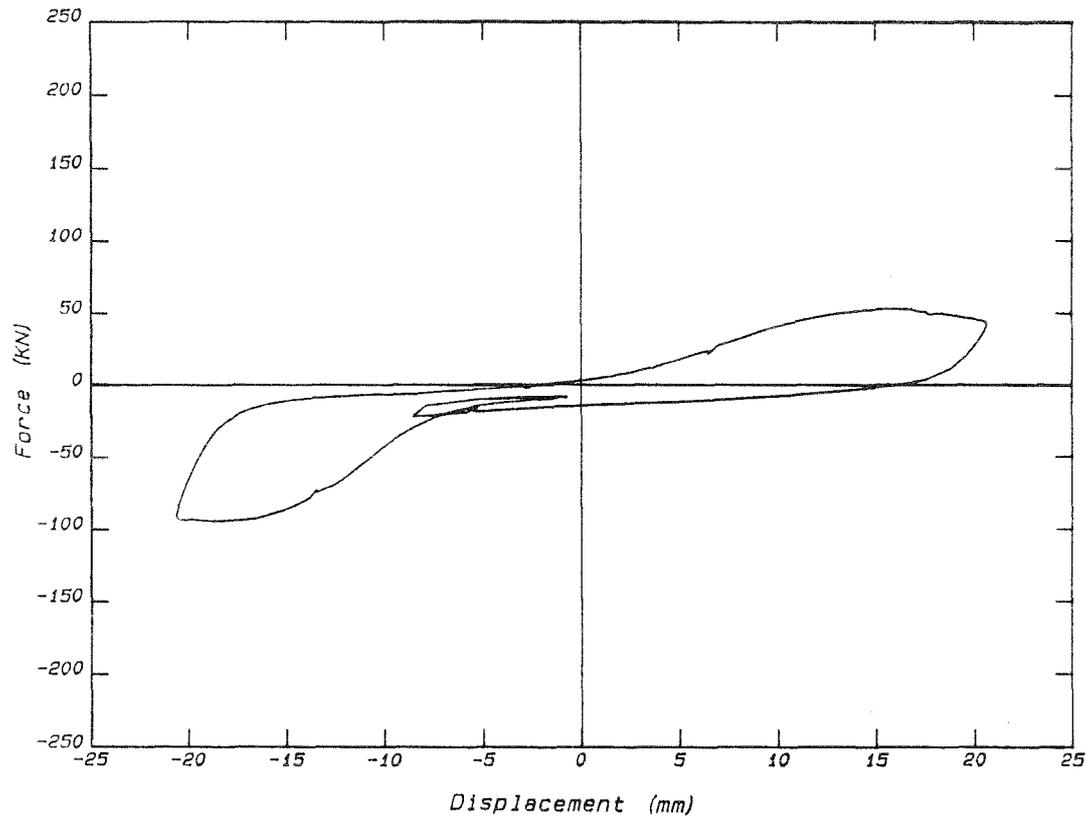


Hysterese E10r2

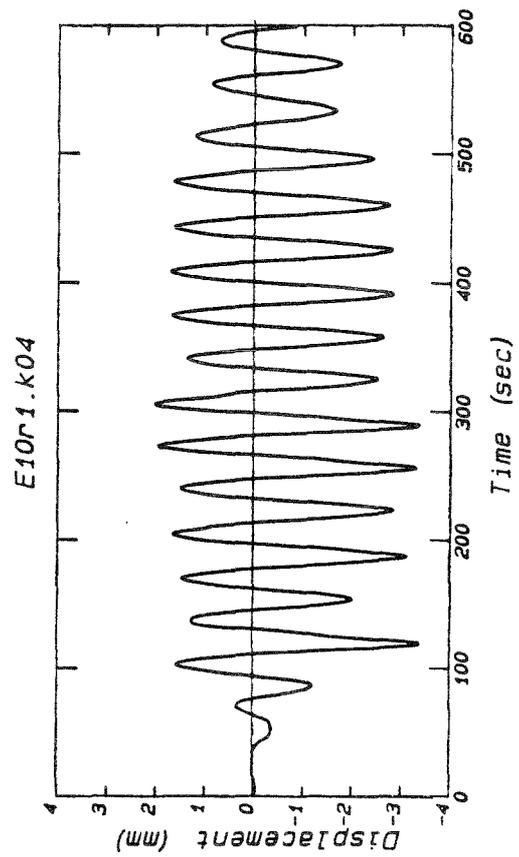
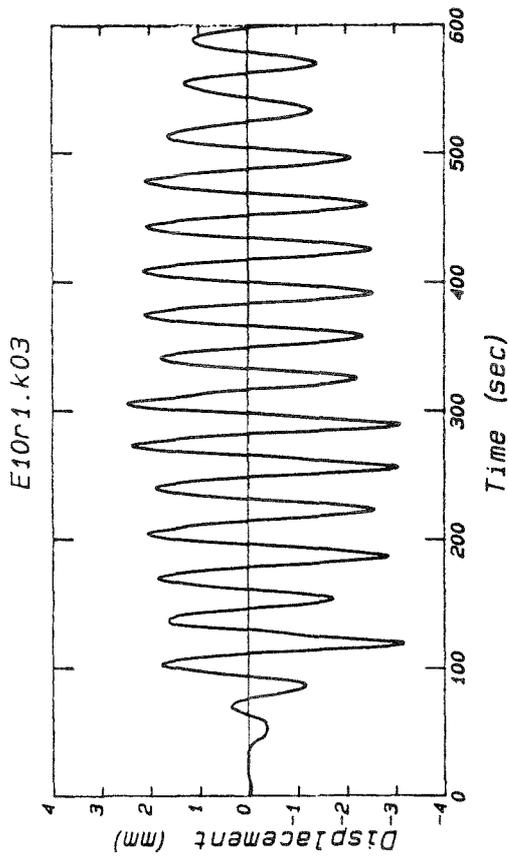
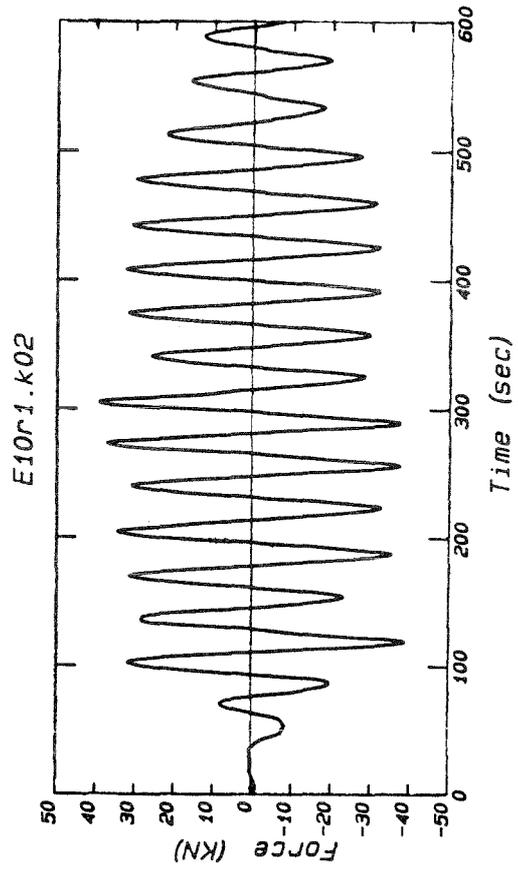
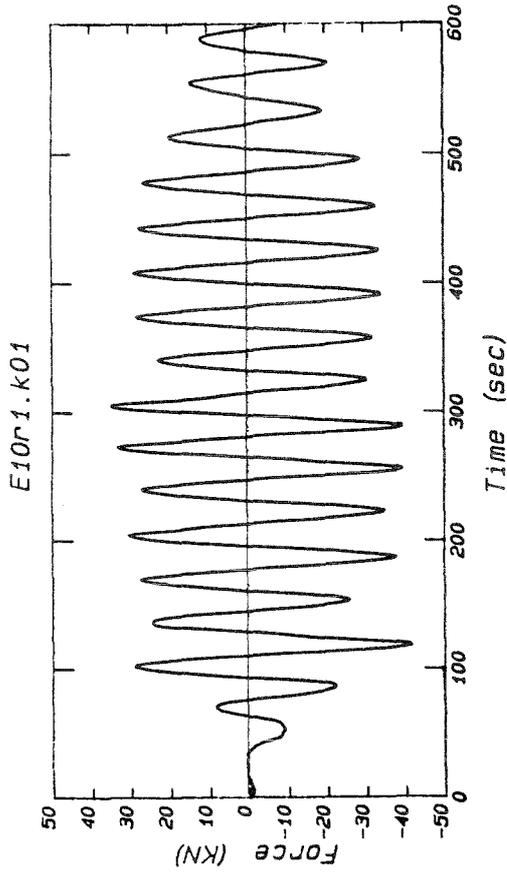


Versuch E10 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

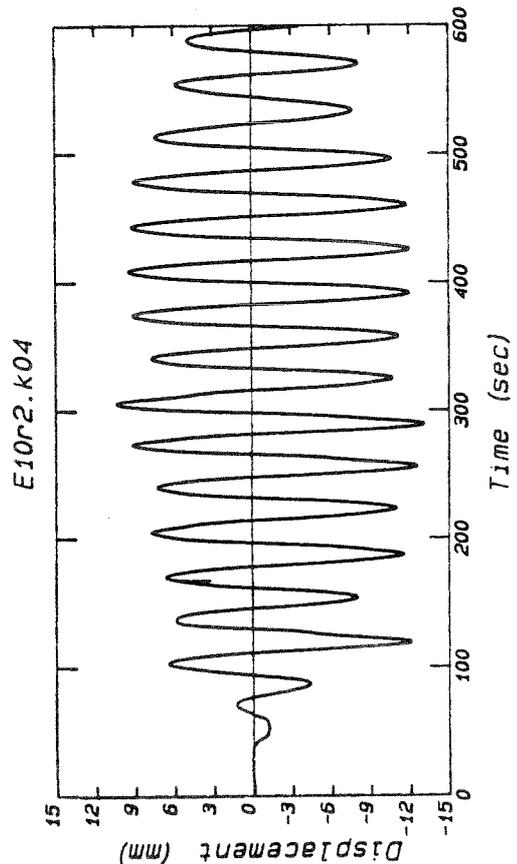
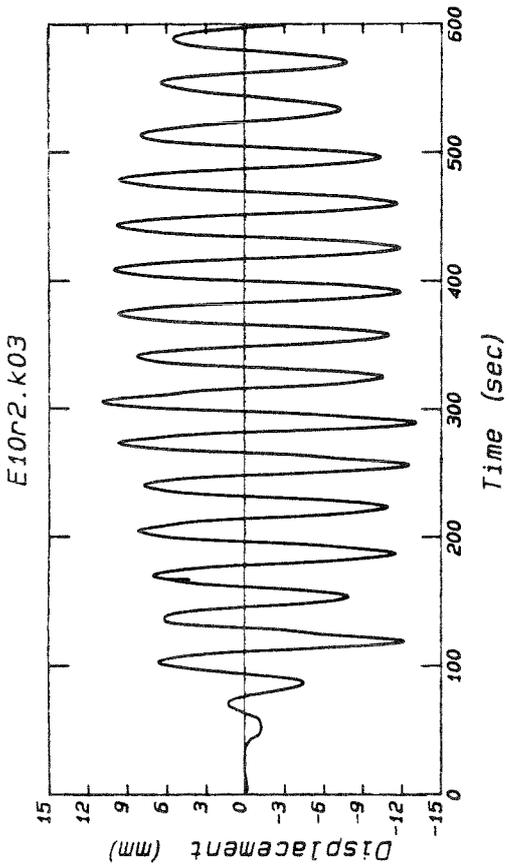
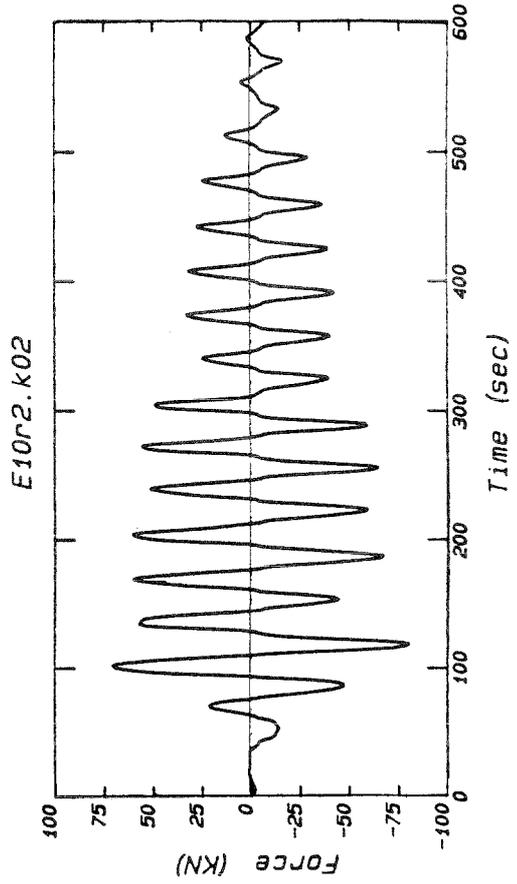
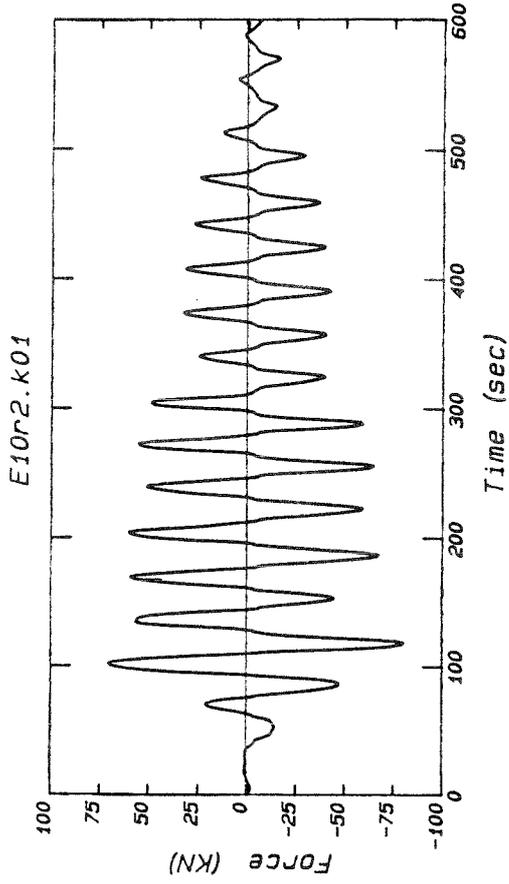
Hysterese E10r3



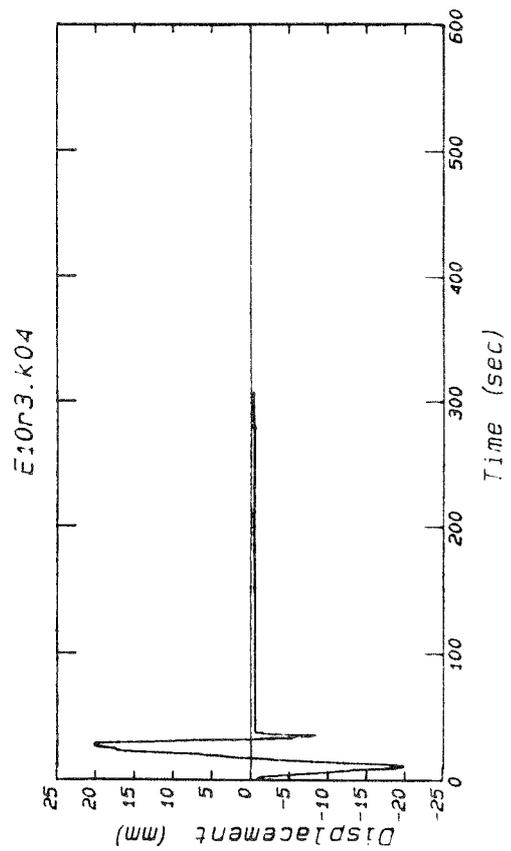
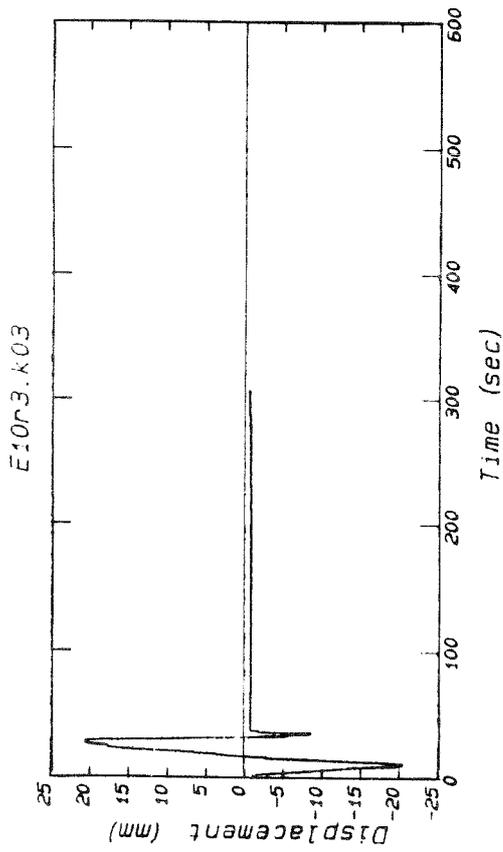
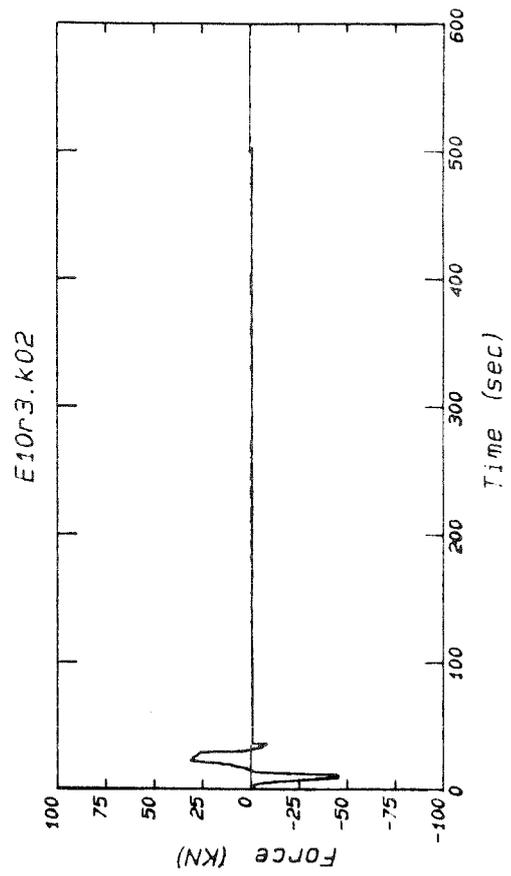
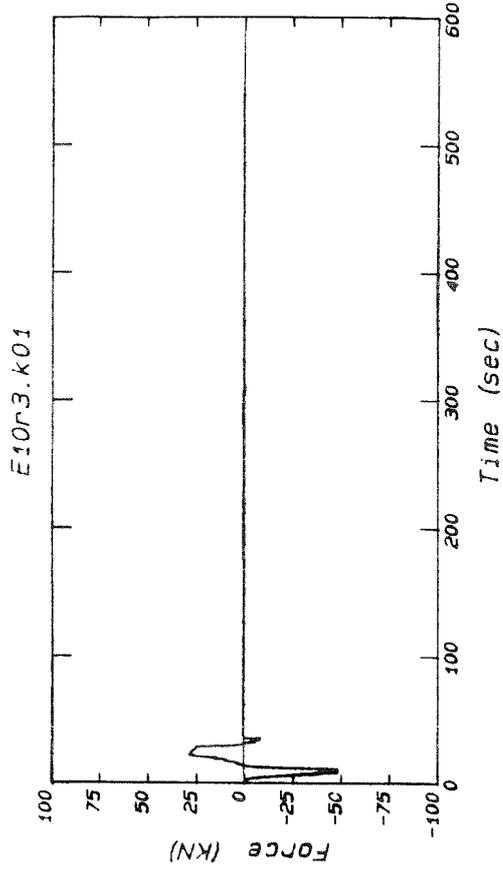
Versuch E10 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E10 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E10 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E12 Beschreibung des Versuchs

