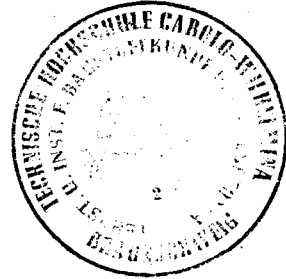


33-0309/001

VI 197

o. PROF. DR.-ING. KARL KORDINA · TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau · Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau



"Traglastermittlung von Stahlbetonbauteilen unter schiefer
Biegung mit Achsdruck".

Z w i s c h e n b e r i c h t

Max Horka

Braunschweig, den 10. März 1971

I. Arbeitsprogramm

Unser Arbeitsprogramm für den Forschungsauftrag umfaßt folgende Untersuchungen:

1. Schaffung von Rechengrundlagen in Form von Momenten-Krümmungsbeziehungen für den Lastfall schiefe Biegung mit Achsdruck. Zur Bestätigung rechnerisch gewonnener Werte wurden schief ausmittig belastete, gedrungene Betonprismen mit und ohne Bewehrung untersucht.

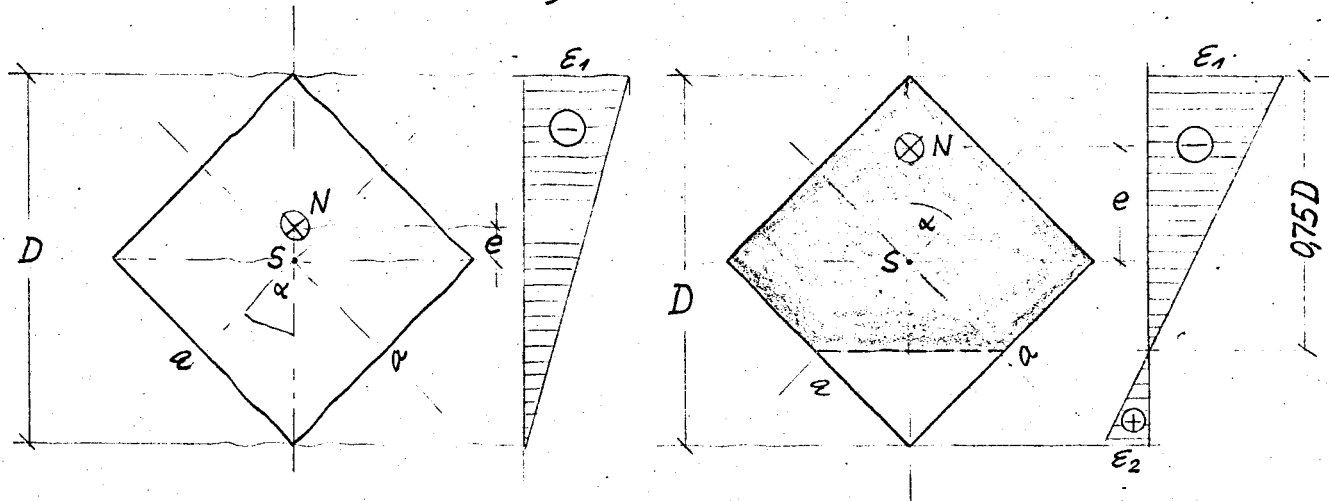
Gleichzeitig war zu prüfen, inwieweit die bekannten Beziehungen bei einachsiger Druckkraft auch auf den Lastfall schiefe Biegung mit Achsdruck übertragbar sind.

2. Erarbeitung eines wirklichkeitsnahen Verfahrens zur Berechnung der Tragfähigkeit von schief ausmittig gedrückten Stahlbetonstützen, das nach Möglichkeit ohne zusätzliche Hilfsmittel auf den bereits vorhandenen Bemessungsgrundlagen für einachsige Biegeknicken aufbauen soll.
3. Überprüfung der auf rechnerischem Wege gewonnenen Erkenntnisse durch Großversuche an schlanken zweiachsig ausmittig belasteten Stahlbetonstützen mit Quadrat- und Rechteckquerschnitt.

II. Versuche

1. Versuche an zweiachsig ausmittig belasteten Prismen

Es wurden 23 prismatische Betonkörper mit den Abmessungen 15/15/70 cm, davon 8 unbewehrt, hergestellt. Zehn dieser Körper wurden mit einer Schiefe von 45° so belastet, daß die Dehnungen in einer Querschnittsecke bzw. im Abstand von $0,75 D$ (vgl. Skizze) jeweils konstant Null gehalten wurden. Um diesen Dehnungszustand zu erreichen, wurde bei Steigerung der Last die Exzentrizität mittels einer speziellen Verschiebeeinrichtung entsprechend vermindert. Gemessen wurden in allen Laststufen die Betonrandverformungen



des Querschnitts, woraus die Momenten-Krümmungsbeziehungen ermittelt werden konnten.

Bei den übrigen Körpern wurde die mittlere Druckspannung $\sigma_0 = \frac{N}{F}$ stufenweise gesteigert, wobei in jeder Laststufe $\sigma_0 = \text{const}$ die Exzentrizität e geringfügig vergrößert wurde. Erst in der letzten Laststufe (3. - 4. Wiederbelastung) wurde bei Exzentrizitäten von $\frac{e}{d} \sim 0,3$ der Bruchzustand erreicht.

Drei Körper dieser Versuchsreihe wurden einachsig (d.h. $\alpha = 0^\circ$) belastet, während je 5 bei $\alpha = 22,5^\circ$ bzw. $\alpha = 45^\circ$ Schiefe geprüft wurden.

2. Versuche an schlanken Stahlbetonstützen

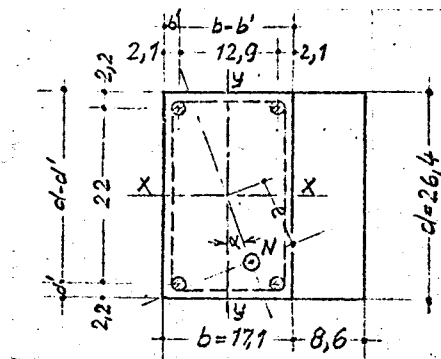
Das Versuchsprogramm sieht insgesamt 18 Großversuche an 5 m langen Stahlbetonstützen vor.

Im ersten Versuchsabschnitt wurden 10 Stützen mit quadratischem Querschnitt (17 cm x 17 cm) hergestellt und unter verschiedenen Exzentrizitäten und verschiedener Schiefe der Lasteintragung bei beiderseits gelenkiger Endlagerung geprüft.