Stützenlänge: $l = 0.50 \text{ m}$

Verhältnis $a/h = 1.0$

Art der Belastung: Zyklisch statisch

Lastverlauf: Rund 0 bis 2 El-Centro, Rund 3 Sinus

Maximale Horizontalkraft: $P = 136.7 \text{ KN}$

Maximale Horizontalverschiebung: $v = 12.2 \text{ mm}$

Normalkraft: $N = 320.7 \text{ KN}$; Moment um kurze Achse: $M_{nx} = -4.26 \text{ KNm}$

Moment um lange Achse: $M_{ny} = -2.77 \text{ KNm}$

Rißlast: $P_r = - \text{KN}$; Rißmoment: $M_r = - \text{KNm}$

Bruchlast: $P_u = 136.7 \text{ KN}$; Bruchmoment: $M_u = 68.35 \text{ KNm}$

Betondruckfestigkeit: $\beta_{wm} = 35.79 \text{ N/mm}^2$

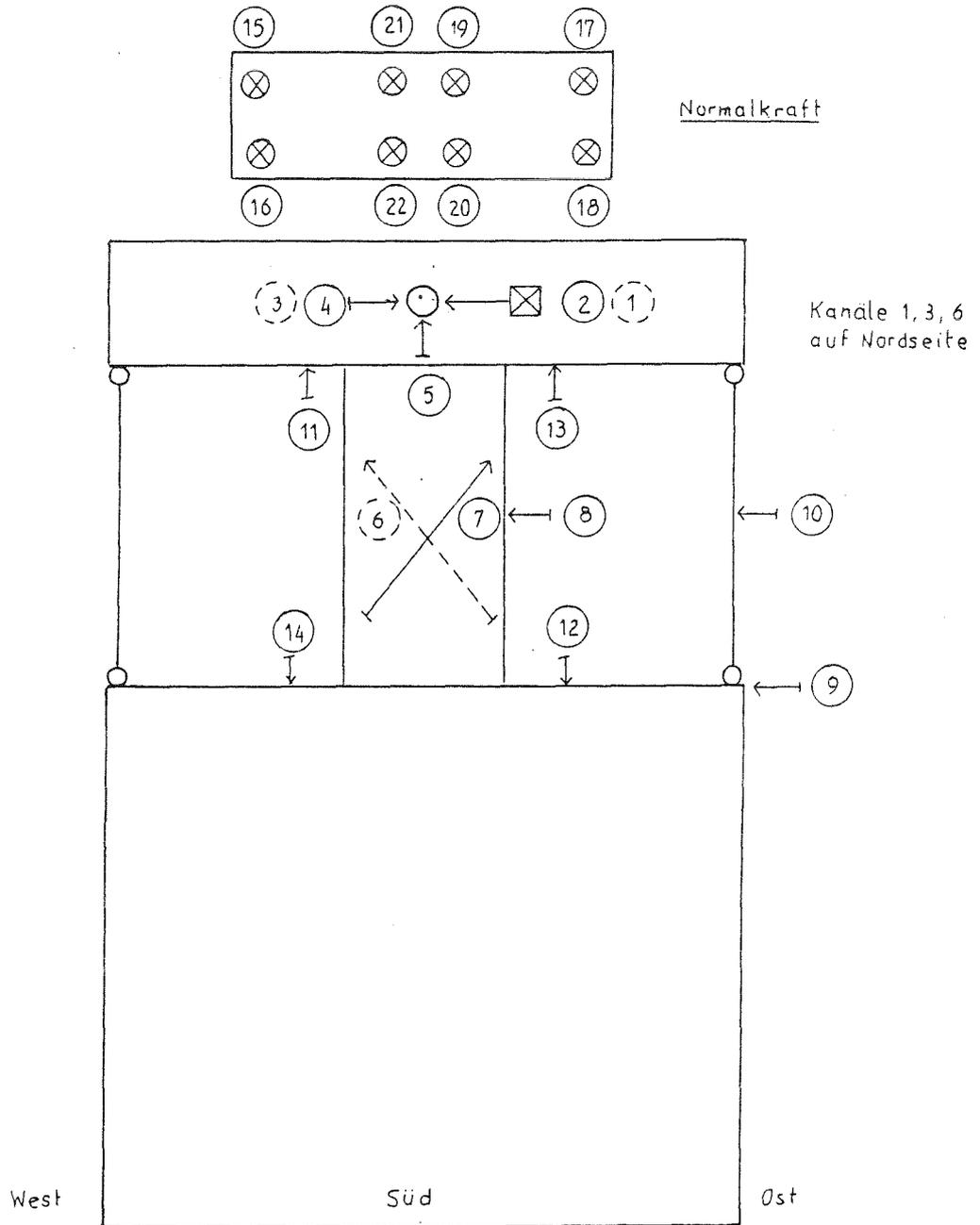
Elastizitätsmodul: $E = 11688 \text{ N/mm}^2$

Anfangssteifigkeit: $P/v = 68.18 \text{ MN/m}$

Besonderheiten:

Keine

Versuch E12 Anordnung der Meßkanäle

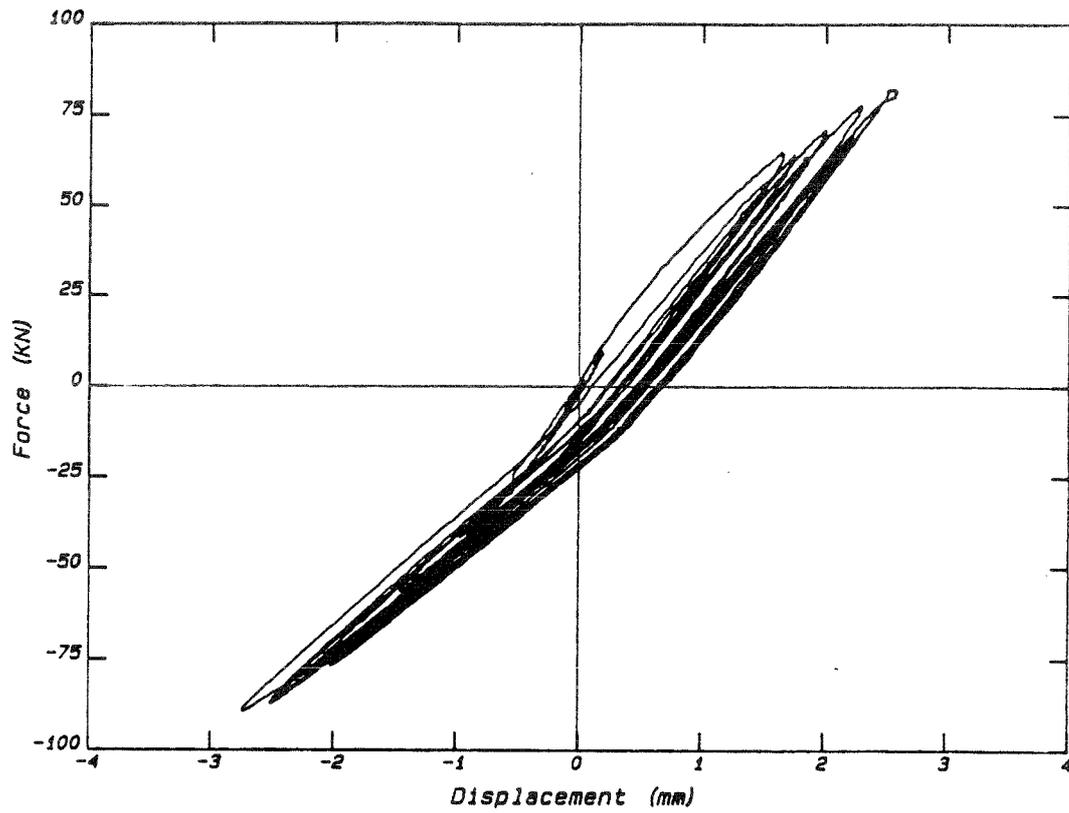


Versuch E12 Anordnung der Meßkanäle

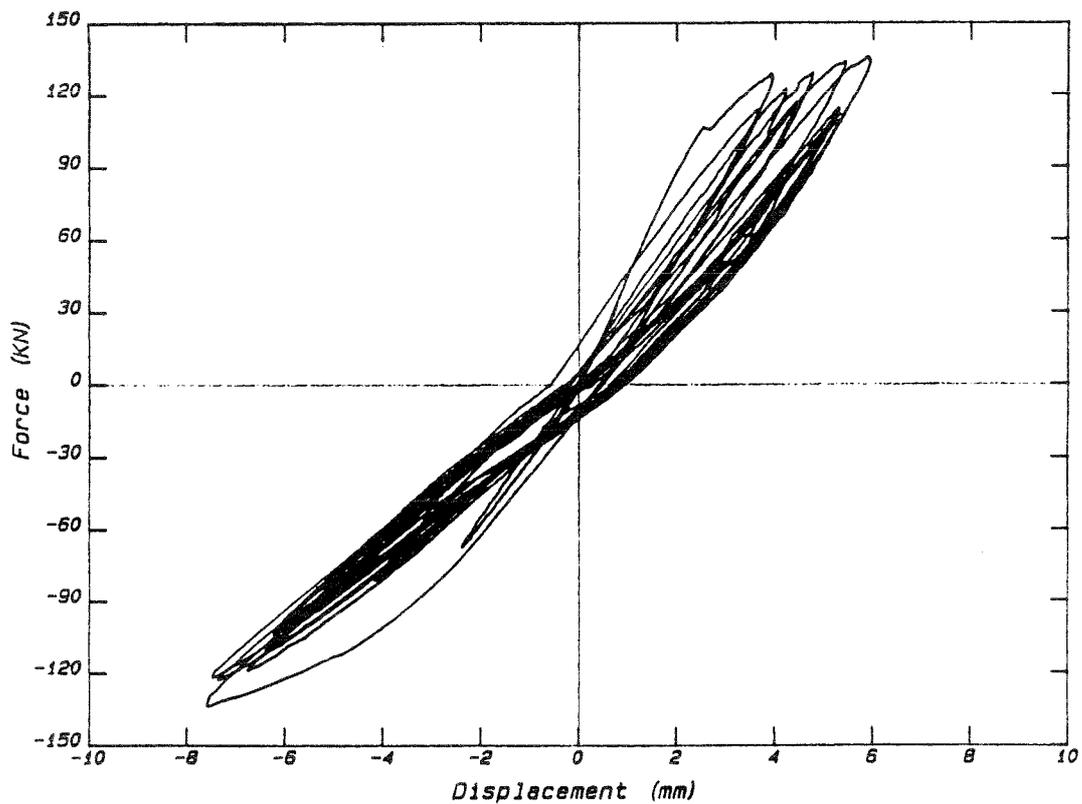
Position	Bezeichnung	Meßwertaufn.
1	Horizontalkraft Nord	KMD
2	Horizontalkraft Süd	KMD
3	Horizontalverschiebung Kopf Nord	W 100
4	Horizontalverschiebung Kopf Süd	W 100
5	Vetikalverschiebung Kopf Mitte	W 50
6	Diagonale Nord	W 10
7	Diagonale Süd	W 10
8	Horizontalverschiebung Stütze h/2	W 50
9	Horizontalverschiebung Fundament	W 10
10	Dehnmeßstreifen in Einspannsäule Ost	DMS
11	Relativverschiebung Stütze/Kopf West	W 10
12	Relativverschiebung Fundament/Stütze Ost	W 10
13	Relativverschiebung Stütze/Kopf Ost	W 10
14	Relativverschiebung Fundament/Stütze West	W 10
15	Normalkraft Nordwest außen	KMD
16	Normalkraft Südwest außen	KMD
17	Normalkraft Nordost außen	KMD
18	Normalkraft Südost außen	KMD
19	Normalkraft Nordost innen	KMD
20	Normalkraft Südwest innen	KMD
21	Normalkraft Nordwest innen	KMD
22	Normalkraft Südost innen	KMD