Im zweiten Versuchsabschnitt waren weitere 8 Stützen mit nicht-quadratischem Rechteckquerschnitt (17 cm x 26 cm) geplant, die in gleicher Weise untersucht werden sollten. Mit den bisher zur Verfügung stehenden Mitteln konnte jedoch aus dieser Reihe erst ein Stützenversuch durchgeführt werden.

Eine Übersicht über Stützenabmessungen, Bewehrung, Schlankheit und Lastexzentrizität der Versuche des ersten Versuchsabschnittes (S IIIa - S Vb) gibt Tabelle 1. In Tabelle 2 sind die Baustoffkennwerte zusammengestellt.

Bei dem einzigen bisher durchgeführten Versuch mit Rechteckquerschnitt (S VI) wurde eine Schiefe von $\alpha = 22,5^\circ$ und eine Lastausmitte von $\frac{e}{b} = 0,51$ bzw. $\frac{e}{d} = 0,33$ gewählt (s. Skizze)



III. Versuchsergebnisse

In diesem Zwischenbericht soll nur auf die Ergebnisse der bisher durchgeführten Großversuche eingegangen werden. Die Darstellung der Ergebnisse der Prismenversuche wird z.Zt. für den Abschlußbericht in geeigneter Form vorbereitet.

Zum Vergleich mit den rechnerischen Überlegungen sind in erster Linie die Traglasten der Stützenversuche von Interesse. In Bild 1 (vgl. Anhang) sind die Traglasten als bezogene Bruchspannungen $\sigma_K / 0,85 \cdot R_w$ in Abhängigkeit von der bezogenen schiefen Ausmitte e/b für die Stützen mit quadratischem Querschnitt dargestellt. Darin sind die wichtigsten Parameter jedes Versuchs (α und μ_{ges}) besonders angegeben und die einander zugeordneten Versuchstraglasten durch einen Kurvenzug verbunden.

Die Betonverformungen wurden in mehreren Querschnitten, besonders in Stützenmitte und in den Viertelpunkten mittels Setzdehnmessern und Dehnmeßstreifen bei jeder Laststufe gemessen. In den Bildern 2, 3 und 4 sind die Dehnungen in den Querschnittsecken für die Stützenmitte in Abhängigkeit von der mittleren Druckspannung $\sigma_0 = \frac{N}{F}$ aufgetragen.

Mit den gemessenen Dehnungen läßt sich der Verlauf der Nulllinie für alle Laststufen bestimmen, wie in den beiliegenden Bildern 5, 6 und 7 dargestellt. Es zeigt sich, daß die Nulllinien verschiedener Laststufen bei den quadratischen Querschnitten parallel verlaufen, jedoch im allgemeinen nicht senkrecht zur Lastebene stehen. Im Sonderfall der Lasteintragung auf der Querschnittsdiagonalen, d.h. $\alpha = 45^\circ$, stellen sich die Nulllinien erwartungsgemäß senkrecht zur Lastebene ein (s. Bild 5).

Ferner wurden die Stützensausbiegungen in Stützenmitte und im unteren Viertelpunkt in zwei zueinander senkrecht stehenden Richtungen festgehalten. Durch zweckmäßige Anordnung der Meßuhren konnten auch die mit zunehmender Last ansteigenden Querschnittsverdrehungen verfolgt werden. Diese waren jedoch in allen untersuchten Fällen vernachlässigbar klein. Eine typische Darstellung für den Anstieg der Stützensausbiegungen mit zunehmender Belastung zeigt Bild 8.

IV. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Überlegungen

Im Rahmen einer theoretischen Studie wurde ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit schlanker Stahlbetonstützen unter schiefer Biegung mit Achsdruck entwickelt.

Diesem neuen Verfahren lag die Vorstellung zugrunde, Rechengrößen für die Stützenschlankheit und die Ausmitte für beliebige Schiefe der Lasteintragung abzuleiten. Die Rechengrößen $s_{k,r}$ und e_r lassen sich i.a. wie folgt ausdrücken:

$$\frac{e_r}{b} = k_1 \cdot \frac{e}{b} \quad \text{und} \quad \frac{s_{k,r}}{b} = k_2 \cdot \frac{s_k}{b}, \quad \text{wobei}$$

$$k_1 = \left[\cos^n \vartheta + \left(\frac{b}{d}\right)^n \cdot \sin^n \vartheta \right]^{1/n},$$

$$k_2 = 1 / \sqrt{\sin^2 \alpha + \left(\frac{d}{b}\right)^2 \cos^2 \alpha},$$

$$\tan \vartheta = e_y / e_x \quad \text{und}$$

$$\tan \alpha = \frac{e_x}{e_y} \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2$$

bedeuten.

Der Exponent n ist eine Funktion von μ_{ges}/β_R . Näherungsweise darf $n = 1$ angenommen werden.