Versuch E12 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung

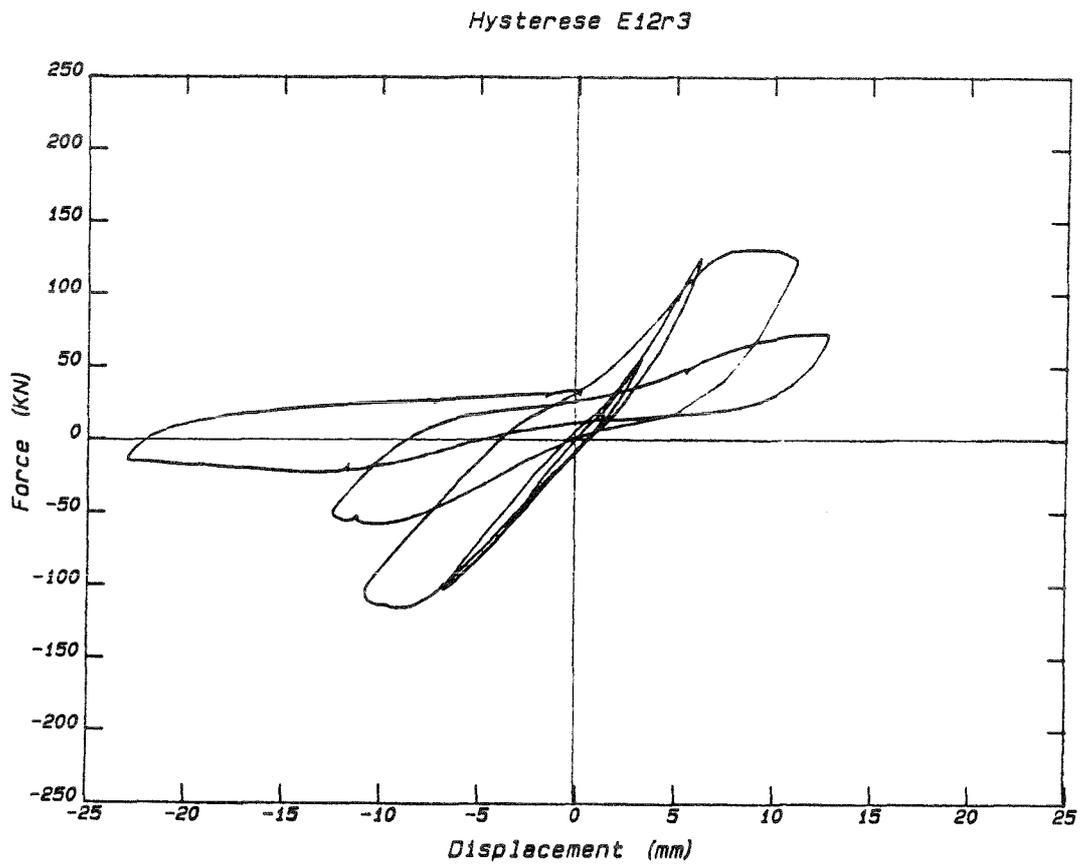
Hysterese E12r1



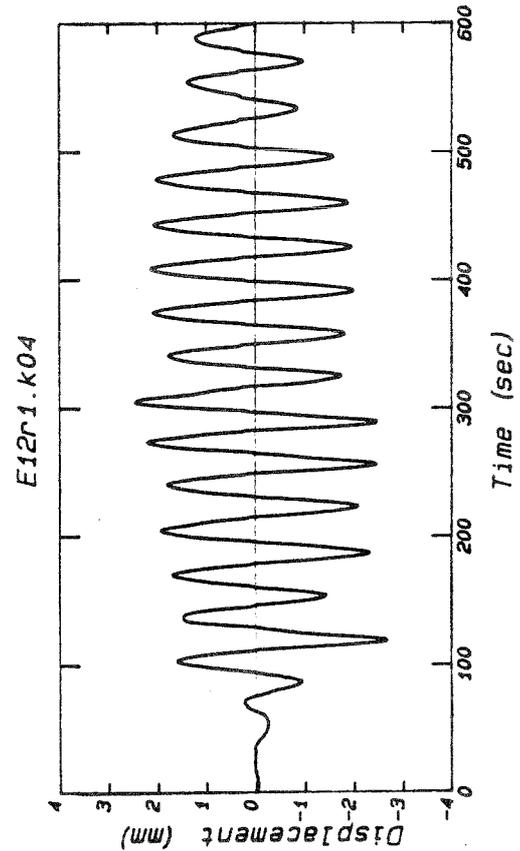
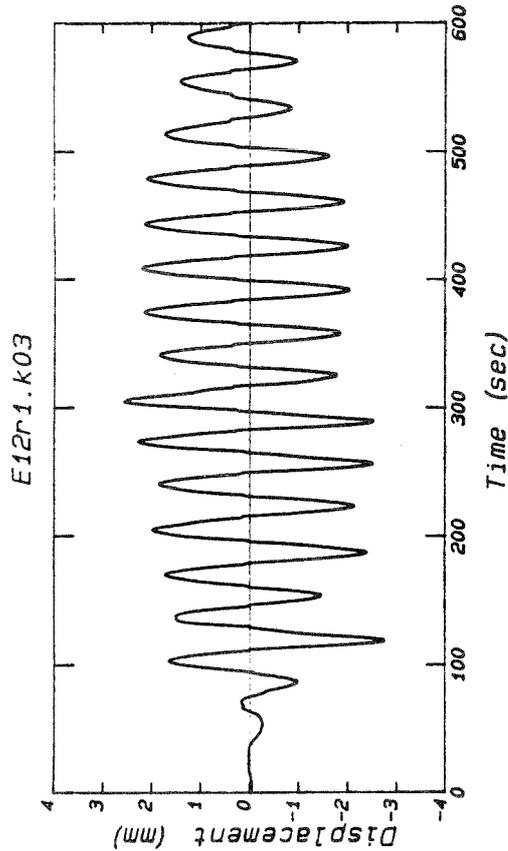
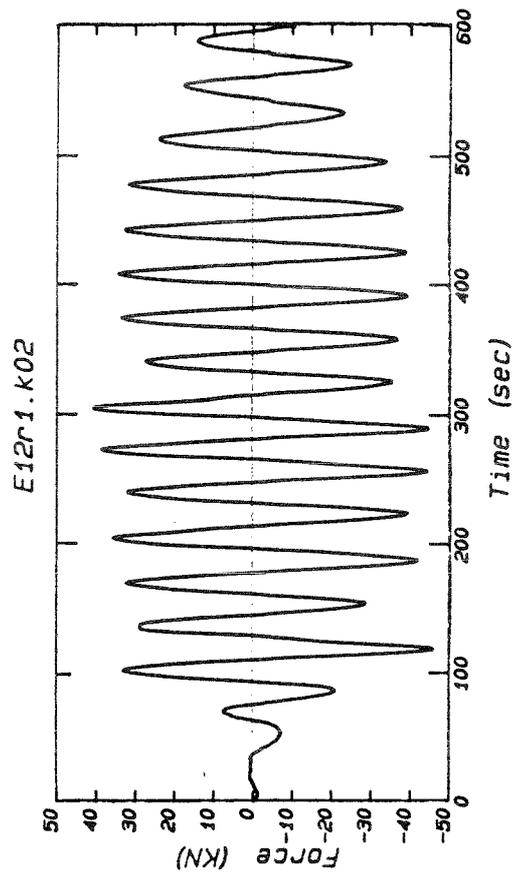
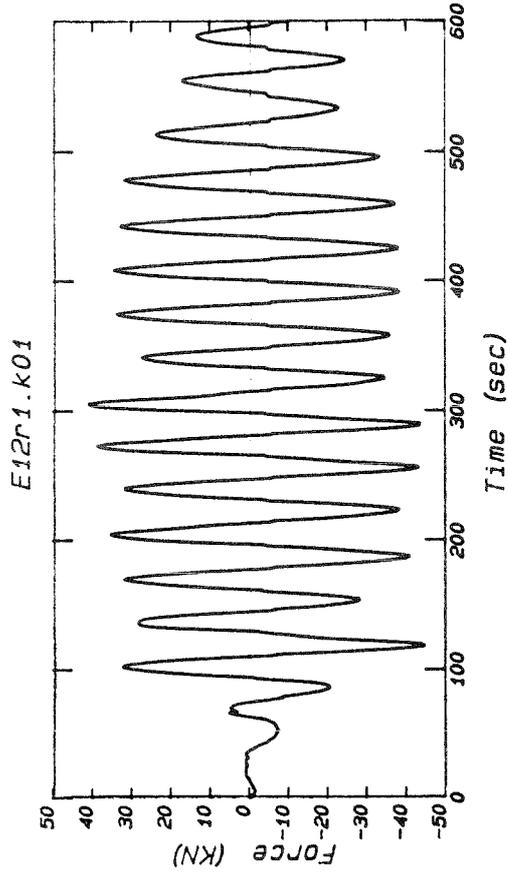
Hysterese E12r2



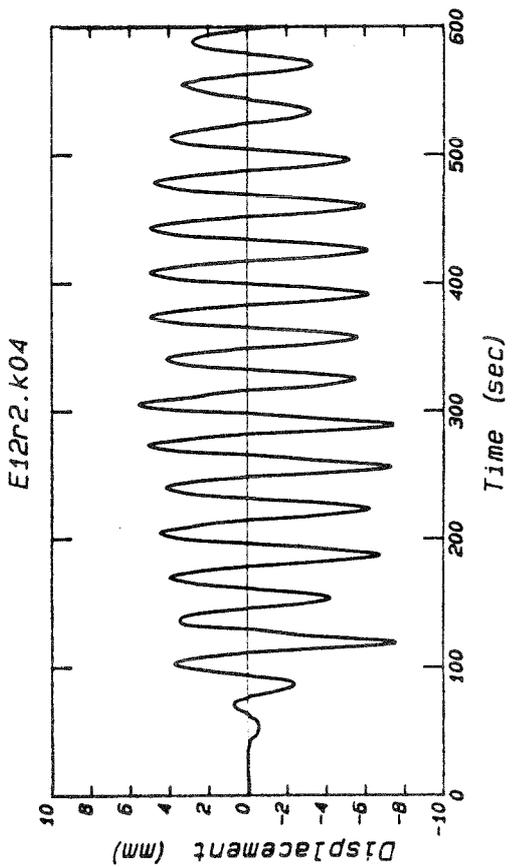
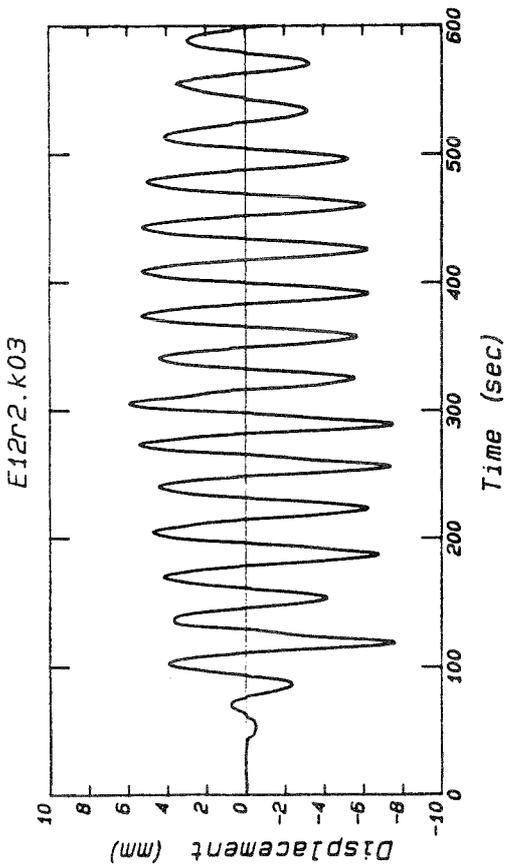
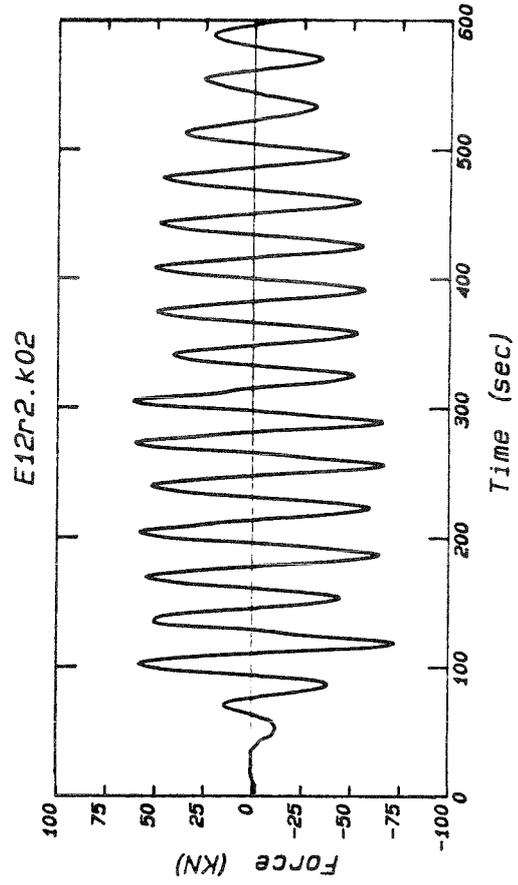
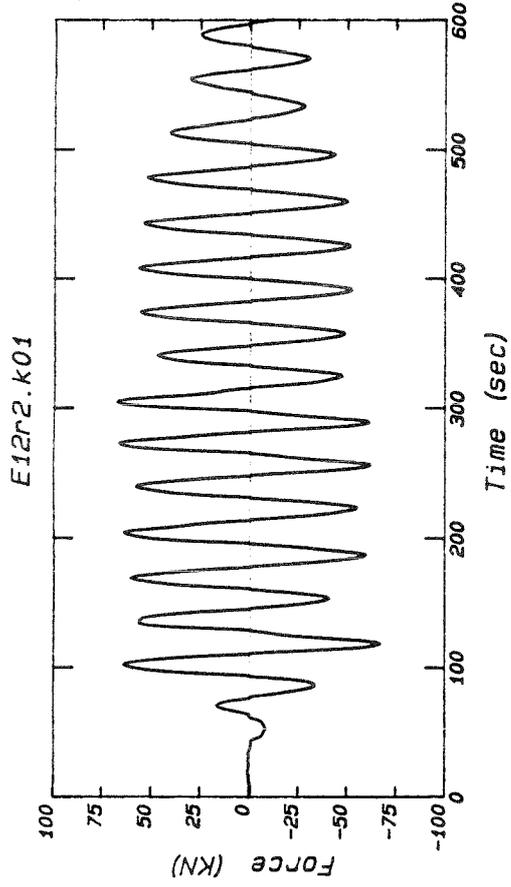
Versuch E12 Hysterese der Schubkraft und Kopfverformung



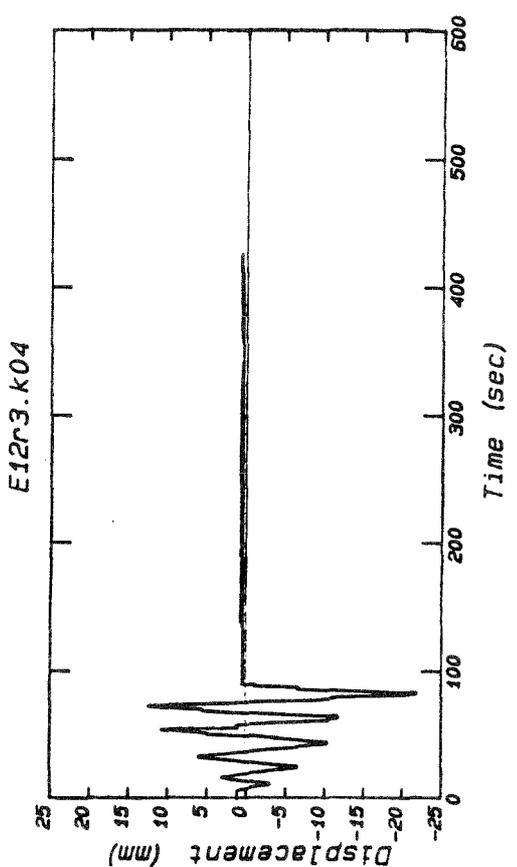
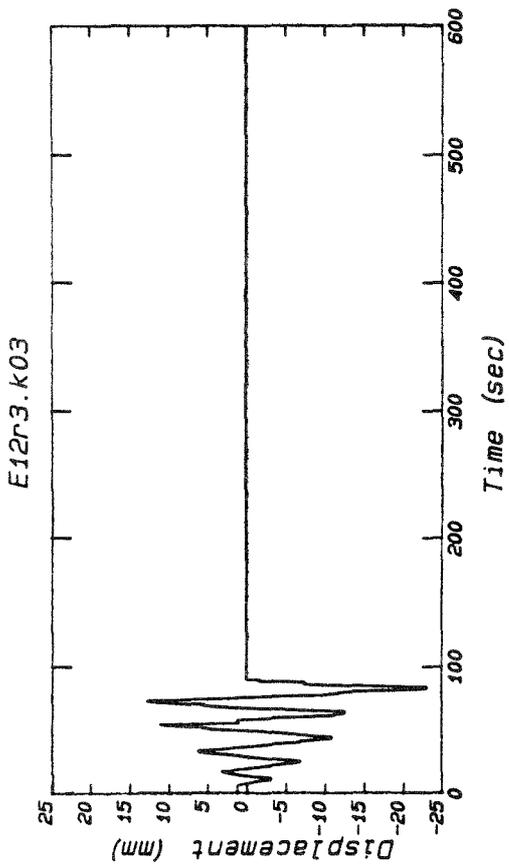
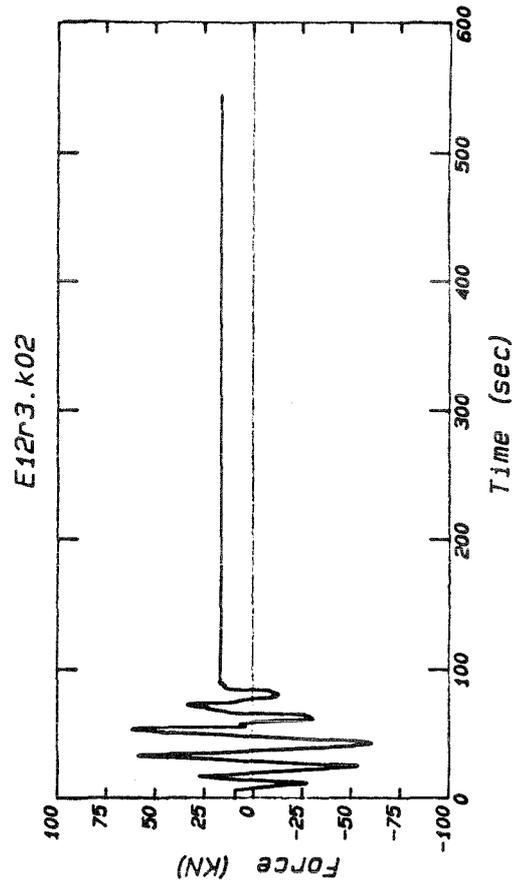
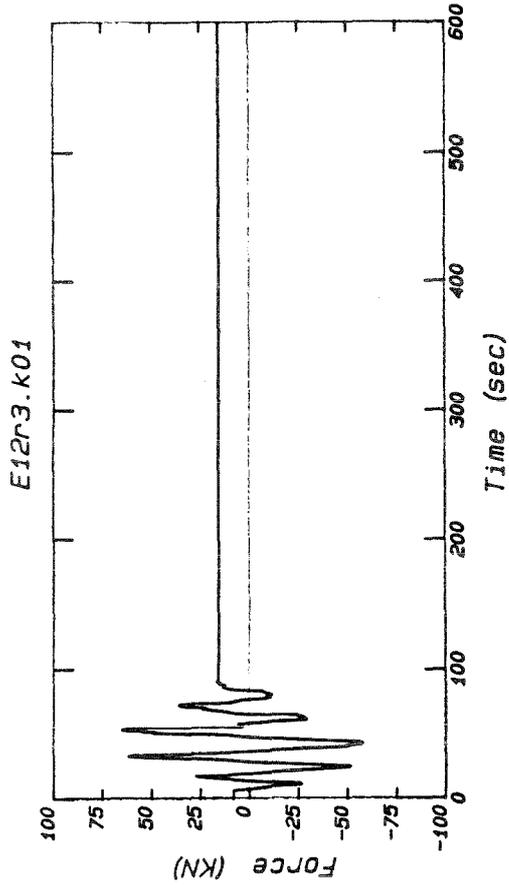
Versuch E12 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E12 Zeitverläufe der gemessenen Größen



Versuch E12 Zeitverläufe der gemessenen Größen



ANHANG II
TABELLARISCHE UND KURZDARSTELLUNG VON VERSUCHSREIHEN
AUS ANDEREN LÄNDEN ZWISCHEN 1968-1984
MIT DEN WICHTIGSTEN EINFLUSSPARAMETERN

II.1 EINFÜHRUNG

In dem Anhang II werden Versuchsreihen zwischen 1968 und 1984 aus anderen Ländern zusammengestellt.

Jede Serie wird in Form einer Kurzinformation mit den wichtigsten Informationen vorgestellt. Die Informationen umfassen:

- die Namen der beteiligten Wissenschaftler,
- das Forschungsinstitut (beziehungsweise den Vortragsort),
- den Zeitpunkt der Forschungsarbeiten,
- den Ort und das Datum der Veröffentlichung,
- eine knappe Darstellung des Versuchsprogrammes,
- Angaben über die Parametervariationen,
- Angaben über die Ziele der Untersuchungen.

Außerdem erhält jede Serie und jeder Versuch eine Nummer. Diese Seriennummer dient dem leichteren Auffinden und Zuordnen der Angaben in Diagrammen und Tabellen.

Die Testkörper und Belastungssysteme für jede Serie werden schematisch dargestellt.

Folgende Serien sind unten kurzbeschrieben:

- Serie Nr. 1 - Versuche von Yamada und Furui
- Serie Nr. 2 - Versuche von Shimazu und Hirai
- Serie Nr. 3 - Versuche vom japanischen Forschungsinstitut für Bauwesen
- Serie Nr. 4 - Versuche von Jirsa, Ramirez und Maruyama
- Serie Nr. 5 - Versuche von Jirsa und Woodward
- Serie Nr. 6 - Versuche von Jirsa und Umehara
- Serie Nr. 7 - Versuche von Tanaka, Kaneko und Yashiro
- Serie Nr. 8 - Versuche von Tegos

II.2 BESCHREIBUNG DER VERSUCHSREIHEN

II.2.1 Versuche von Yamada und Furui - Serie Nr. 1

Durchführung: Minoru Yamada, Shigezo Furui. Institut für Ingenieurwesen des Fachbereichs Architektur der Universität von Kobe, Japan.

Veröffentlicht: 8. IABSE-Kongreß, New York, USA, [27]. September 1968.

Versuchsprogramm: 23 kurze Stahlbetonstützen mit:

- quadratischem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen.

Davon 17 Stützen mit konstanter Normalkraft.
Querkraft parallel zu einer Querschnittsachse.

Parametervariationen: - Schubbewehrung,
- a/h ,
- Normalkraft.

Ziele: Definition des a/h -Wertebereichs für "kurze" Stahlbetonstützen.
Einfluß der Schubbewehrung und der Normalkraft auf das Tragverhalten.

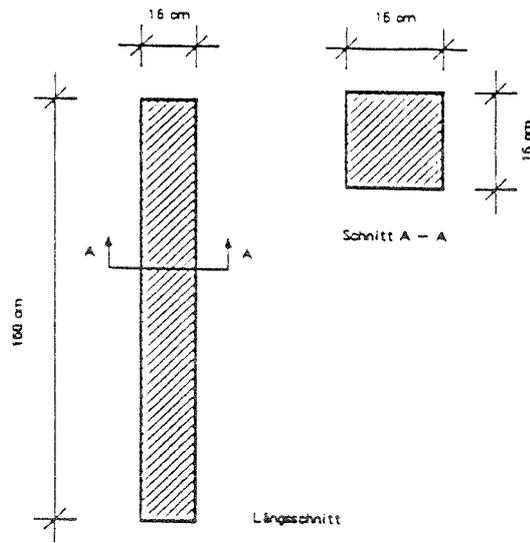


Bild II.1: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

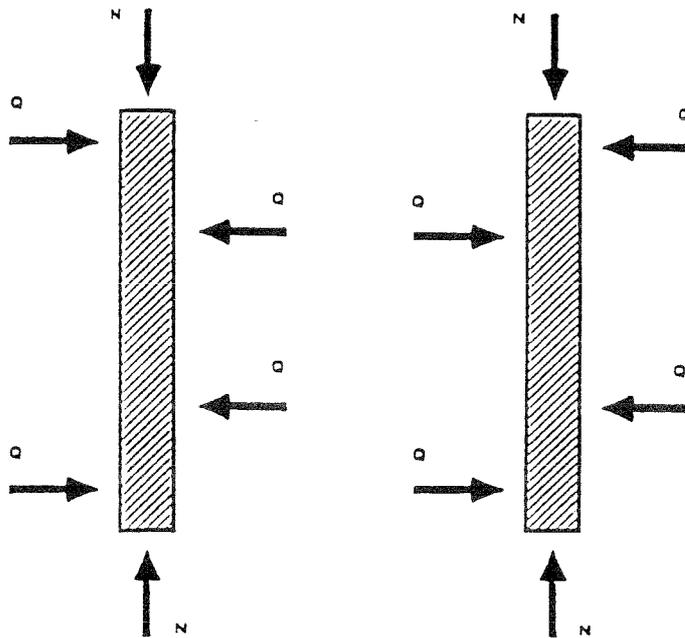


Bild II.2: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.2 Versuche von Shimazu und Hirai - Serie Nr. 2

- Durchführung: Verschiedene Forscher. Verschiedene Institute in Japan
(13 verschiedene Untersuchungen).
- Veröffentlicht: Universität von Hiroshima, Japan, [12], 1973
- Versuchsprogramm: 40 Stahlbetonstützen mit quadratischen und rechteckigen
Querschnitten.
- Zyklische Querkraft parallel zu einer Querschnittsachse.
- Parametervariationen: - Längs- und Schubbewehrung,
- a/h ,
- Normalkraft.
- Ziele: Untersuchung des Einflusses der oben genannten Parameter auf das
Tragverhalten der Stützen.

Wegen der Vielzahl der Versuchskörper, die von Shimazu und Hirai vorgestellt werden,
wird auf eine Darstellung verzichtet.

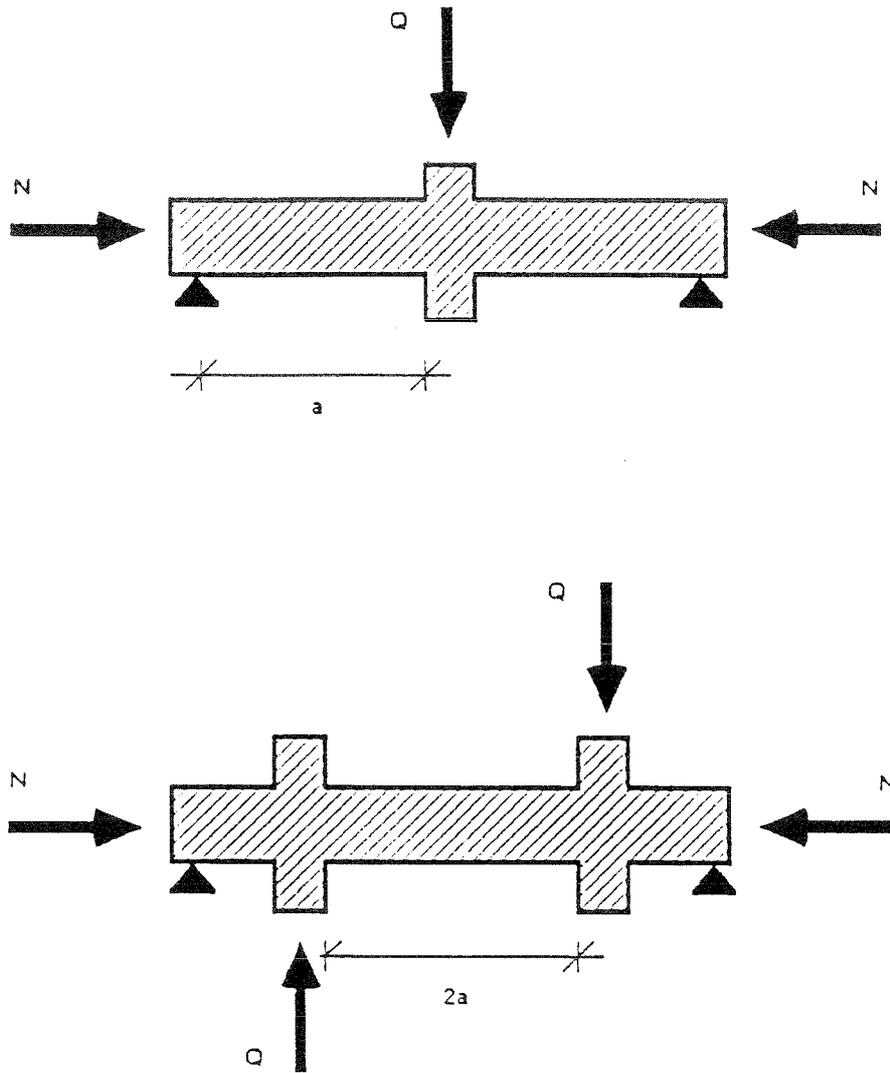


Bild II.3: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.3 Versuche vom japanischen Forschungs-Institut für Bauwesen - Serie Nr. 3

Durchführung: Verschiedene Forscher in Japan, veranlaßt durch das Institut für bautechnische Forschung des japanischen Ministeriums für Bauwesen, Japan. 1973 - 1976.

Veröffentlicht: Japan, [9]. Februar 1978.

Versuchsprogramm: 134 kurze Stahlbetonstützen mit:
- quadratischem Querschnitt,
- zwei verschiedenen Querschnittsbreiten
- unterschiedlichen Längen.

Zyklische Querkraft parallel zu einer Querschnittsachse mit unterschiedlichen Amplituden.

Konstante Normalkraft während des Versuchs.

Parametervariationen: - Biege- und Schubbewehrung,
- a/h ,
- Normalkraft,
- Belastungsgeschichte.

Ziele: Untersuchung des Einflusses der oben genannten Parameter auf das Tragverhalten der Stützen.

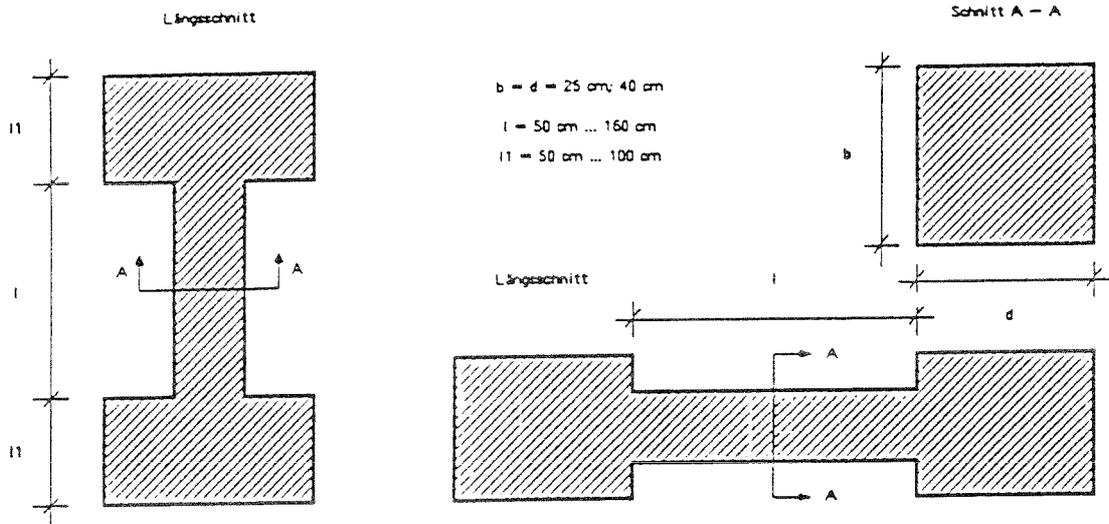


Bild II 4: Schematische Darstellung der Versuchskörper

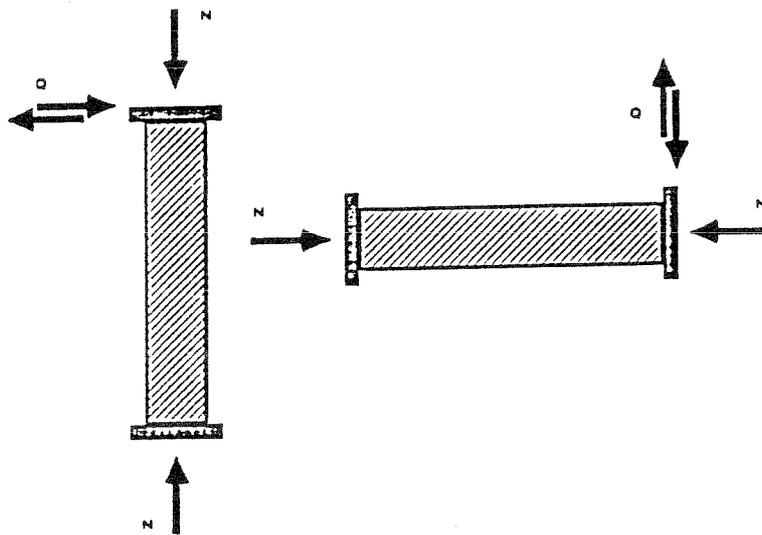


Bild II.5: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.4 Versuche von Jirsa, Ramirez und Maruyama - Serie Nr. 4

Durchführung: James O. Jirsa, Horacio Ramirez, Kyuichi
Maruyama Universität von Texas, Austin, USA 1980

Veröffentlicht: Austin, Texas, USA, [10;11]. Juni 1980.

Versuchsprogramm: 10 kurze Stahlbetonstützen mit:
- quadratischem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen.

Davon 8 Stützen mit Normalkraft, Druck, Zug oder einer
Kombination aus beiden.

Zyklische Querkraft parallel zu einer oder beiden Querschnitts-
achsen oder den Querschnittsdiagonalen.

Parametervariationen: - Normalkraft,
- Belastungsgeschichte,
- Belastungsrichtung.

Ziele: Untersuchung des Einflusses von Art, Kombination und zeitlicher
Abfolge der aufgetragenen Belastung auf die Tragfähigkeit.

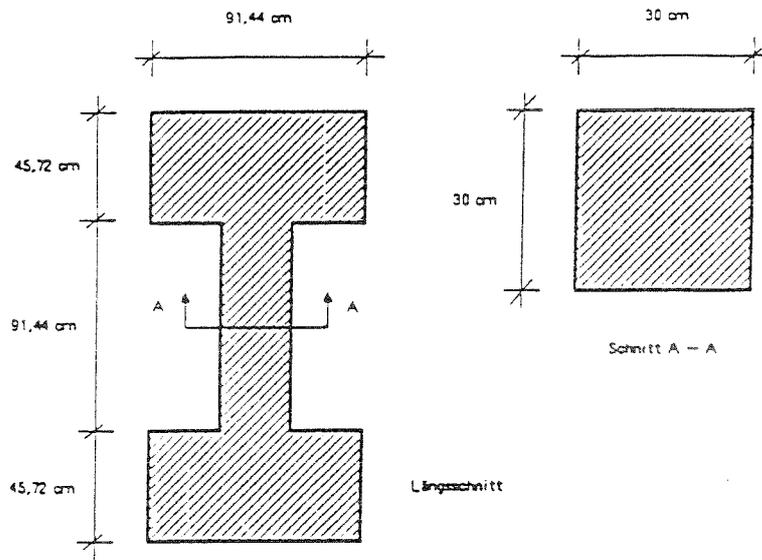


Bild II.6: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

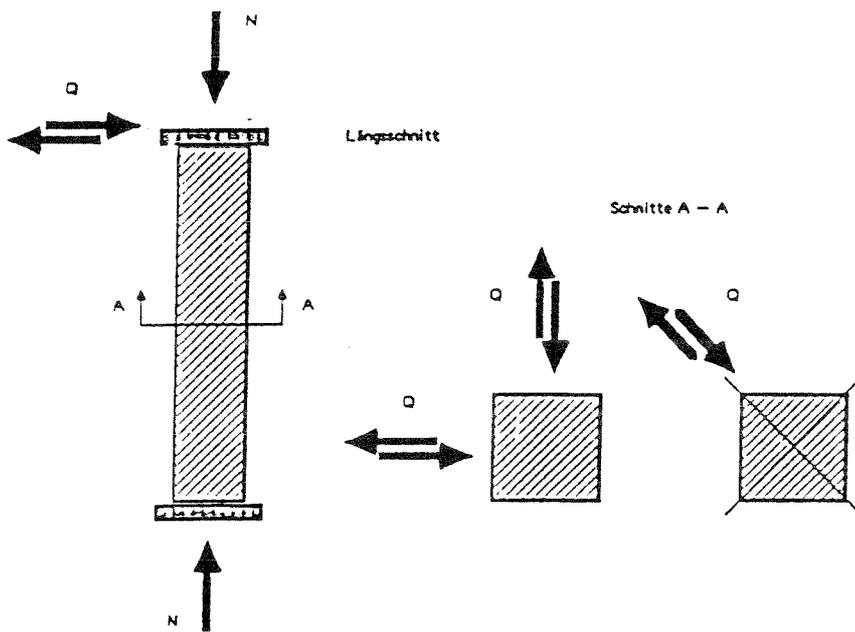


Bild II.7: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.5 Versuche von Jirsa und Woodward - Serie Nr. 5

Durchführung: James O. Jirsa, Kyle A. Woodward.
Universität von Texas, Austin, USA 1980

Veröffentlicht: Austin, Texas, USA, [21;22]. Juli 1980.

Versuchsprogramm: 11 kurze Stahlbetonstützen mit:
- quadratischem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen.

Davon 9 Stützen mit konstanter Normalkraft. Zyklische Querkraft parallel zur Querschnittsdiagonalen.

Parametervariationen: - Längs- und Bügelbewehrung,
- Belastungsgeschichte.

Ziele: Untersuchung des Einflusses verschiedener Bewehrungsgehalte und der zeitlichen Abfolge sowie der Richtung der Belastung auf das Tragverhalten.