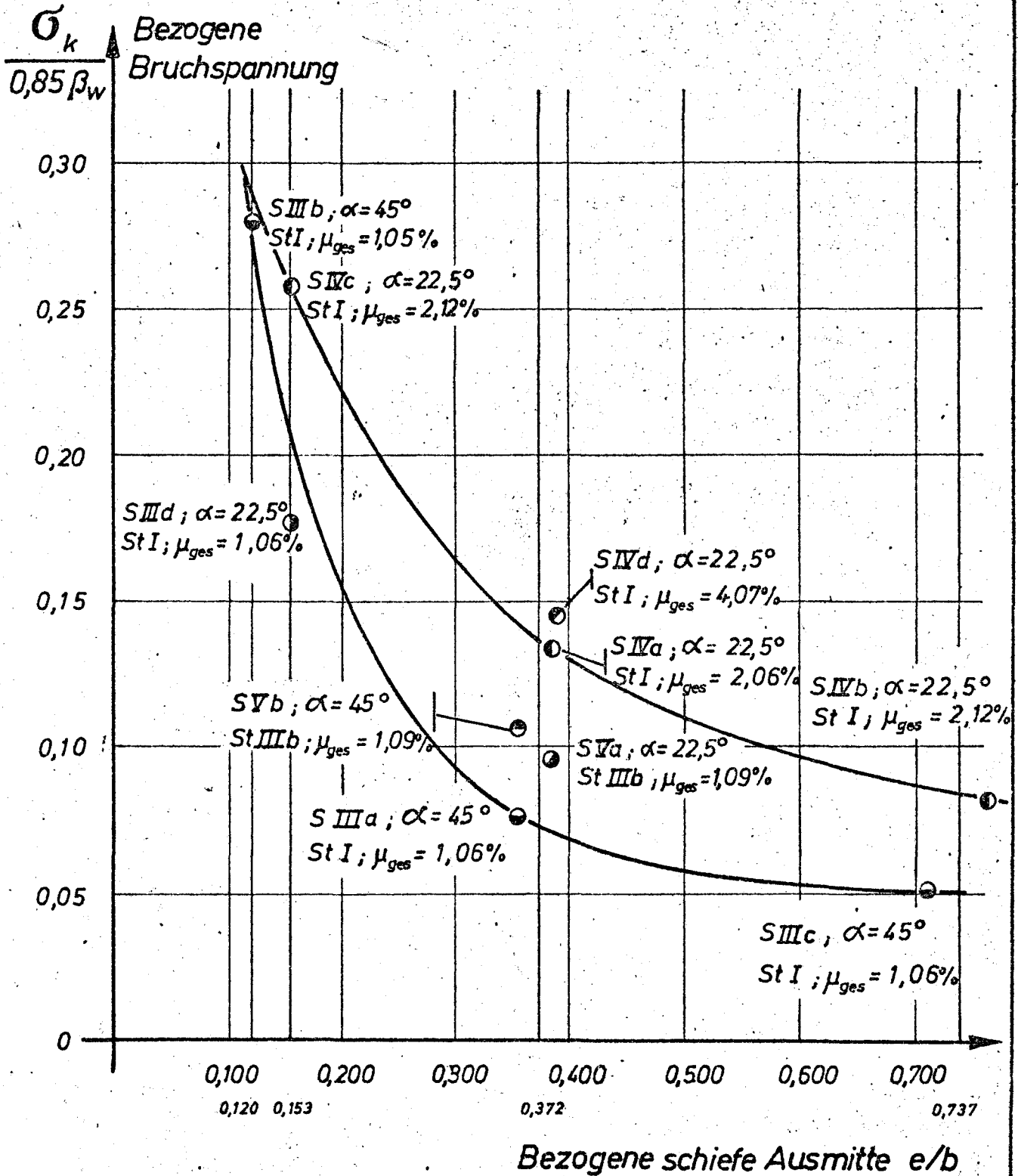
Im weiteren Rechengang ist der Knicksicherheitsnachweis genau wie bei einachsiger Beanspruchung durchzuführen. Die Bemessungshilfen sowie die Traglastdiagramme für einachsiges Biegeknicken können somit unter Einführung der Rechengrößen e_r/b und $s_{k,r}/b$ zur Berechnung der zulässigen Last bzw. der Traglast der schief ausmittig gedrückten Stützen verwendet werden.

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Stützenversuche sind in Tabelle 3 angegeben. Das Verhältnis der rechnerischen Traglast $N_{k,r}$ zu der im Versuch gemessenen Traglast $N_{k,v}$ zeigt die Brauchbarkeit dieses Näherungsverfahrens.

Verzeichnis der Anlagen:

- Bild 1: Darstellung der Versuchsergebnisse der Stützen, Versuch S III, S IV und S V.
- Bild 2: Betonrandverformungen in Stützenmitte, Versuch S IIIa
- Bild 3: Betonrandverformungen in Stützenmitte, Versuch S IVb
- Bild 4: Betonrandverformungen in Stützenmitte, Versuch S VI
- Bild 5: Spannungsnulllinie in Stützenmitte, Versuch S IIIa
- Bild 6: Spannungsnulllinie in Stützenmitte, Versuch S IVb
- Bild 7: Spannungsnulllinie in Stützenmitte, Versuch S VI
- Bild 8: Stützensausbiegung, Versuch S IV d
- Tabelle 1: Stützenversuche - Abmessungen und Lasteintragung
- Tabelle 2: Stützenversuche - Baustoffkennwerte
- Tabelle 3: Zusammenstellung der Stützenversuche.

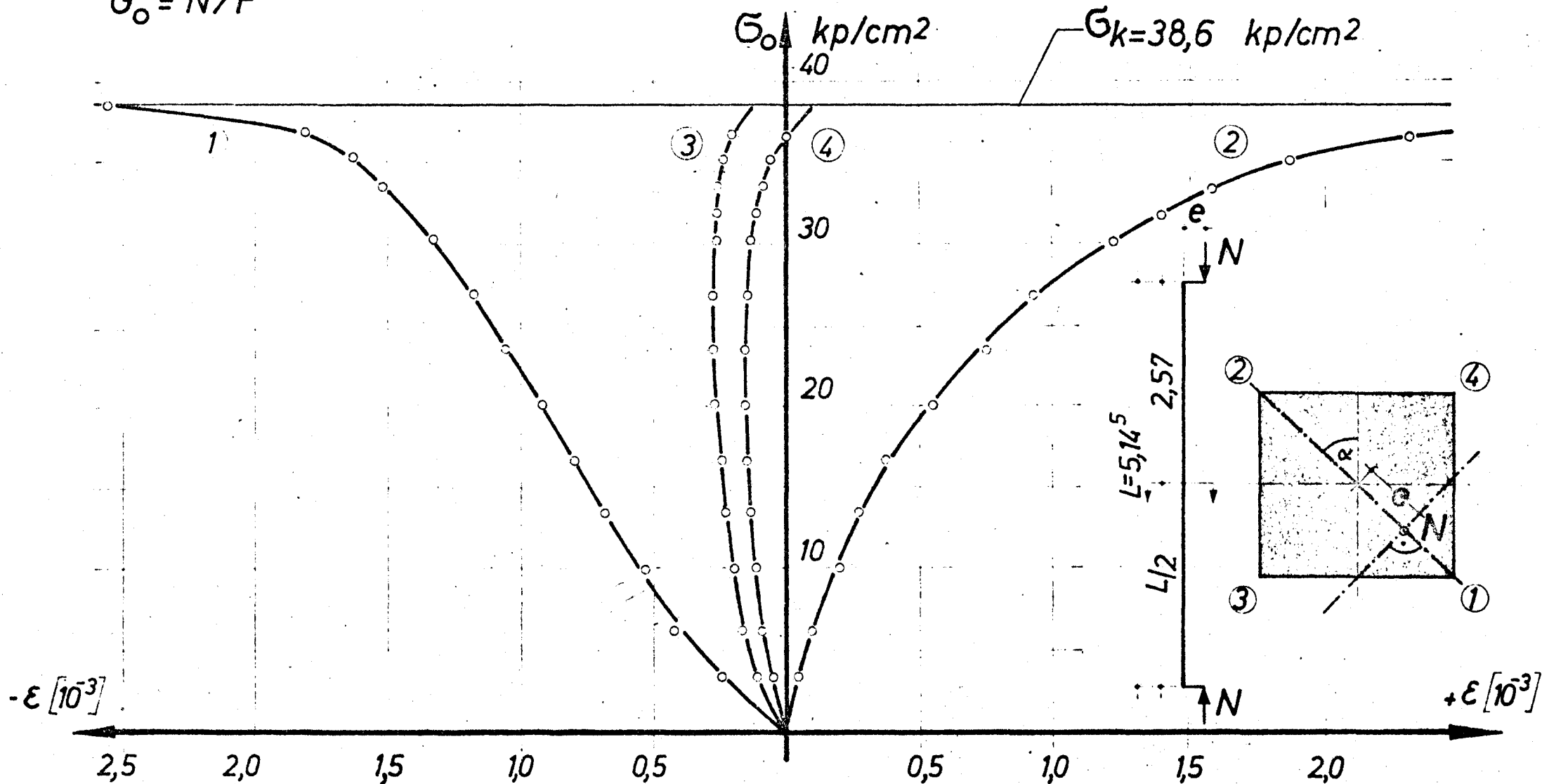
Bild 1: Darstellung der Versuchsergebnisse
 der Stützen SIII, SIV, SV
 (quadratischer Querschnitt)



Versuch S III-a

$\mu_{ges} = 1,06\%$; St I ; $L_K/b = 29,8$
 $\alpha = 45^\circ$; $e = 6,1\text{cm}$; $e/b = 0,354$
 $F = 298\text{ cm}^2$; $\beta_w = 600\text{ kp/cm}^2$
 $G_o = N/F$

Bild 2: Betonrandverformungen in Stützenmitte



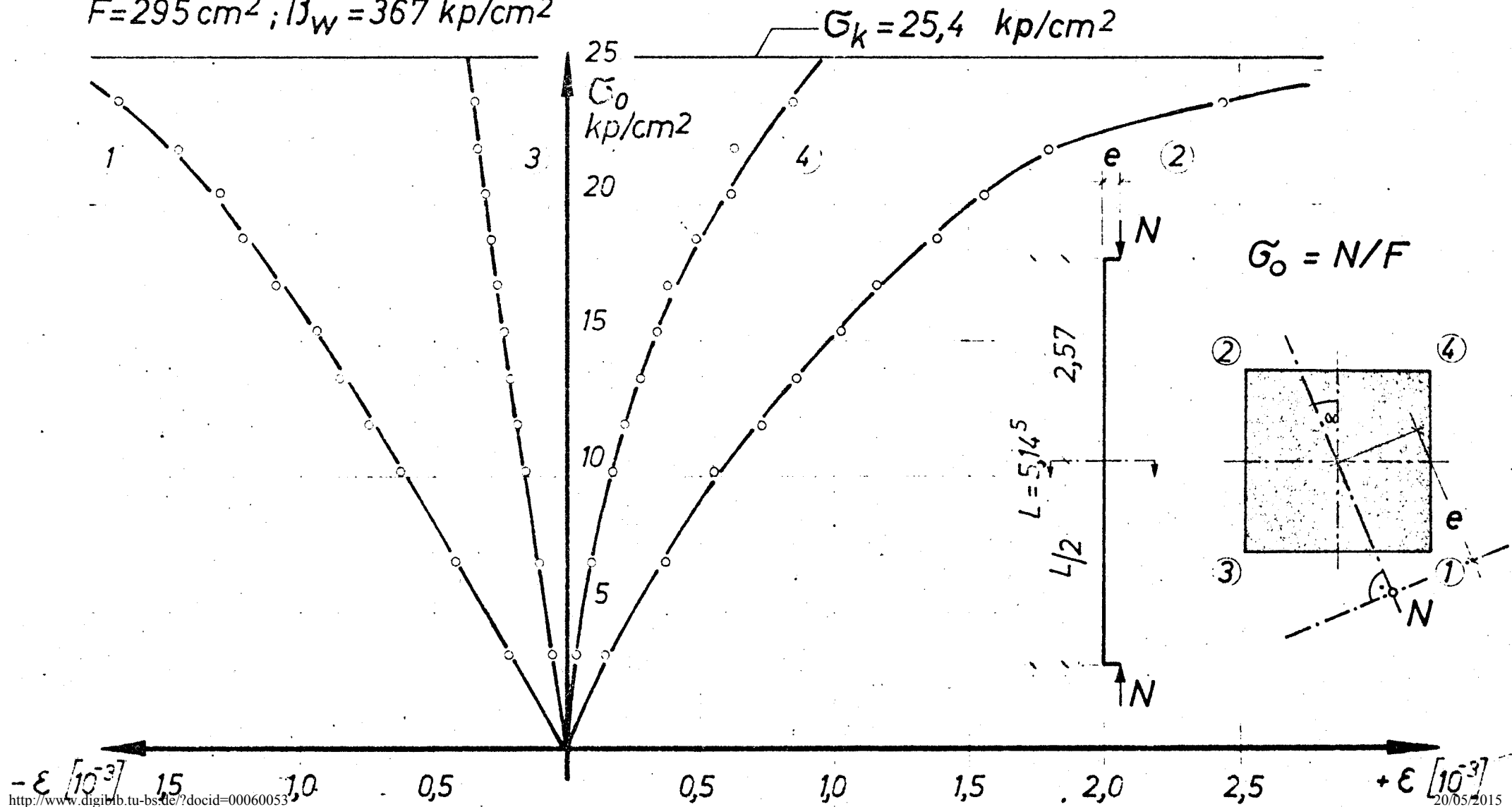
Versuch S IV-b

$\mu_{ges} = 2,12\%$; St I; $L_K/b = 30,0$

$\alpha = 22,5^\circ$; $e = 13,1\text{cm}$; $e/b = 0,764$

$F = 295\text{ cm}^2$; $\beta_W = 367\text{ kp/cm}^2$

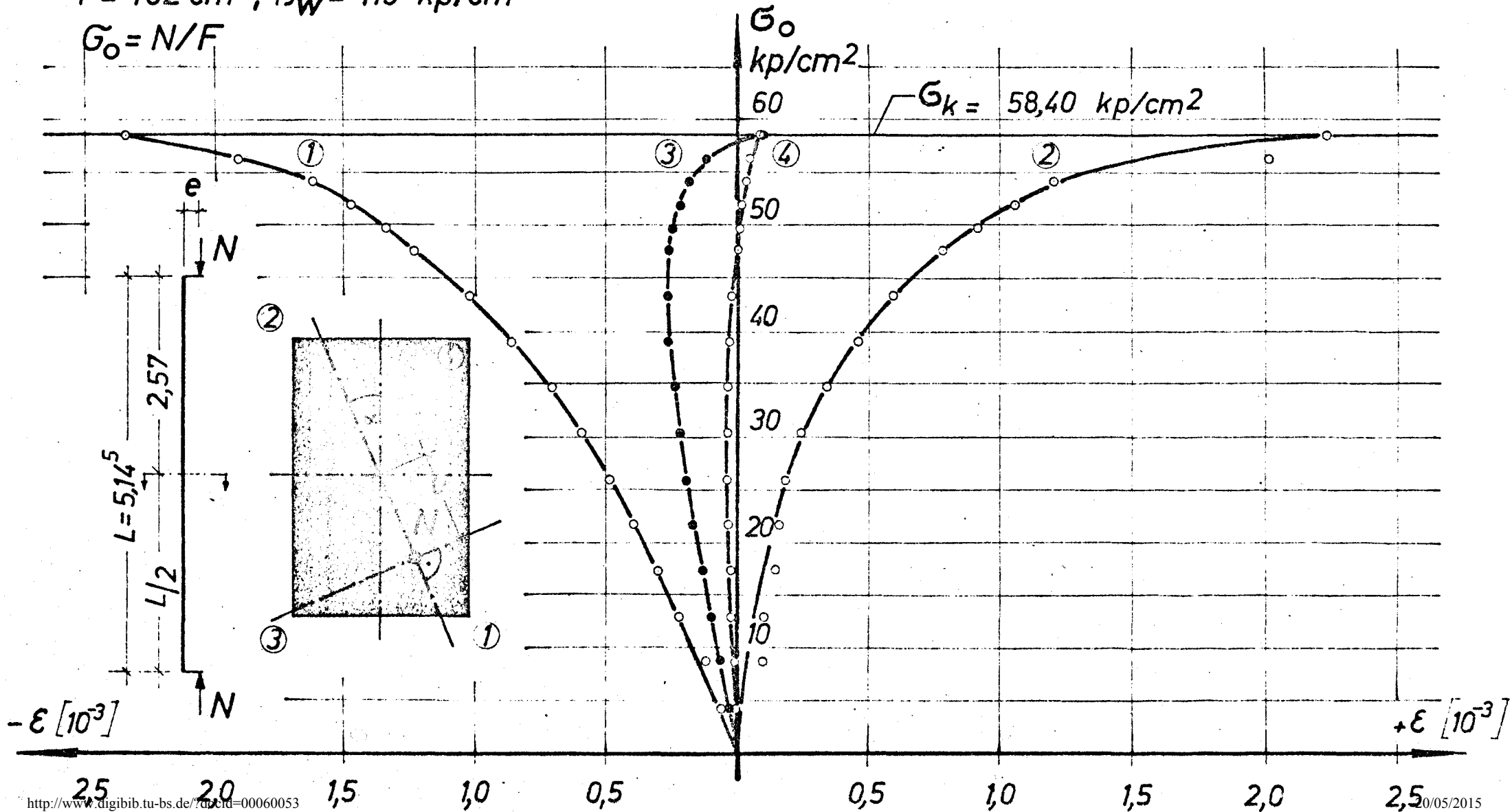
Bild 3: Betonrandverformungen in Stützenmitte



Versuch S VII

$\mu_{ges} = 0,99$; St III; $L_K/b = 29,8$
 $\alpha = 22,5^\circ$; $e = 8,8 \text{ cm}$; $e/b = 0,510$
 $F = 462 \text{ cm}^2$; $\beta_W = 419 \text{ kp/cm}^2$
 $G_0 = N/F$

Bild 4: Betonrandverformungen in Stützenmitte



Lastst.	σ_0 kp/cm ²
I	10,0
II	16,7
III	23,4
IV	30,1
V	36,8

Versuch SIII-a

$\mu_{ges} = 1,06 \%$; St I; $L_K/b = 29,8$
 $\alpha = 45^\circ$; $e = 6,1 \text{ cm}$; $e/b = 0,354$
 $F = 17,3 \times 17,3 = 299 \text{ cm}^2$
 $\beta_w = 600 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_K = 38,6 \text{ kp/cm}^2$