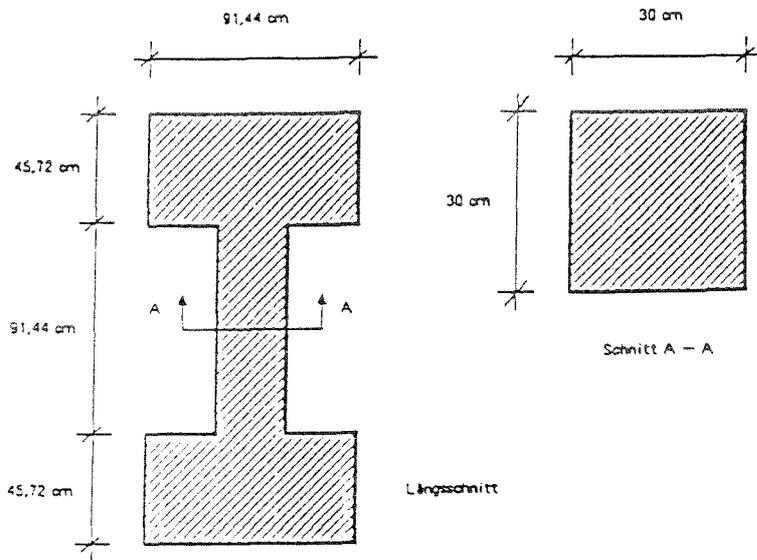


Bild II.8: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

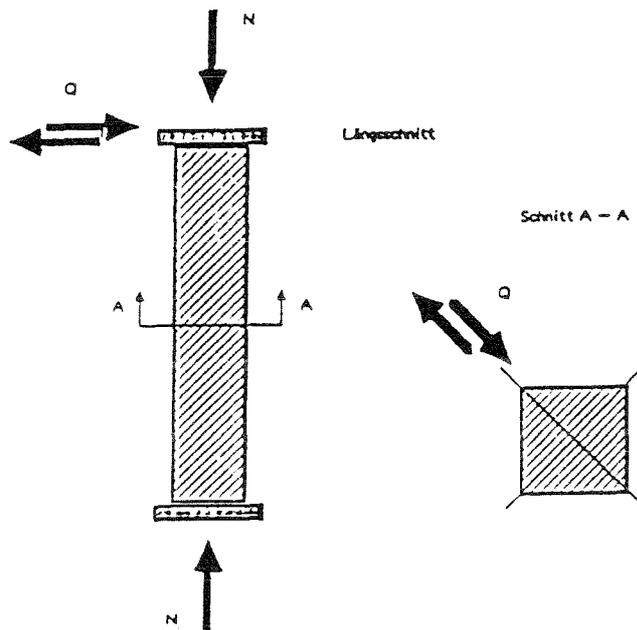


Bild II.9: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.6 Versuche von Jirsa und Umehara - Serie Nr. 6

Durchführung: James O. Jirsa, Hidetaka Umehara.
Universität von Texas, Austin, USA 1982

Veröffentlicht: Austin, Texas, USA, [16;18;19]. 1982

Versuchsprogramm: 10 kurze Stahlbetonstützen mit:
- rechteckigem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen.

Davon 8 Stützen mit konstanter Normalkraft.

Zyklische Querkraft parallel zu einer oder beiden Querschnittsachsen, zur Diagonalen oder unter 30° zu einer Querschnittsachse.

Parametervariationen: - Längs- und Bügelbewehrung,
- Belastungsrichtung.

Ziele: Untersuchung des Einflusses verschiedener Bewehrungsgehalte und der Richtung der Belastung auf das Tragverhalten.

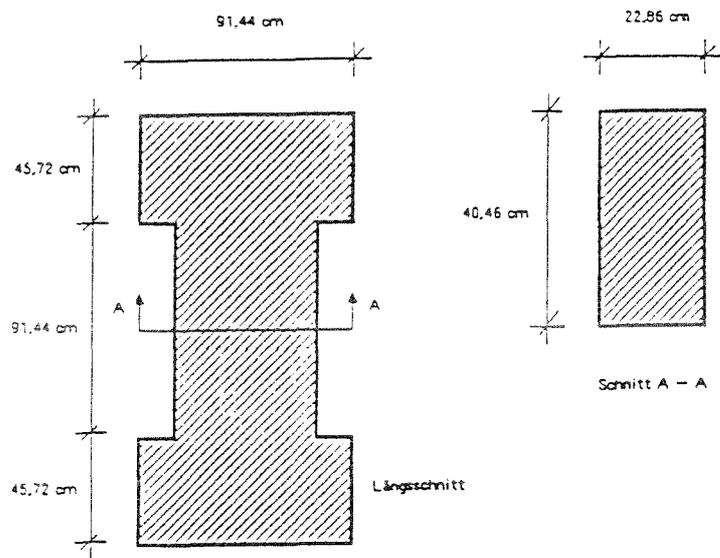


Bild II.10: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

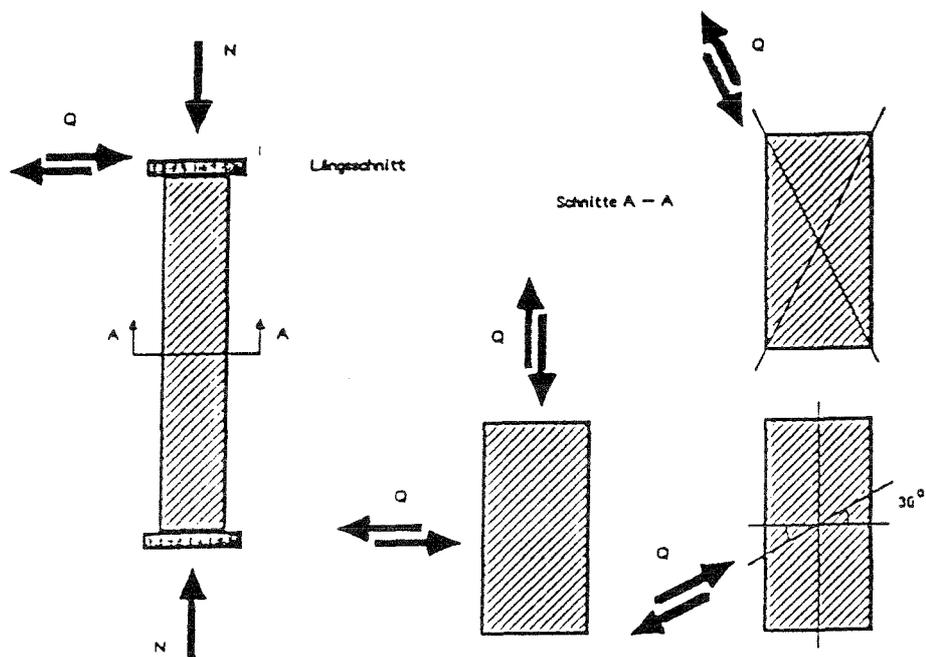


Bild II.11: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.7 Versuche von Tanaka, Kaneko und Yashiro - Serie Nr. 7

Durchführung: Yasuo Tanaka, Yutaro Kaneko, Harumi Yashiro.
Waseda Universität, Tokio, Japan.

Veröffentlicht: 8th WCEE, San Francisco, Kalifornien, USA, [13;14]. Juli 1984

Versuchsprogramm: 25 kurze Stahlbetonstützen mit:
- quadratischem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen,
- konstanter Normalkraft.

Zyklische Querkraft parallel zu einer Querschnittsachse.

Längsbewehrungsstäbe mit verschiedenen Oberflächenstrukturen.

Parametervariationen: - Längs- und Bügelbewehrung,
- Belastungsgeschichte.

Ziele: Untersuchung des Einflusses verschiedener Bewehrungsgehalte
und der Belastung auf das Tragverhalten.

Einfluß des Verbundverhaltens zwischen der Längsbewehrung und
dem umgebenden Beton auf das Tragverhalten.

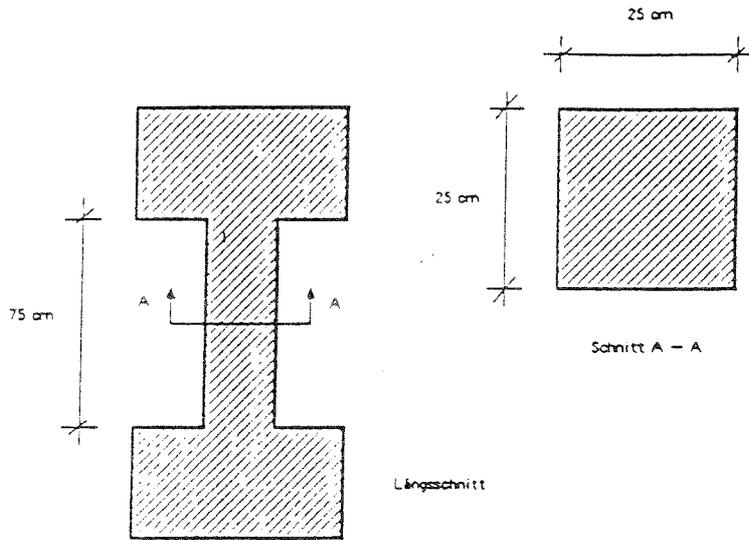


Bild II.12: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

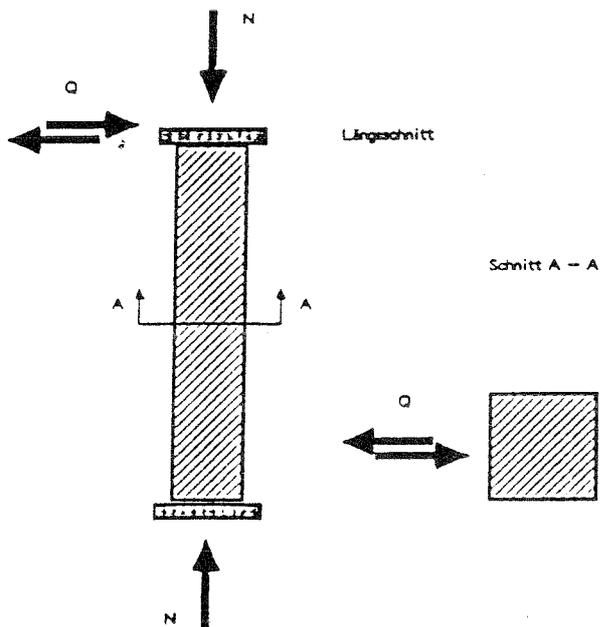


Bild II.13: Schematische Darstellung der Belastung

II.2.8 Versuche von Tegos - Serie Nr. 8

Durchführung: I. A. Tegos. Universität von Thessaloniki, Griechenland.

Veröffentlichung: [15]

Versuchsprogramm: 8 kurze Stahlbetonstützen mit:
- quadratischem Querschnitt,
- gleichen Abmessungen,
- konstanter Normalkraft.

Zyklische Querkraft parallel zu einer Querschnittsachse.

Parametervariationen: - Längs- und Bügelbewehrung,
- a/h ,
- Normalkraft.

Ziele: Untersuchung des Einflusses verschiedener Bewehrungsgehalte, a/h -Werte und der Normalkraft auf das Tragverhalten.

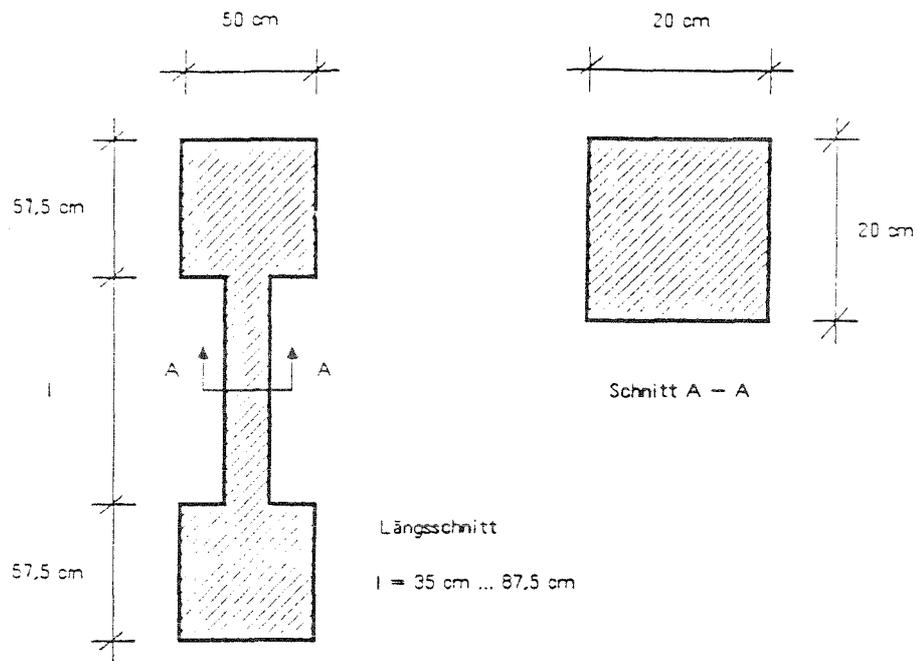


Bild II.14: Schematische Darstellung des Versuchskörpers

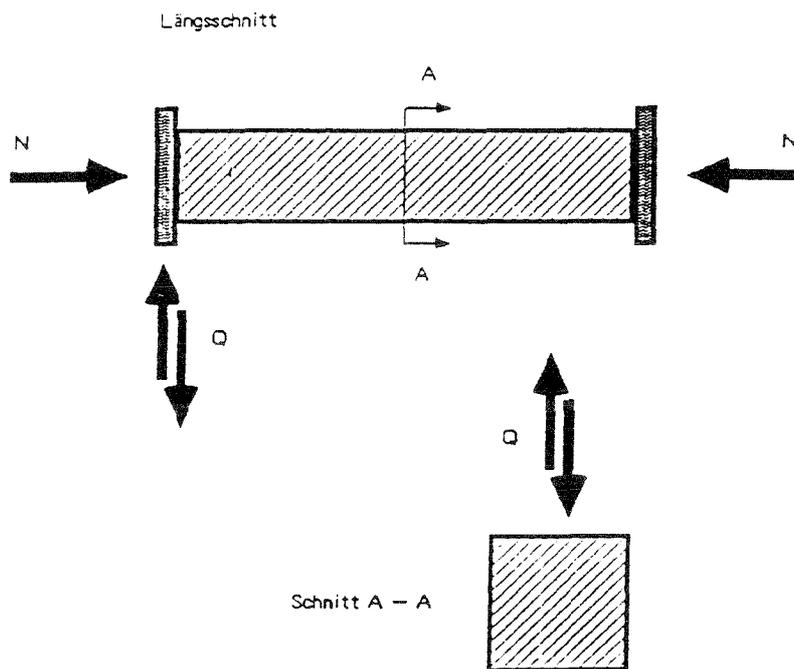


Bild II.15: Schematische Darstellung der Belastung

II.3 TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER VERSUCHE

Die Tabelle II.1 stellt alle beschriebenen Versuche mit den für die Durchführung und Auswertung wichtigen Parametern und Angaben dar.

Im einzelnen werden Angaben zu den Parametern Bewehrung, Belastung, Material, Geometrie und Bruchlast gemacht. Alle Angaben wurden auf SI-Einheiten umgerechnet.

Für die Angabe der Druckfestigkeit für den Beten wird ein rechnerischer Wert β_R aus dem Versuchswert der Zylinderdruckfestigkeit umgerechnet:

$$\beta_R = 0.8333f_c$$

Für den Stahl wird eine Fließgrenze β_L angegeben. Der Wert ist aus der in den Literaturen angegebenen Bruchfestigkeit umgerechnet:

$$\beta_L = 0.84\beta_u$$

In der Auswertung des Längsbewehrungsgehaltes wird die Bewehrung in der Mitte der Querschnittshöhe (nahe zur neutralen Achse) nicht mit einbezogen. Für die normale zweischnittige Bügelbewehrung wird keine Anzahl in der Tabelle bekannt gegeben.

Für die Tabelle II.1 gilt folgende Legende:

K. A.:	Keine Angaben in der verwendeten Literatur vorhanden.
Z:	Zyklische Belastung.
M:	Monotone (statische) Belastung.
U:	Belastung in einer Richtung.
B:	Belastung in zwei Richtungen oder Diagonal.
NS:	Belastungsrichtung (Nord-Süd).
EW:	Belastungsrichtung (Ost-West).

Zugkräfte sind mit negativem Vorzeichen angegeben.

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Hauptparameter						Geometrie				
	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
		n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _W %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
1. 1	1.2	0.48	746	0.40	2.07	0.00	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 2	2.4	0.47	893	0.40	2.07	0.00	0.872	0.336	0.16	0.16	0.14
1. 3	3.6	0.47	893	0.40	2.07	0.00	1.008	0.504	0.16	0.16	0.14
1. 4	4.8	0.47	893	0.40	2.07	0.00	1.344	0.672	0.16	0.16	0.14
1. 5	3.6	0.23	893	0.20	2.07	0.00	1.008	0.504	0.16	0.16	0.14
1. 6	3.6	0.00	893	0.00	2.07	0.00	1.008	0.504	0.16	0.16	0.14
1. 7	0.6	0.48	746	0.40	2.07	0.00	0.168	0.084	0.16	0.16	0.14
1. 8	1.2	0.48	746	0.40	2.07	0.00	0.338	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 9	1.8	0.48	746	0.40	2.07	0.00	0.504	0.252	0.16	0.16	0.14
1. 10	2.4	0.52	591	0.41	2.07	0.00	0.872	0.336	0.16	0.16	0.14
1. 11	0.6	0.26	590	0.20	2.07	0.00	0.168	0.084	0.16	0.16	0.14
1. 12	1.2	0.26	590	0.20	2.07	0.00	0.338	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 13	1.8	0.26	590	0.20	2.07	0.00	0.504	0.252	0.16	0.16	0.14
1. 14	2.4	0.26	590	0.20	2.07	0.00	0.872	0.336	0.16	0.16	0.14
1. 15	0.6	0.00	556	0.00	2.07	0.00	0.168	0.084	0.16	0.16	0.14
1. 16	1.2	0.00	556	0.00	2.07	0.00	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 17	1.8	0.00	556	0.00	2.07	0.00	0.504	0.252	0.16	0.16	0.14
1. 18	2.4	0.00	556	0.00	2.07	0.00	0.872	0.336	0.16	0.16	0.14
1. 19	1.8	0.00	746	0.00	2.07	0.00	0.504	0.252	0.16	0.16	0.14
1. 20	1.2	0.53	556	0.41	2.07	0.88	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 21	1.2	0.53	556	0.41	2.07	0.44	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 22	1.2	0.53	556	0.41	2.07	0.22	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
1. 23	1.2	0.53	556	0.41	2.07	0.00	0.336	0.168	0.16	0.16	0.14
2. 1	6.67	0.00	2019	0.00	1.75	0.11	3.6	1.8	0.2	0.3	0.27
2. 2	6.67	0.00	2019	0.00	1.75	0.40	3.6	1.8	0.2	0.3	0.27
2. 3	2.86	0.24	932	0.17	1.90	0.48	1	0.5	0.2	0.2	0.175
2. 4	2.86	0.24	932	0.17	1.90	0.74	1	0.5	0.2	0.2	0.175
2. 5	2.86	0.24	932	0.17	1.90	1.03	1	0.5	0.2	0.2	0.175
2. 6	2.22	0.36	1259	0.32	1.06	0.26	0.8	0.4	0.2	0.2	0.18
2. 7	2.22	0.36	1259	0.32	1.06	0.52	0.8	0.4	0.2	0.2	0.18
2. 8	2.22	0.57	1259	0.51	1.06	0.35	0.8	0.4	0.2	0.2	0.18
2. 9	2.22	0.57	1259	0.51	1.06	0.70	0.8	0.4	0.2	0.2	0.18
2. 10	13.2	0.00	359	0.00	3.00	0.35	2.64	1.32	0.1	0.12	0.1
2. 11	13.2	0.00	359	0.00	3.00	0.35	2.64	1.32	0.1	0.12	0.1
2. 12	13.2	0.00	269	0.00	3.00	0.35	2.64	1.32	0.1	0.12	0.1
2. 13	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	0.61	1.5	0.75	0.35	0.35	0.32
2. 14	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	0.91	1.5	0.75	0.35	0.35	0.32
2. 15	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	1.21	1.5	0.75	0.35	0.35	0.32
2. 16	2.31	0.22	545	0.17	2.26	0.13	0.6	0.3	0.15	0.15	0.13
2. 17	2.31	0.22	545	0.17	2.26	0.25	0.6	0.3	0.15	0.15	0.13
2. 18	2.31	0.22	545	0.17	2.26	0.50	0.6	0.3	0.15	0.15	0.13

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung					Materialfestigkeit					Belastung			Bruch- last V_U kN
	Längsb.		Bügel			Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Rich- tung	N kN	
	N_L	ϕ cm	N_W	ϕ cm	s_W cm	β_L MN/m ²	β_{R1} MN/m ²	β_W MN/m ²	β_{RW} MN/m ²	β_R MN/m ²				
1. 1	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	24.3	M	U	300	122.0
1. 2	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	30.0	M	U	360	70.0
1. 3	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	30.0	M	U	360	47.9
1. 4	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	30.0	M	U	360	37.5
1. 5	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	30.0	M	U	180	41.0
1. 6	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	30.0	M	U	0	20.9
1. 7	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	24.3	M	U	300	127.0
1. 8	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	24.3	M	U	300	94.0
1. 9	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	24.3	M	U	300	95.0
1. 10	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	237	K.A.	160	K.A.	18.2	M	U	240	81.7
1. 11	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	17.8	M	U	120	91.0
1. 12	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	17.8	M	U	120	70.0
1. 13	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	17.8	M	U	120	71.0
1. 14	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	17.8	M	U	120	60.0
1. 15	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	16.4	M	U	0	66.0
1. 16	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	16.4	M	U	0	65.0
1. 17	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	16.4	M	U	0	38.0
1. 18	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	256	K.A.	160	K.A.	16.4	M	U	0	39.0
1. 19	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	24.3	M	U	0	48.0
1. 20	4 ϕ 1.3	ϕ	0.6	-	4	235	K.A.	160	K.A.	16.8	M	U	230	113.0
1. 21	4 ϕ 1.3	ϕ	0.6	-	8	235	K.A.	160	K.A.	16.8	M	U	230	94.2
1. 22	4 ϕ 1.3	ϕ	0.6	-	16	235	K.A.	160	K.A.	16.8	M	U	230	86.6
1. 23	4 ϕ 1.3	ϕ	0	-	0	235	K.A.	160	K.A.	16.8	M	U	230	70.6
2. 1	4 ϕ 1.8	ϕ	0.4	-	11.4	341	K.A.	K.A.	K.A.	27.7	Z	U	0	K.A.
2. 2	4 ϕ 1.8	ϕ	0.6	-	7.1	341	K.A.	K.A.	K.A.	27.7	Z	U	0	K.A.
2. 3	6 ϕ 1.3	ϕ	0.55	-	4.9	335	K.A.	K.A.	K.A.	16.9	Z	U	160	K.A.
2. 4	6 ϕ 1.3	ϕ	0.55	-	3.2	335	K.A.	K.A.	K.A.	16.9	Z	U	160	K.A.
2. 5	6 ϕ 1.3	ϕ	0.55	-	2.3	335	K.A.	K.A.	K.A.	16.9	Z	U	160	K.A.
2. 6	6 ϕ 1.0	ϕ	0.4	-	4.8	327	K.A.	K.A.	K.A.	28.0	Z	U	399	K.A.
2. 7	6 ϕ 1.0	ϕ	0.4	-	2.4	327	K.A.	K.A.	K.A.	28.0	Z	U	399	K.A.
2. 8	6 ϕ 1.0	ϕ	0.4	-	3.6	327	K.A.	K.A.	K.A.	28.0	Z	U	640	K.A.
2. 9	6 ϕ 1.0	ϕ	0.4	-	1.8	327	K.A.	K.A.	K.A.	28.0	Z	U	640	K.A.
2. 10	4 ϕ 1.1	ϕ	0.3	-	4	303	K.A.	K.A.	K.A.	20.8	Z	U	0	K.A.
2. 11	4 ϕ 1.1	ϕ	0.3	-	4	303	K.A.	K.A.	K.A.	20.8	Z	U	0	K.A.
2. 12	4 ϕ 1.1	ϕ	0.3	-	4	303	K.A.	K.A.	K.A.	13.3	Z	U		K.A.
2. 13	12 ϕ 1.9	ϕ	0.9	-	6	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1469	K.A.
2. 14	12 ϕ 1.9	ϕ	0.9	-	4	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1469	K.A.
2. 15	12 ϕ 1.9	ϕ	0.9	-	3	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1469	K.A.
2. 16	8 ϕ 0.9	ϕ	0.3	-	7.3	252	K.A.	K.A.	K.A.	18.5	Z	U	89.9	K.A.
2. 17	8 ϕ 0.9	ϕ	0.3	-	3.8	252	K.A.	K.A.	K.A.	18.5	Z	U	89.9	K.A.
2. 18	8 ϕ 0.9	ϕ	0.3	-	1.9	252	K.A.	K.A.	K.A.	18.5	Z	U	89.9	K.A.

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test	Hauptparameter						Geometrie				
	Nr.	a/h	Normalkraft		Bewehrung		Länge		Querschnitt		
			n	N_0 kN	N/ N_0	μ_L %	μ_w %	L=2a m	a m	b m	d m
2. 19	2.31	0.22	545	0.17	2.26	1.05	0.6	0.3	0.15	0.15	0.13
2. 20	1.14	0.40	1342	0.33	2.08	0.44	0.4	0.2	0.2	0.2	0.175
2. 21	1.14	0.40	1342	0.33	2.08	0.44	0.4	0.2	0.2	0.2	0.175
2. 22	1.67	0.00	890	0.00	1.42	0.26	0.6	0.3	0.2	0.2	0.18
2. 23	1.67	0.00	890	0.00	1.42	0.45	0.6	0.3	0.2	0.2	0.18
2. 24	1.67	0.00	890	0.00	1.42	0.63	0.6	0.3	0.2	0.2	0.18
2. 25	1.67	0.00	890	0.00	1.42	0.84	0.6	0.3	0.2	0.2	0.18
2. 26	1.67	0.00	890	0.00	1.42	1.26	0.6	0.3	0.2	0.2	0.18
2. 27	5.66	0.00	3946	0.00	2.26	1.01	3	1.5	0.3	0.3	0.265
2. 28	5.66	0.00	3946	0.00	2.26	1.01	3	1.5	0.3	0.3	0.265
2. 29	1.14	0.20	1605	0.15	3.21	0.44	0.4	0.2	0.2	0.2	0.175
2. 30	1.14	0.40	1339	0.29	3.21	0.59	0.4	0.2	0.2	0.2	0.175
2. 31	1.18	0.20	1263	0.13	3.78	0.37	0.4	0.2	0.15	0.2	0.17
2. 32	2.35	0.20	1263	0.13	3.78	0.37	0.8	0.4	0.15	0.2	0.17
2. 33	3.53	0.20	1263	0.13	3.78	0.37	1.2	0.6	0.15	0.2	0.17
2. 34	1.18	0.20	1313	0.13	3.78	0.37	0.4	0.2	0.15	0.2	0.17
2. 35	2.35	0.20	1313	0.13	3.78	0.37	0.8	0.4	0.15	0.2	0.17
2. 36	3.53	0.20	1313	0.13	3.78	0.37	1.2	0.6	0.15	0.2	0.17
2. 37	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	0.60	1.50	0.749	0.35	0.35	0.32
2. 38	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	0.91	1.50	0.749	0.35	0.35	0.32
2. 39	2.34	0.40	4676	0.31	2.78	1.21	1.50	0.749	0.35	0.35	0.32
2. 40	1.96	0.20	5374	0.18	0.90	1.01	1.47	0.735	0.42	0.42	0.375
3. 1	1.16	0.00	1231	0.00	1.22	0.21	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 2	2.33	0.40	1231	0.32	1.22	0.62	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 3	1.16	-0.12	1351	-0.09	1.91	0.21	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 4	1.16	0.00	1351	0.00	1.91	1.01	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 5	1.16	0.00	1351	0.00	1.91	0.51	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 6	2.33	0.00	1351	0.00	1.91	0.46	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 7	2.33	0.40	1351	0.29	1.91	1.58	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 8	2.33	0.40	1351	0.29	1.91	0.81	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 9	1.16	-0.12	1502	-0.08	2.76	0.79	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 10	1.16	-0.12	1502	-0.08	2.76	0.41	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 11	1.16	-0.12	1502	-0.08	2.76	0.16	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 12	1.16	0.00	1502	0.00	2.76	2.05	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 13	2.33	0.00	1502	0.00	2.76	0.95	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 14	2.33	0.00	1502	0.00	2.76	0.49	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 15	2.33	0.40	1502	0.26	2.76	2.33	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 16	1.16	0.23	1591	0.21	0.68	1.51	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 17	1.16	0.23	1591	0.21	0.68	1.48	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3. 18	1.16	0.23	1591	0.21	0.91	1.51	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung					Materialfestigkeit					Belastung			Bruch- last V_U kN
	Längsb.		Bügel			Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Rich- tung	N kN	
	N_L	ϕ cm	N_W	ϕ cm	s_W cm	β_L MN/m ²	β_{R1} MN/m ²	β_W MN/m ²	β_{RW} MN/m ²	β_R MN/m ²				
2. 19	8 ϕ 0.9		ϕ 0.3	-	0.9	252	K.A.	K.A.	K.A.	18.5	Z	U	89.9	K.A.
2. 20	6 ϕ 1.3		ϕ 0.6	-	6.4	270	K.A.	K.A.	K.A.	27.9	Z	U	446	K.A.
2. 21	6 ϕ 1.3		ϕ 0.6	-	6.4	270	K.A.	K.A.	K.A.	27.9	Z	U	446	K.A.
2. 22	8 ϕ 1.0		ϕ 0.2	-	1.2	329	K.A.	K.A.	K.A.	17.6	Z	U	0	K.A.
2. 23	8 ϕ 1.0		ϕ 0.2	-	0.7	329	K.A.	K.A.	K.A.	17.6	Z	U	0	K.A.
2. 24	8 ϕ 1.0		ϕ 0.2	-	0.5	329	K.A.	K.A.	K.A.	17.6	Z	U	0	K.A.
2. 25	8 ϕ 1.0		ϕ 0.4	-	1.5	329	K.A.	K.A.	K.A.	17.6	Z	U	0	K.A.
2. 26	8 ϕ 1.0		ϕ 0.4	-	1	329	K.A.	K.A.	K.A.	17.6	Z	U	0	K.A.
2. 27	4 ϕ 2.5		ϕ 1	-	5.2	303	K.A.	K.A.	K.A.	37.0	Z	U	0	K.A.
2. 28	4 ϕ 2.5		ϕ 1	-	5.2	303	K.A.	K.A.	K.A.	37.0	Z	U	0	K.A.
2. 29	6 ϕ 1.7		ϕ 0.6	-	6.4	290	K.A.	K.A.	K.A.	30.8	Z	U	247	K.A.
2. 30	6 ϕ 1.7		ϕ 0.6	-	4.8	290	K.A.	K.A.	K.A.	24.2	Z	U	386	K.A.
2. 31	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	27.5	Z	U	165	K.A.
2. 32	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	27.5	Z	U	165	K.A.
2. 33	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	27.5	Z	U	165	K.A.
2. 34	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	29.2	Z	U	175	K.A.
2. 35	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	29.2	Z	U	175	K.A.
2. 36	4 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	10.2	387	K.A.	K.A.	K.A.	29.2	Z	U	175	K.A.
2. 37	12 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	6.1	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1469	K.A.
2. 38	12 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	4	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1469	K.A.
2. 39	12 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	3	294	K.A.	K.A.	K.A.	30.0	Z	U	1468	K.A.
2. 40	2 ϕ 3.2		ϕ 0.9	-	3	329	K.A.	K.A.	K.A.	27.5	Z	U	972	K.A.
3. 1	6 ϕ 1.3		ϕ 0.4	-	4.7	318	K.A.	336	K.A.	15.8	Z	U	0	120.5
3. 2	6 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	8.1	318	K.A.	281	K.A.	15.8	Z	U	396	112.0
3. 3	6 ϕ 1.6		ϕ 0.4	-	4.8	303	K.A.	336	K.A.	15.8	Z	U	-119	127.5
3. 4	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	5	303	K.A.	281	K.A.	15.8	Z	U	0	176.0
3. 5	6 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	4.4	303	K.A.	309	K.A.	15.8	Z	U	0	167.0
3. 6	6 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	4.9	303	K.A.	309	K.A.	15.8	Z	U	0	89.5
3. 7	6 ϕ 1.6		ϕ 1.3	-	6.5	303	K.A.	265	K.A.	15.8	Z	U	396	130.0
3. 8	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6.2	303	K.A.	281	K.A.	15.8	Z	U	396	124.0
3. 9	6 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	6.4	298	K.A.	281	K.A.	15.8	Z	U	-119	176.5
3. 10	6 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	5.5	298	K.A.	309	K.A.	15.8	Z	U	-119	147.5
3. 11	6 ϕ 1.9		ϕ 0.4	-	6.3	298	K.A.	336	K.A.	15.8	Z	U	-119	81.0
3. 12	6 ϕ 1.9		ϕ 1.3	-	5	298	K.A.	265	K.A.	15.8	Z	U	0	222.0
3. 13	6 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	5.3	298	K.A.	281	K.A.	15.8	Z	U	0	120.5
3. 14	6 ϕ 1.9		ϕ 0.6	-	4.6	298	K.A.	309	K.A.	15.8	Z	U	0	113.0
3. 15	6 ϕ 1.9		ϕ 1.3	-	4.4	298	K.A.	265	K.A.	15.8	Z	U	396	161.0
3. 16	8 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	3.33	321	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	328	177.0
3. 17	8 ϕ 1.0		1 ϕ 0.6 + ϕ 0.9	-	4.17 -4.17	321	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	328	190.0
3. 18	8 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	3.33	321	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	328	182.5

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test	Hauptparameter						Geometrie					
	Nr.	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
			n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _w %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
3. 19	2.33	0.20	1860	0.18	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 20	2.33	0.20	1860	0.18	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 21	2.33	0.20	1860	0.18	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 22	1.16	0.12	1740	0.09	1.22	1.11	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215	
3. 23	1.16	0.12	1740	0.09	1.22	1.11	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215	
3. 24	1.16	0.12	1740	0.09	1.63	1.11	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215	
3. 25	2.33	0.10	2009	0.08	1.22	0.27	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 26	2.33	0.10	2009	0.08	1.22	0.27	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 27	2.33	0.10	2009	0.08	1.63	0.27	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 28	2.33	0.20	2148	0.15	1.91	1.21	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 29	2.33	0.20	2148	0.15	1.91	1.23	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 30	2.33	0.20	2148	0.15	2.55	1.21	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 31	1.74	0.33	1238	0.27	1.22	2.18	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 32	1.74	0.33	1238	0.27	1.22	1.07	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 33	1.74	0.16	1238	0.13	1.22	0.87	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 34	1.74	0.16	1238	0.13	1.22	0.45	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 35	1.74	0.33	1142	0.29	0.68	1.21	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 36	1.74	0.33	1142	0.29	0.68	0.60	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 37	1.74	0.16	1142	0.14	0.68	0.29	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 38	1.74	0.16	1142	0.14	0.68	0.15	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 39	3.49	0.33	1362	0.24	1.91	0.97	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 40	3.49	0.33	1362	0.24	1.91	0.50	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 41	3.49	0.16	1362	0.12	1.91	0.51	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 42	3.49	0.16	1362	0.12	1.91	0.25	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 43	3.49	0.33	1238	0.27	1.22	0.53	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 44	3.49	0.33	1238	0.27	1.22	0.26	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 45	3.49	0.16	1238	0.13	1.22	0.20	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 46	3.49	0.33	1142	0.29	0.68	0.28	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215	
3. 47	1.74	0.16	1362	0.12	1.91	1.07	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215	
3. 48	2.33	0.26	1399	0.23	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 49	2.33	0.26	1399	0.23	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 50	2.33	0.26	1399	0.23	0.68	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 51	2.33	0.13	1523	0.11	1.22	0.52	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 52	2.33	0.13	1523	0.11	1.22	0.27	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 53	2.33	0.26	1646	0.20	1.91	1.21	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 54	2.33	0.13	1646	0.10	1.91	1.26	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 55	2.33	0.13	1646	0.10	1.91	0.61	1	0.5	0.25	0.25	0.215	
3. 56	2.33	0.13	1646	0.10	1.91	0.61	1	0.5	0.25	0.25	0.215	