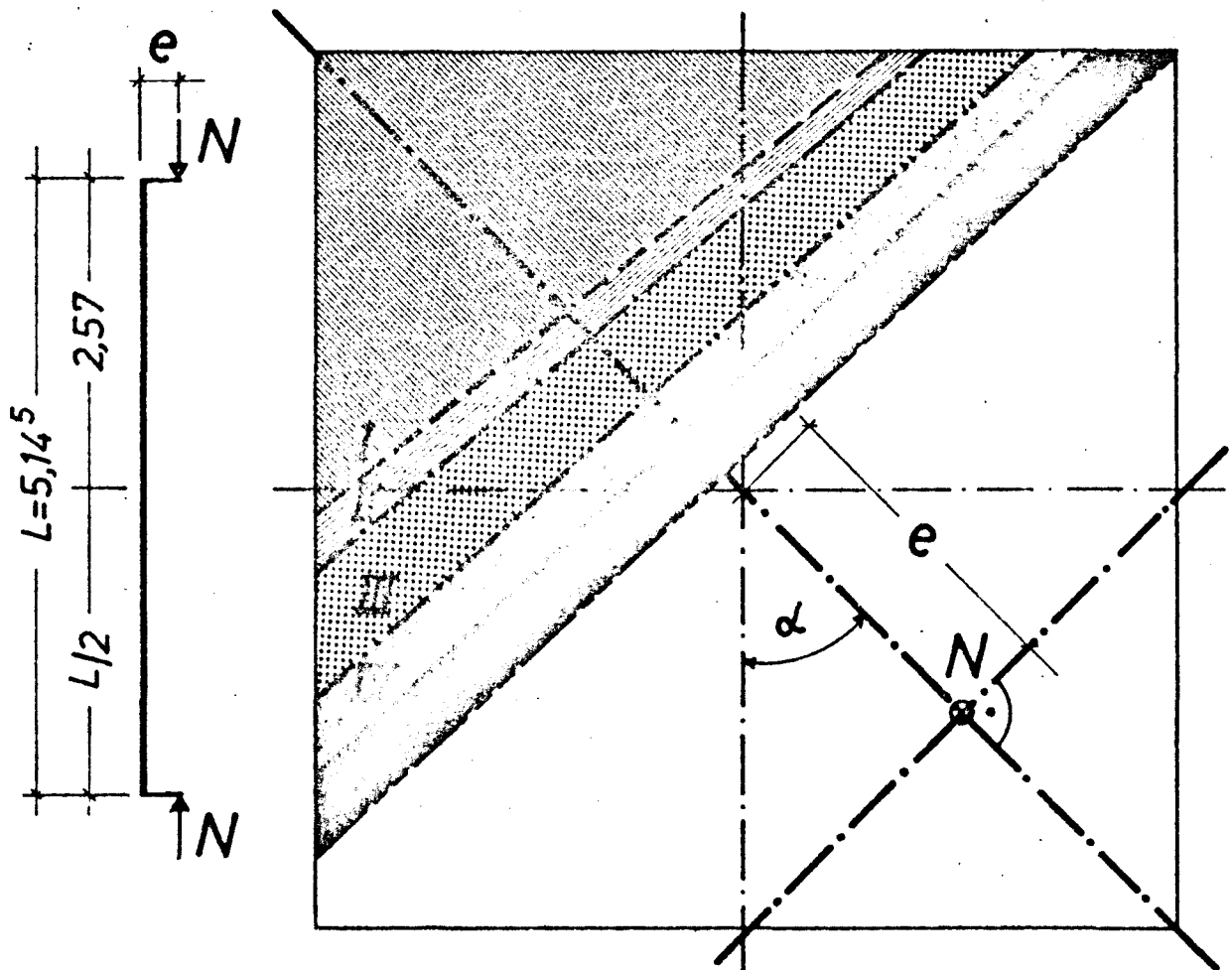


Bild 5:
 Spannungsnulldlinie in Stützenmitte

Lastst.	σ_0 kp/cm ²
I	3,4
II	13,6
III	20,3
IV	23,7

Versuch SIV-b

$$\mu_{ges} = 2,12\%; \text{St I}; L_K/b = 30,0$$

$$\alpha = 22,5^\circ; e = 13,1 \text{ cm}; e/b = 0,764$$

$$F = 17,2 \times 17,2 = 295 \text{ cm}^2$$

$$\beta_w = 367 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_k = 25,4 \text{ kp/cm}^2$$

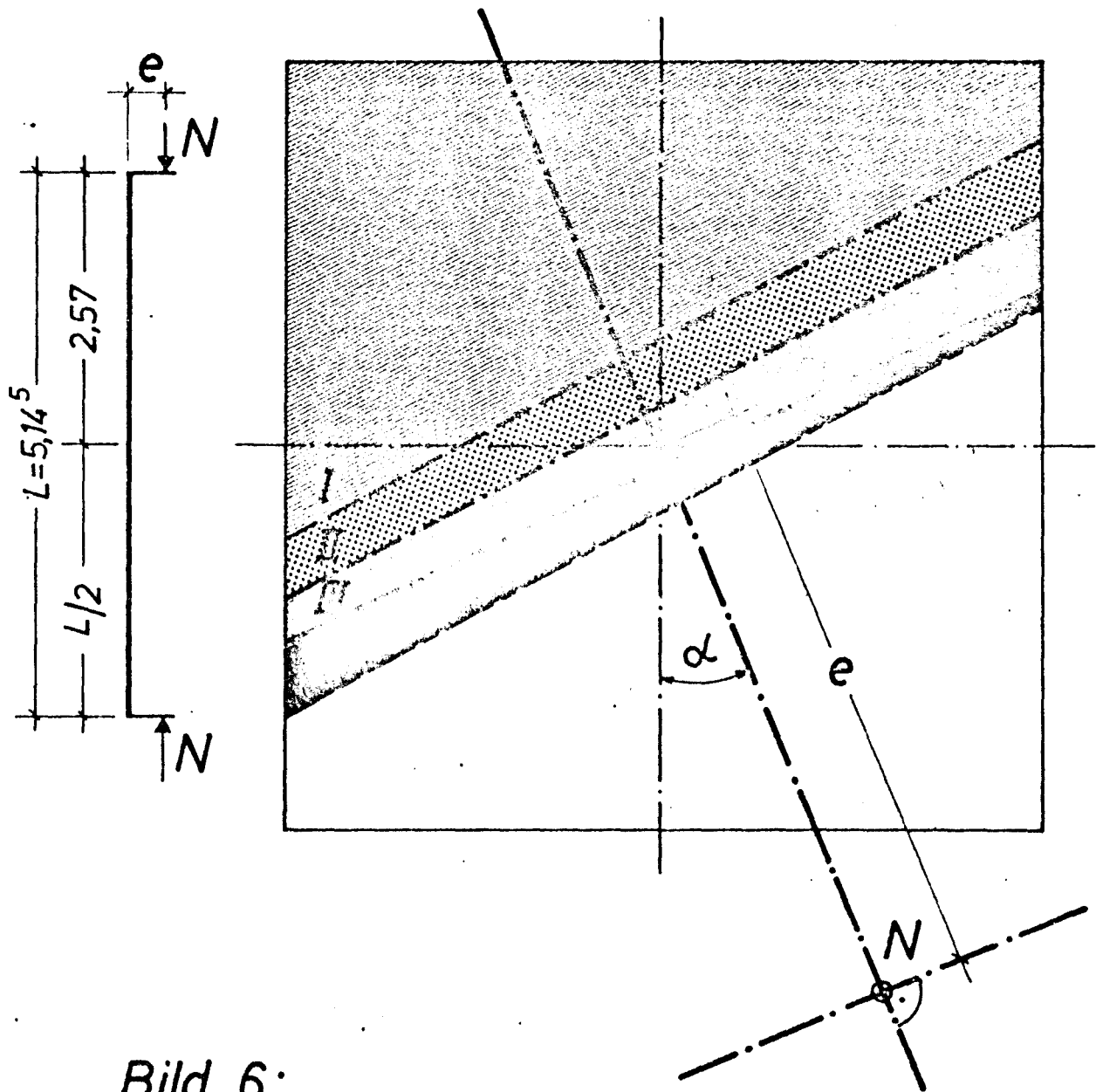


Bild 6:
Spannungsnulllinie in Stützenmitte

Lastst.	σ_0 kp/cm ²
I	4.3
II	12.9
III	38.9
IV	56.2

Versuch S VI

$\mu_{ges} = 0,99\%$; St III; $L_K/b = 29,8$

$\alpha = 22,5^\circ$; $e = 8,8\text{cm}$; $e/b = 0,510$

$F = 17,3 \times 26,8 = 462\text{cm}^2$

$\beta_w = 419\text{kp/cm}^2$

$\sigma_k = 58,4\text{kp/cm}^2$

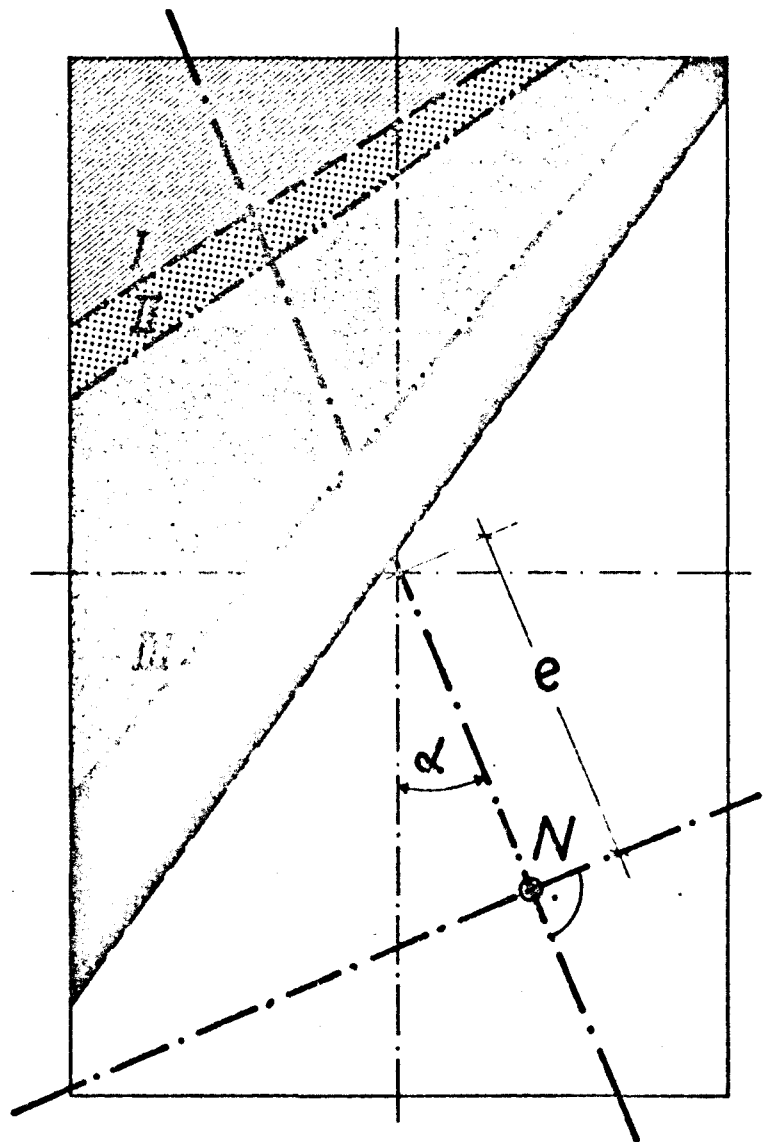
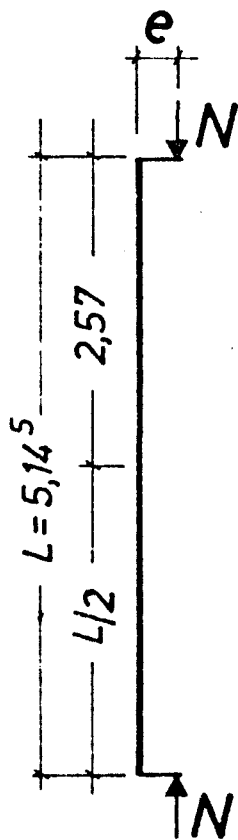


Bild 7:
Spannungsnulllinie in Stützenmitte

Versuch S IV-d

$\mu_{ges} = 4,07\%$; St I;
 $\alpha = 22,5^\circ$; $e = 6,7\text{cm}$; $e/b = 0,39$
 $F = 303\text{cm}^2$; $\sigma_k = 74,0\text{kp/cm}^2$
 $\beta_w = 600, \text{kp/cm}^2$; $\frac{\sigma_k}{0,85\beta_w} = 0,145$

Stützensausbiegung

Bild 8

Meßgerät: Meßuhren

Messung: in Stützenmitte y_2 ○ — ○ + — + x_3
 im Viertelpunkt y_3 ● — ●

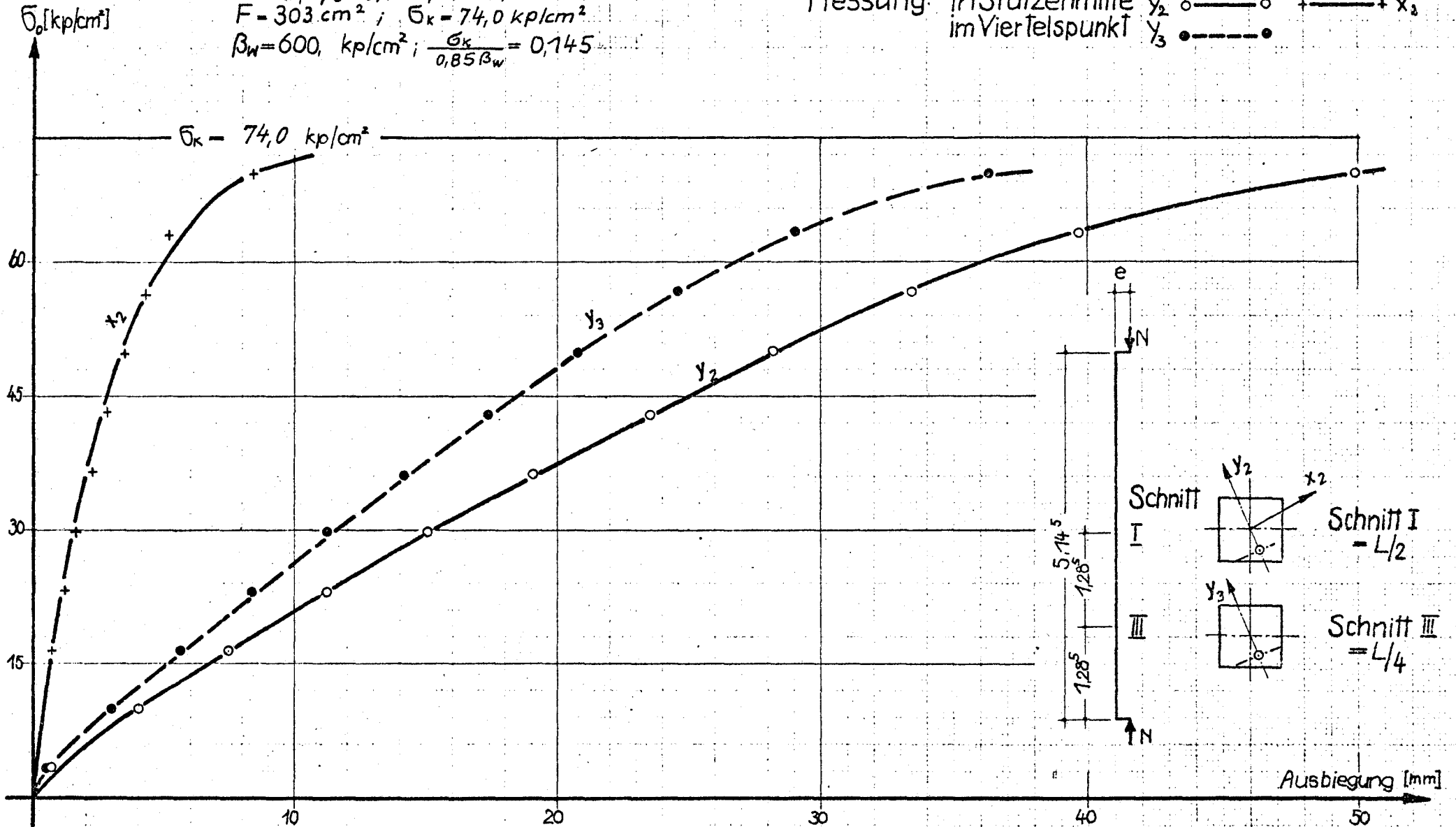
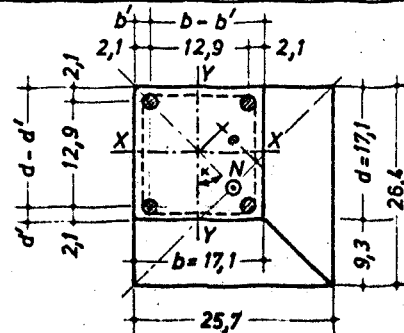