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung				Materialfestigkeit					Belastung			Bruch- last V _U kN	
	Längsb.		Bügel		Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Rich- tung	N kN		
	N _L	φ cm	N _w	φ - cm	s _w cm	β _L MN/m ²	β _{R1} MN/m ²	β _w MN/m ²	β _{Rw} MN/m ²					β _r MN/m ²
3. 19	8φ1.0		φ 0.6	-6.25		321	K.A.	313	K.A.	26.8	Z	U	328	106.5
3. 20	8φ1.0		φ 0.6	-7.69		321	K.A.	313	K.A.	26.8	Z	U	328	105.5
			+1φ0.4	-7.69										
3. 21	8φ1.0		φ 0.6	-6.25		321	K.A.	313	K.A.	26.8	Z	U	328	104.5
3. 22	8φ1.3		φ 0.9	-4.55		327	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	164	169.5
3. 23	8φ1.3		φ 0.9	-5.56		327	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	164	185.5
			+1φ0.6	-5.56										
3. 24	8φ1.3		φ 0.9	-4.55		327	K.A.	287	K.A.	22.5	Z	U	164	185.5
3. 25	8φ1.3		φ 0.4	- 3.7		327	K.A.	331	K.A.	26.8	Z	U	164	110.0
3. 26	8φ1.3		3φ 0.4	-5.56		327	K.A.	331	K.A.	26.8	Z	U	164	109.5
3. 27	8φ1.3		φ 0.4	- 3.7		327	K.A.	331	K.A.	26.8	Z	U	164	105.5
3. 28	8φ1.6		φ 0.9	-4.17		296	K.A.	287	K.A.	26.8	Z	U	328	155.5
3. 29	8φ1.6		φ 0.9	- 5		296	K.A.	287	K.A.	26.8	Z	U	328	163.0
			+1φ0.6	- 5										
3. 30	8φ1.6		φ 0.9	-4.17		296	K.A.	287	K.A.	26.8	Z	U	328	150.3
3. 31	6φ1.3		φ 1.3	-4.69		305	K.A.	267	K.A.	16.1	Z	U	328	131.0
3. 32	6φ1.3		φ 0.9	-4.69		305	K.A.	302	K.A.	16.1	Z	U	328	127.8
3. 33	6φ1.3		φ 0.9	-5.77		305	K.A.	302	K.A.	16.1	Z	U	164	111.4
3. 34	6φ1.3		φ 0.6	- 5		305	K.A.	323	K.A.	16.1	Z	U	164	111.8
3. 35	6φ1.0		φ 0.9	-4.17		321	K.A.	302	K.A.	16.1	Z	U	328	102.2
3. 36	6φ1.0		φ 0.6	-3.75		321	K.A.	323	K.A.	16.1	Z	U	328	106.1
3. 37	6φ1.0		φ 0.4	-3.41		321	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	164	83.0
3. 38	6φ1.0		φ 0.4	-6.82		321	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	164	80.8
3. 39	6φ1.6		φ 0.9	-5.17		299	K.A.	302	K.A.	16.1	Z	U	328	79.4
3. 40	6φ1.6		φ 0.6	-4.55		299	K.A.	323	K.A.	16.1	Z	U	328	81.3
3. 41	6φ1.6		φ 0.6	-4.41		299	K.A.	323	K.A.	16.1	Z	U	164	71.8
3. 42	6φ1.6		φ 0.4	-3.95		299	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	164	72.9
3. 43	6φ1.3		φ 0.6	-4.29		305	K.A.	323	K.A.	16.1	Z	U	328	62.9
3. 44	6φ1.3		φ 0.4	-3.85		305	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	328	63.9
3. 45	6φ1.3		φ 0.4	- 5.1		305	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	164	52.8
3. 46	6φ1.0		φ 0.4	-3.57		321	K.A.	327	K.A.	16.1	Z	U	328	51.7
3. 47	6φ1.6		φ 0.9	-4.69		299	K.A.	302	K.A.	16.1	Z	U	164	145.4
3. 48	6φ1.0		φ 0.6	-6.25		347	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	328	107.0
3. 49	6φ1.0		φ 0.6	-6.25		347	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	328	103.5
3. 50	6φ1.0		φ 0.6	-6.25		347	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	328	105.0
3. 51	6φ1.3		φ 0.6	-4.35		358	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	164	99.0
3. 52	6φ1.3		φ 0.4	- 3.7		358	K.A.	318	K.A.	20.0	Z	U	164	99.0
3. 53	6φ1.6		φ 0.9	-4.17		332	K.A.	288	K.A.	20.0	Z	U	328	141.0
3. 54	6φ1.6		φ 0.9	- 4		332	K.A.	288	K.A.	20.0	Z	U	164	130.0
3. 55	6φ1.6		φ 0.6	- 3.7		332	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	164	125.0
3. 56	6φ1.6		φ 0.6	- 3.7		332	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	164	125.0

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Hauptparameter						Geometrie				
	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
		n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _w %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
3. 57	2.33	0.13	1646	0.10	1.91	0.61	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 58	2.33	0.14	1411	0.12	1.22	0.58	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 59	2.33	0.14	1432	0.11	1.22	0.58	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 60	2.91	0.14	1453	0.11	1.22	0.37	1.26	0.63	0.25	0.25	0.215
3. 61	2.91	0.16	1302	0.13	1.22	0.37	1.26	0.63	0.25	0.25	0.215
3. 62	2.91	0.29	1411	0.23	1.22	0.59	1.26	0.63	0.25	0.25	0.215
3. 63	2.91	0.28	1458	0.22	1.22	0.59	1.26	0.63	0.25	0.25	0.215
3. 64	3.49	0.15	1391	0.12	1.22	0.25	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 65	3.49	0.14	1416	0.12	1.22	0.25	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 66	3.49	0.28	1438	0.23	1.22	0.40	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 67	3.49	0.30	1370	0.24	1.22	0.40	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 68	3.49	0.13	1678	0.10	1.91	0.59	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 69	3.49	0.14	1564	0.10	1.91	0.59	1.5	0.75	0.25	0.25	0.215
3. 70	1.74	0.25	884	0.19	1.27	0.81	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 71	1.74	0.25	921	0.18	1.37	0.81	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 72	1.74	0.21	1073	0.15	1.37	0.81	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 73	1.74	0.21	1149	0.14	1.84	1.77	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 74	1.74	0.21	1296	0.13	2.44	1.74	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 75	1.74	0.25	1145	0.14	2.44	1.77	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3. 76	2.33	0.25	884	0.19	1.27	0.45	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 77	2.33	0.21	1035	0.16	1.27	0.46	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 78	2.33	0.21	1073	0.15	1.37	0.45	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 79	2.33	0.21	1149	0.14	1.84	1.06	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 80	2.33	0.25	997	0.16	1.84	1.09	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 81	2.33	0.25	1145	0.14	2.44	1.06	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 82	2.33	0.21	1296	0.13	2.44	1.09	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 83	2.33	0.15	1388	0.12	1.22	0.57	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 84	2.33	0.15	1335	0.12	1.22	0.36	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 85	2.33	0.30	1346	0.24	1.22	0.77	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 86	2.33	0.15	1398	0.12	1.22	0.25	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 87	2.33	0.34	1231	0.27	1.22	0.53	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 88	2.33	0.17	1391	0.12	1.91	0.61	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 89	2.33	0.12	1722	0.10	1.84	1.01	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 90	2.33	0.24	1722	0.19	1.84	1.01	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 91	2.33	0.12	1722	0.10	1.84	1.03	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 92	2.33	0.24	1722	0.19	1.84	1.03	1	0.5	0.25	0.25	0.215

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung			Materialfestigkeit				Belastung			Bruch- last V _u kN	
	Längsb.		Bügel	Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Rich- tung		N kN
	N _L	φ cm	N _w φ - cm S _w cm	β _L MN/m ²	β _{rl} MN/m ²	β _w MN/m ²	β _{rw} MN/m ²	β _r MN/m ²				
3. 57	6φ1.6		φ 0.6 - 3.7	332	K.A.	382	K.A.	20.0	Z	U	164	127.0
3. 58	6φ1.3		φ0.55 -3.11	355	K.A.	243	K.A.	18.3	Z	U	164	99.3
3. 59	6φ1.3		φ0.55 -3.11	355	K.A.	243	K.A.	18.6	Z	U	164	97.0
3. 60	6φ1.3		φ0.55 -4.95	355	K.A.	243	K.A.	18.9	Z	U	164	76.0
3. 61	6φ1.3		φ0.55 -4.95	355	K.A.	243	K.A.	16.5	Z	U	164	76.8
3. 62	6φ1.3		φ0.55 - 3.1	355	K.A.	243	K.A.	18.3	Z	U	328	96.0
3. 63	6φ1.3		φ0.55 - 3.1	355	K.A.	243	K.A.	19.0	Z	U	328	95.2
3. 64	6φ1.3		φ0.55 - 7.2	355	K.A.	243	K.A.	17.9	Z	U	164	63.3
3. 65	6φ1.3		φ0.55 - 7.2	355	K.A.	243	K.A.	18.3	Z	U	164	62.8
3. 66	6φ1.3		φ0.55 - 4.5	355	K.A.	243	K.A.	18.7	Z	U	328	81.8
3. 67	6φ1.3		φ0.55 - 4.5	355	K.A.	243	K.A.	17.6	Z	U	328	81.8
3. 68	6φ1.6		φ0.55 -3.07	341	K.A.	243	K.A.	20.3	Z	U	164	83.5
3. 69	6φ1.6		φ0.55 -3.07	341	K.A.	243	K.A.	18.5	Z	U	164	86.2
3. 70	4φ1.6		φ 0.9 - 7.5 +φ 0.4 - 7.5	299	K.A.	294	K.A.	10.3	Z	U	164	89.0
3. 71	12φ1.0		φ 0.9 -6.25	322	K.A.	294	K.A.	10.3	Z	U	164	87.0
3. 72	12φ1.0		φ 0.9 - 7.5 φ 0.4 - 7.5	322	K.A.	294	K.A.	12.8	Z	U	164	113.0
3. 73	4φ1.9		φ 0.9 -3.41 φ 0.4 -3.41	306	K.A.	294	K.A.	12.8	Z	U	164	126.0
3. 74	12φ1.3		φ 0.9 -2.89	328	K.A.	294	K.A.	12.8	Z	U	164	137.0
3. 75	12φ1.3		=Test3.75	328	K.A.	294	K.A.	10.3	Z	U	164	138.0
3. 76	4φ1.6		φ 0.6 - 5	299	K.A.	309	K.A.	10.3	Z	U	164	78.0
3. 77	4φ1.6		φ 0.6 -7.15 +φ 0.4 -7.15	299	K.A.	309	K.A.	12.8	Z	U	164	77.0
3. 78	12φ1.0		φ 0.6 - 5	322	K.A.	309	K.A.	12.8	Z	U	164	84.0
3. 79	4φ1.9		φ 0.9 -4.76	306	K.A.	294	K.A.	12.8	Z	U	164	97.0
3. 80	4φ1.9		φ 0.9 -5.55 +φ 0.4 -5.55	306	K.A.	294	K.A.	10.3	Z	U	164	90.0
3. 81	12φ1.3		φ 0.9 -4.76	328	K.A.	294	K.A.	10.3	Z	U	164	88.0
3. 82	12φ1.3		=Tset3.80	328	K.A.	294	K.A.	12.8	Z	U	164	115.0
3. 83	6φ1.3		φ0.55 - 3.2	351	K.A.	243	K.A.	17.9	Z	U	164	100.5
3. 84	6φ1.3		φ0.55 - 5	351	K.A.	243	K.A.	17.1	Z	U	164	77.7
3. 85	6φ1.3		3φ0.55 -3.55	351	K.A.	243	K.A.	17.3	Z	U	328	96.3
3. 86	6φ1.3		φ0.55 - 7.2	351	K.A.	243	K.A.	18.1	Z	U	164	64.8
3. 87	6φ1.3		φ0.55 - 3.4	351	K.A.	243	K.A.	15.4	Z	U	328	80.0
3. 88	6φ1.6		φ0.55 - 3	340	K.A.	243	K.A.	15.8	Z	U	164	84.5
3. 89	4φ1.9		φ 0.9 - 5	316	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	164	129.0
3. 90	4φ1.9		φ 0.9 - 5	316	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	328	150.5
3. 91	4φ1.9		φ 0.9 -5.88 +φ 0.4 -5.88	316	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	164	127.0
3. 92	4φ1.9		=Test3.91	316	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	328	153.0

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Hauptparameter						Geometrie				
	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
		n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _W %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
3. 93	2.33	0.12	1789	0.09	2.03	1.01	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 94	2.33	0.24	1789	0.18	2.03	1.01	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 95	2.33	0.12	1789	0.09	2.03	1.03	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 96	2.33	0.24	1789	0.18	2.03	1.03	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 97	2.33	0.12	1619	0.10	1.27	0.70	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 98	2.33	0.24	1619	0.20	1.27	0.70	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3. 99	2.33	0.12	1619	0.10	1.27	0.73	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.100	2.33	0.24	1619	0.20	1.27	0.73	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.101	2.33	0.12	1589	0.10	1.14	0.70	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.102	2.33	0.24	1589	0.21	1.14	0.70	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.103	2.33	0.12	1589	0.10	1.14	0.73	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.104	2.33	0.24	1589	0.21	1.14	0.73	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.105	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.91	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.106	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.91	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.107	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.45	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.108	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.45	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.109	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.45	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.110	1.16	0.22	900	0.18	0.68	0.45	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.111	1.16	0.17	1067	0.15	0.61	0.20	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.112	2.33	0.23	849	0.19	0.61	0.20	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.113	1.16	0.23	961	0.17	1.28	1.05	0.5	0.25	0.25	0.25	0.215
3.114	2.33	0.23	961	0.17	1.28	0.19	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.115	2.33	0.35	1279	0.26	1.91	0.61	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.116	2.33	0.17	1279	0.13	1.91	0.48	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.117	1.74	0.12	1477	0.11	0.61	0.44	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3.118	2.33	0.12	1477	0.11	0.61	0.20	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.119	1.74	0.12	1595	0.10	1.28	0.93	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3.120	2.33	0.12	1595	0.10	1.28	0.55	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.121	1.74	0.12	1778	0.09	1.91	1.20	0.76	0.38	0.25	0.25	0.215
3.122	2.33	0.12	1778	0.09	1.91	0.88	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.123	2.33	0.35	1415	0.31	0.68	0.75	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.124	2.33	0.52	1415	0.46	0.68	0.75	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.125	2.33	0.70	1415	0.62	0.68	0.75	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.126	2.33	0.52	1538	0.43	1.22	1.68	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.127	2.33	0.52	1538	0.43	1.22	0.75	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.128	2.33	0.70	1538	0.57	1.22	1.68	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.129	2.33	0.70	1538	0.57	1.22	0.75	1	0.5	0.25	0.25	0.215
3.130	1.71	0.10	4269	0.09	1.21	1.74	1.2	0.6	0.4	0.4	0.35
3.131	2.29	0.14	4269	0.12	1.21	0.94	1.6	0.8	0.4	0.4	0.35

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung					Materialfestigkeit			Belastung			Bruch- last V_u kN		
	Längsb.		Bügel			Längsstahl		Bügel		Beton	Typ		Rich- tung	N kN
	N_L	ϕ cm	N_W	ϕ cm	s_W cm	β_L MN/m ²	β_{r1} MN/m ²	β_W MN/m ²	β_{rw} MN/m ²	β_r MN/m ²				
3. 93	10 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	5	338	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	164	157.0
3. 94	10 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	5	338	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	328	155.0
3. 95	10 ϕ 1.3		=Test3.91			338	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	164	162.0
3. 96	10 ϕ 1.3		=Test3.91			338	K.A.	264	K.A.	21.8	Z	U	328	174.0
3. 97	4 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	3.23	326	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	164	113.0
3. 98	4 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	3.23	326	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	328	134.0
3. 99	4 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	4.5	326	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	164	110.0
			+ ϕ 0.4	-	4.5									
3.100	4 ϕ 1.6		=Test3.99			326	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	328	138.0
3.101	10 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	3.23	322	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	164	113.0
3.102	10 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	3.23	322	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	328	132.0
3.103	10 ϕ 1.0		=Test3.99			322	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	164	114.0
3.104	10 ϕ 1.0		=Test3.99			322	K.A.	312	K.A.	21.8	Z	U	328	137.0
3.105	6 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	5.55	325	K.A.	287	K.A.	12.2	Z	U	164	142.5
3.106	6 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	5.55	325	K.A.	287	K.A.	12.2	Z	U	164	138.5
3.107	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	5	325	K.A.	335	K.A.	12.2	Z	U	164	145.0
3.108	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	5	325	K.A.	335	K.A.	12.2	Z	U	164	135.0
3.109	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	5	325	K.A.	335	K.A.	12.2	Z	U	164	136.5
3.110	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	5	325	K.A.	335	K.A.	12.2	Z	U	164	141.5
3.111	6 ϕ 0.9		ϕ 0.4	-	5	340	K.A.	317	K.A.	15.0	Z	U	164	104.0
3.112	6 ϕ 0.9		ϕ 0.4	-	5	340	K.A.	317	K.A.	11.5	Z	U	164	58.5
3.113	6 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	4.8	304	K.A.	340	K.A.	11.5	Z	U	164	127.0
3.114	6 ϕ 1.3		ϕ 0.4	-	5.4	304	K.A.	317	K.A.	11.5	Z	U	164	78.5
3.115	6 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	3.7	286	K.A.	434	K.A.	15.0	Z	U	328	117.0
3.116	6 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	4.7	286	K.A.	434	K.A.	15.0	Z	U	164	96.5
3.117	6 ϕ 0.9		ϕ 0.6	-	5.1	280	K.A.	202	K.A.	21.9	Z	U	164	98.0
3.118	6 ϕ 0.9		ϕ 0.4	-	5	280	K.A.	202	K.A.	21.9	Z	U	164	69.5
3.119	6 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	5.4	282	K.A.	279	K.A.	21.9	Z	U	164	143.0
3.120	6 ϕ 1.3		ϕ 0.6	-	4.1	282	K.A.	202	K.A.	21.9	Z	U	164	100.5
3.121	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	4.2	341	K.A.	279	K.A.	21.9	Z	U	164	160.0
3.122	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	5.7	341	K.A.	279	K.A.	21.9	Z	U	164	127.5
3.123	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	3	375	K.A.	320	K.A.	20.1	Z	U	438	123.0
3.124	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	3	375	K.A.	320	K.A.	20.1	Z	U	656	144.5
3.125	6 ϕ 1.0		ϕ 0.6	-	3	375	K.A.	320	K.A.	20.1	Z	U	875	146.5
3.126	6 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	3	371	K.A.	281	K.A.	20.1	Z	U	656	155.0
3.127	6 ϕ 1.3		ϕ 0.6	-	3	371	K.A.	320	K.A.	20.1	Z	U	656	159.5
3.128	6 ϕ 1.3		ϕ 0.9	-	3	371	K.A.	281	K.A.	20.1	Z	U	875	166.0
3.129	6 ϕ 1.3		ϕ 0.6	-	3	371	K.A.	320	K.A.	20.1	Z	U	875	167.5
3.130	4 ϕ 1.6 +4 ϕ 1.9		4 ϕ 1.3	-	7.5	296	K.A.	281	K.A.	23.1	Z	U	375	460.0
3.131	4 ϕ 1.6 +4 ϕ 1.9		4 ϕ 0.9	-	6.7	296	K.A.	257	K.A.	23.1	Z	U	500	387.5

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test	Hauptparameter						Geometrie					
	Nr.	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
			n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _w %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
3.132	2.29	0.10	4659	0.08	1.99	1.11	1.6	0.8	0.4	0.4	0.35	
3.133	2.29	0.16	4138	0.12	1.99	2.58	1.6	0.8	0.4	0.4	0.35	
3.134	2.29	0.16	4138	0.12	1.99	2.10	1.6	0.8	0.4	0.4	0.35	
4. 1	1.74	0.22	3239	0.16	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 2	1.74	0.00	3386	0.00	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 3	1.74	-0.08	3439	-0.06	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 4	1.74	-0.15	3706	-0.12	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 5	1.74	-0.28	3861	-0.23	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 6	1.74	0.21	3370	0.16	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 6a	1.74	-0.18	3370	-0.13	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 7	1.74	0.17	3893	0.14	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 8	1.74	0.00	3919	0.00	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 9	1.74	-0.09	3343	-0.07	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4. 10	1.74	0.20	3530	0.15	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
4.10a	1.74	-0.08	3530	-0.06	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 1	1.74	0.00	4101	0.00	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 2	1.74	0.22	3674	0.17	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 3	1.74	0.00	3353	0.00	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 4	1.74	0.19	3808	0.14	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 5	1.74	0.20	3994	0.16	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 6	1.74	0.25	3406	0.18	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 7	1.74	0.20	3994	0.16	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 8	1.74	0.16	4181	0.13	2.45	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 9	1.74	0.24	3007	0.21	1.11	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 10	1.74	0.24	3007	0.21	1.11	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
5. 11	1.74	0.18	3326	0.16	1.11	0.32	0.914	0.457	0.305	0.305	0.264	
6. 1	1.23	0.00	4155	0.00	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 2	2.37	0.00	4160	0.00	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.193	
6. 3	1.23	0.16	4304	0.12	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 4	1.23	0.20	3754	0.14	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 5	2.37	0.20	3754	0.14	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.193	
6. 6	1.23	0.33	4304	0.25	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 7	1.23	0.16	4353	0.12	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test	Bewehrung					Materialfestigkeit					Belastung			Bruchlast V_u kN
	Längsb.		Bügel			Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Richtung	N kN	
	Nr.	N_L ϕ cm	N_w ϕ cm	-	s_w cm	β_L MN/m ²	β_{r1} MN/m ²	β_w MN/m ²	β_{rw} MN/m ²	β_r MN/m ²				
3.132	4 ϕ 1.9 +4 ϕ 2.5	4 ϕ 0.9 - 5.7				303	K.A.	257	K.A.	23.1	Z	U	375	415.0
3.133	4 ϕ 1.9 +4 ϕ 2.5	4 ϕ 1.3 - 5.2				294	K.A.	249	K.A.	20.0	Z	U	500	411.5
3.134	4 ϕ 1.9 +4 ϕ 2.5	4 ϕ 1.3 - 6.4				294	K.A.	249	K.A.	20.0	Z	U	500	415.5
4. 1	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	25.6	Z	U	534	280.4
4. 2	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	28.7	Z	U	0	249.2
4. 3	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	29.3	Z	U	-223	209.2
4. 4	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	32.2	Z	U	-445	160.2
4. 5	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	33.8	Z	U	-890	80.1
4. 6	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	27.0	Z	U	534	307.1
4. 6a	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	27.0	Z	U	-445	307.1
4. 7	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	34.2	Z	B	534	338.2 347.1
4. 8	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				314	K.A.	391	K.A.	34.5	Z	B	0	231.4 204.7
4. 9	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	26.7	Z	B	-223	240.3 227.0
4. 10	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	28.7	Z	B	534	320.4
4.10a	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				378	K.A.	391	K.A.	28.7	Z	B	-223	302.6
5. 1	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	34.2	Z	B	0	298.2
5. 2	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				382	637	429	759	30.2	Z	B	623	351.6
5. 3	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	26.1	Z	B	0	284.8
5. 4	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	31.0	Z	B	534	356.0
5. 5	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	33.0	Z	B	623	369.4
5. 6	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	26.7	Z	B	623	351.6
5. 7	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	33.0	Z	B	623	369.4
5. 8	8 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 6.5				406	585	423	591	35.1	Z	B	534	356.0
5. 9	8 ϕ 1.3	ϕ 0.63 - 6.5				406	608	423	591	27.9	Z	B	623	271.5
5. 10	8 ϕ 1.3	ϕ 0.63 - 6.5				406	608	423	591	27.9	Z	B	623	258.0
5. 11	8 ϕ 1.3	ϕ 0.63 - 6.5				406	608	423	591	31.3	Z	B	534	249.2
6. 1	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	33.4	Z	U(NS)	0	293.7
6. 2	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	33.4	Z	U(EW)	0	253.7
6. 3	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	35.0	Z	U(NS)	534	382.7
6. 4	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	29.1	Z	U(NS)	534	329.3
6. 5	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	29.1	Z	U(EW)	534	267.0
6. 6	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	35.0	Z	U(NS)	1068	405.0
6. 7	10 ϕ 1.9	ϕ 0.63 - 8.9				371	626	348	464	35.5	Z	B	534	356.0

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test	Hauptparameter						Geometrie					
	Nr.	a/h	Normalkraft			Bewehrung		Länge		Querschnitt		
			n	N ₀ kN	N/N ₀	μ _L %	μ _w %	L=2a m	a m	b m	d m	h m
6. 8	1.23	0.16	4320	0.12	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 9	1.23	0.20	3772	0.14	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 9a	1.23	0.20	3772	0.14	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6. 10	1.23	0.20	3772	0.14	3.06	0.32	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
6.10a	1.23	0.20	3772	0.14	3.06	0.35	0.914	0.457	0.229	0.406	0.371	
7. 1	1.74	0.08	2530	0.06	1.93	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 2	1.74	0.10	2051	0.07	1.93	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 3	1.74	0.10	2109	0.07	1.93	0.56	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 4	1.74	0.08	2530	0.06	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 5	1.74	0.09	2184	0.07	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 6	1.74	0.20	2077	0.14	1.93	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 7	1.74	0.19	2109	0.14	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 8	1.74	0.20	2026	0.15	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 9	1.74	0.19	2109	0.14	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 10	1.74	0.18	2184	0.14	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 11	1.74	0.20	2026	0.15	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 12	1.74	0.29	2077	0.22	1.93	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 13	1.74	0.28	2184	0.21	1.93	0.56	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 14	1.74	0.38	1744	0.26	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 15	1.74	0.26	2261	0.20	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 16	1.74	0.20	2066	0.15	1.81	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 17	1.74	0.20	2091	0.14	1.95	0.57	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 18	1.74	0.19	2156	0.14	1.81	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 19	1.74	0.19	2173	0.14	1.95	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 20	1.74	0.10	2077	0.07	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 21	1.74	0.10	2060	0.07	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 22	1.74	0.20	2019	0.15	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 23	1.74	0.21	1970	0.15	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 24	1.74	0.39	1702	0.26	1.93	0.85	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
7. 25	1.74	0.39	1702	0.26	1.93	1.27	0.75	0.375	0.25	0.25	0.215	
8. 1	1	0.34	868	0.28	1.54	1.01	0.35	0.175	0.2	0.2	0.175	
8. 2	1	0.32	918	0.26	1.54	0.50	0.35	0.175	0.2	0.2	0.175	
8. 3	1.5	0.26	1085	0.22	1.54	1.01	0.525	0.2625	0.2	0.2	0.175	
8. 4	2	0.34	868	0.28	1.54	1.01	0.7	0.35	0.2	0.2	0.175	
8. 5	2.5	0.36	828	0.29	1.54	1.01	0.875	0.4375	0.2	0.2	0.175	
8. 6	1	0.32	658	0.23	1.54	1.01	0.35	0.175	0.2	0.2	0.175	
8. 7	1	0.24	825	0.18	1.54	0.50	0.35	0.175	0.2	0.2	0.175	
8. 8	1.5	0.24	828	0.18	1.54	0.50	0.525	0.2625	0.2	0.2	0.175	

Tabelle II.1: Gesamtübersicht über alle untersuchten Versuche

Test Nr.	Bewehrung					Materialfestigkeit					Belastung			Bruch- last V_U kN
	Längsb.		Bügel			Längsstahl		Bügel		Beton	Typ	Rich- tung	N kN	
	N_L	ϕ cm	N_W	ϕ cm	s_W cm	R_L MN/m ²	R_{L1} MN/m ²	R_W MN/m ²	R_{RW} MN/m ²	R_c MN/m ²				
6. 8	10 ϕ 1.9		ϕ 0.63	-	8.9	371	626	348	464	35.2	Z	B	534	329.0
6. 9	10 ϕ 1.9		ϕ 0.63	-	8.9	371	626	348	464	29.3	Z	B	534	307.1
6. 9a	10 ϕ 1.9		ϕ 0.63	-	8.9	371	626	348	464	29.3	Z	B	534	231.4
6. 10	10 ϕ 1.9		ϕ 0.63	-	8.9	371	626	348	464	29.3	Z	B	534	253.7
6.10a	10 ϕ 1.9		ϕ 0.63	-	8.9	371	626	348	464	29.3	Z	B	534	275.9
7. 1	6 ϕ 1.6		ϕ 0.6	-	4	455	K.A.	423	K.A.	31.7	Z	U	150	200.0
7. 2	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	9	455	K.A.	494	K.A.	24.0	Z	U	150	158.0
7. 3	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	13.6	455	K.A.	494	K.A.	25.0	Z	U	150	179.0
7. 4	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	31.7	Z	U	150	198.0
7. 5	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	26.2	Z	U	150	183.0
7. 6	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	9	455	K.A.	494	K.A.	24.5	Z	U	300	235.0
7. 7	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.6	-	4	455	K.A.	423	K.A.	25.0	Z	U	300	229.0
7. 8	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	23.6	Z	U	300	165.0
7. 9	6 ϕ 1.6		ϕ 1.3	-	12.5	455	K.A.	483	K.A.	25.0	Z	U	300	197.0
7. 10	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	4	455	K.A.	494	K.A.	26.2	Z	U	300	215.0
7. 11	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	23.6	Z	U	300	194.0
7. 12	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	9	455	K.A.	494	K.A.	24.5	Z	U	450	225.0
7. 13	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	13.6	455	K.A.	494	K.A.	26.2	Z	U	450	201.0
7. 14	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	19.1	Z	U	450	K.A.
7. 15	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	27.4	Z	U	450	290.0
7. 16	4 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	9	497	K.A.	494	K.A.	24.0	Z	U	300	180.0
7. 17	8 ϕ 1.3 +2 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	9	483 437	K.A.	494	K.A.	24.2	Z	U	300	151.0
7. 18	4 ϕ 1.9		ϕ 0.9	-	6	497	K.A.	494	K.A.	25.5	Z	U	300	190.0
7. 19	8 ϕ 1.3 +2 ϕ 1.0		ϕ 0.9	-	6	483 437	K.A.	494	K.A.	25.5	Z	U	300	188.0
7. 20	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	24.5	Z	U	150	220.0
7. 21	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	24.2	Z	U	150	255
7. 22	6 ϕ 1.6		ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	23.5	Z	U	300	215
7. 23	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	22.7	Z	U	300	245
7. 24	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	18.4	Z	U	450	290
7. 25	6 ϕ 1.6		3 ϕ 0.9	-	6	455	K.A.	494	K.A.	18.4	Z	U	450	180
8. 1	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	5	273	K.A.	265	K.A.	17.5	Z	U	240	K.A.
8. 2	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	10	273	K.A.	265	K.A.	18.8	Z	U	240	K.A.
8. 3	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	5	273	K.A.	265	K.A.	22.9	Z	U	240	K.A.
8. 4	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	5	273	K.A.	265	K.A.	17.5	Z	U	240	K.A.
8. 5	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	5	273	K.A.	265	K.A.	16.5	Z	U	240	K.A.
8. 6	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	5	311	K.A.	265	K.A.	11.7	Z	U	150	K.A.
8. 7	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	10	311	K.A.	265	K.A.	15.8	Z	U	150	K.A.
8. 8	4 ϕ 1.4		ϕ 0.8	-	10	311	K.A.	265	K.A.	15.9	Z	U	150	K.A.

Summary of the report "Study of the Non-linear Behavior of Short Columns under Earthquake Loading"

by Gert König, Shengwei Tang, Carlos Graham

AZ.: IV 1-5-483/86

Presented in this report is an experimental and dynamical study of the bearing capacity of short columns against horizontal loading.

A survey on the behaviour of short columns and the influence of main parameters as found in previous research projects is made. The effects of four main parameters are discussed: the relation of the length of the column to the height of the cross section a/h , the axial load level n , the ratio of longitudinal reinforcement, and of transverse reinforcement. Different calculation methods for estimating the bearing capacity of short columns are compared by trial calculations.

Experiments with variation of the main parameters are carried out dynamically and cyclic-statically. Through these experiments the relationship between the failure types and parameters is studied. It shows that a short column will have a better behaviour, when the axial load is neither too high nor too low and adequate transverse reinforcement is provided. Anyway a very short column should be avoided.

A calculation method for estimating the bearing capacity of a short column is developed. The basic component is a combination of a beam and strut and tie model. The bond effect between steel and concrete is described by using a simple relation. The effect of the transverse reinforcement is considered through the stress-strain-relationship of concrete confined by hoops. The results of the calculation of over 60 experiments prove the applicability of this calculation method. Through a statistic analysis, the quality of the calculation using this method is evaluated. When the calculated bearing capacity of a short column is reduced by a factor of 0.82 the probability of the uncertainty of the result from this calculation method is limited under 5%.

The suitable variation range of the main parameters for the calculation method is restricted through the variation range of parameters used in experiments. Further study of short columns under high axial force and large ratio of longitudinal reinforcement is required. For practical work M-N-interaction diagrams can be given derived by the proposed calculation method.

T 2519

Projet de Recherche:
AZ.: IV 1-5-483/86

L'étude du comportement non linéaire de supports courts
exposés aux sollicitations séismiques

par Gert König, Shengwei Tang, Carlos Graham
Institut für Massivbau
Alexanderstr. 5, 6100 Darmstadt

Résumé:

Lors de la présente recherche, on a examiné à l'aide des investigations expérimentales et analysé la résistance d'un support court aux efforts de cisaillement.

D'abord, on a résumé l'état actuel de la technique dans ce domaine à partir des résultats de recherches effectuées jusqu'à présent. L'influence des quatre paramètres principaux sur le comportement du support sous de différents sollicitations est discutée, à savoir: le rapport de la longueur du support à la hauteur de coupe transversale a/h , la sollicitation aux efforts normaux n et le pourcentage d'armatures longitudinales et transversales. Les différentes méthodes de calcul sont comparées.

Les investigations expérimentelles ont été exécutées de manière dynamique cyclique et statique cyclique en appliquant les paramètres principaux en différentes variations. A partir de ces essais, on a étudié les relations entre le mode de ruine et les paramètres différents.

Il est prouvé que le rapport de a/h est d'une importance décisive pour la charge portante d'un support. Un support court de charge portante relativement élevée donne lieu à une rupture fragile. Le mode de ruine dans le cas d'un support plus svelte est la rupture par flexion. Ce support montre un comportement plus ductile. Un support court présentera un comportement plus favorable lorsque l'effort normal n'est pas trop élevé et lorsque le support est muni d'une armature transversale suffisante. Il faut, en tous cas, éviter l'utilisation de supports trop courts.

Basé sur les connaissances actuelles, on a développé un modèle de calcul nouveau pour déterminer la charge portante d'un support court. On a pris pour base une combinaison du modèle de calcul relatif à la charpente et du modèle de flexion. L'effet de l'adhérence entre l'acier et le béton a été pris en considération et on a tenu compte de l'armature transversale au moyen de l'effet de fretage sur les relations tension-allongement du béton. La vérification des plus de 60 résultats d'essais a montré que le modèle de calcul est apte à l'emploi prévu. C'est par une évaluation statistique qu'on déduit l'information pour assurer la qualité du modèle de calcul. Au cas où la charge de rupture calculée est réduite par un coefficient de 0,82, une limitation du coefficient de confiance relatif à l'incertitude de l'information à une valeur inférieure à 5 % peut être assurée.

Les régimes de variation des paramètres principaux sont limités dans le modèle de calcul par la dispersion des paramètres lors des essais. Il faut exécuter encore des recherches sur supports courts exposés à des forces axiales plus élevées et ainsi qu'à ceux contenant un pourcentage d'armatures longitudinales plus élevé.

En ce qui concerne l'application pratique, on peut déduire du modèle de calcul les diagrammes d'interactions M-N avec des paramètres complétés.