Tabelle 1

S T O T Z E N V E R S U C H E

Abmessungen und Lasteintragung

Ver- such	Stützenabmessungen						Bewehrung						Schlankheit		Exzentrizität					
	b	d	$F_b = b \cdot d$	l	La- ger	L_k [5]+[6]	Gü- te	\varnothing	ΣFe	längs μ_{ges}	$\frac{b'}{b}$	$\frac{d'}{d}$	Bügel \varnothing	a	$\frac{L_k}{b}$	$\frac{L_k}{d}$	α	e	$\frac{e}{b}$	$\frac{e}{d}$
	cm	cm	cm ²	cm	cm	cm	St.	mm	cm ²	%v.F _b			mm	cm			°	cm		
1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
S IIIa	17,25	17,30	298,4	498,0	16,5	514,5	I	10	3,18	1,06	0,122	0,123	6	13,1	29,8	29,7	45,0	6,1	0,354	0,353
S IIIb	17,10	17,70	302,5	498,5	16,0	514,5	I	10	3,18	1,05	0,117	0,130	6	13,1	30,1	29,1	45,0	2,1	0,123	0,119
S IIIc	17,15	17,50	300,1	498,0	16,5	514,5	I	10	3,18	1,06	0,117	0,124	6	13,1	30,0	29,4	45,0	12,2	0,711	0,697
S III d	17,20	17,45	300,1	498,0	16,5	514,5	I	10	3,18	1,06	0,122	0,128	6	13,1	29,9	29,5	22,5	2,6	0,151	0,149
S IV a	17,30	17,50	302,8	498,0	16,5	514,5	I	14	6,24	2,06	0,145	0,149	6	13,1	29,7	29,4	22,5	6,6	0,382	0,377
S IV b	17,15	17,20	295,0	498,5	16,0	514,5	I	14	6,24	2,12	0,140	0,141	6	13,1	30,0	29,9	22,5	13,1	0,764	0,762
S IV c	17,10	17,20	294,1	498,0	16,5	514,5	I	14	6,24	2,12	0,135	0,137	6	13,1	30,1	29,9	22,5	2,6	0,152	0,151
S IV d	17,20	17,60	302,7	498,0	16,5	514,5	I	20	12,32	4,07	0,172	0,179	8	13,1	29,9	29,2	22,5	6,7	0,390	0,381
S V a	17,30	17,30	299,3	498,5	16,0	514,5	III	10	3,27	1,09	0,142	0,142	6	13,1	29,7	29,7	22,5	6,6	0,387	0,387
S V b	17,30	17,35	300,2	498,0	16,5	514,5	III	10	3,27	1,09	0,139	0,140	6	13,1	29,7	29,7	45,0	6,1	0,353	0,352



Soll - Abmessungen
der Stützenversuche
S III, S IV, S V

$F_b = b \cdot d = 17,1 \cdot 17,1 = 292,4 \text{ cm}^2$
 $\alpha =$ Winkel zwischen Lastebene
und Hauptachse y

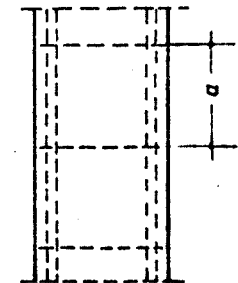


Tabelle 2

STÜTZENVERSUCHE

Baustoffkennwerte

Versuch	hergestellt	geprüft	Beton- alter	Betonfestigkeit nach 28 Tagen			Betonfestigkeit beim Versuch			Stahlfestigkeit			
				B_w	B_p	E_b	B_w	B_p	E_b	Güte	ϕ	B_s	B_u
	Datum	Datum	Tage	kp/cm ²	kp/cm ²	Mp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	Mp/cm ²	St	mm	kp/cm ²	kp/cm ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
S III a	20.4.66	10.11.67	570	517	442	336	600	422	348	I	10	2998	4280
S III b	3.5.66	13.12.66	224	401	303	286	461	332	265	I	10	2998	4280
S III c	16.5.66	11. 4.67	330	-	-	-	418	328	279	I	10	2998	4280
S III d	30.9.66	15. 1.68	472	427	345	306	487	358	291	I	10	2998	4280
S IV a	1.3.66	23. 1.68	693	361	274	261	381	269	249	I	14	2735	3922
S IV b	17.3.66	2. 9.68	899	344	297	283	367	297	292	I	14	2735	3922
S IV c	31.3.66	27. 8.68	879	433	354	311	460	364	314	I	14	2735	3922
S IV d	13.12.66	26. 1.68	409	568	436	311	600	426	322	I	20	2704	4183
S V a	25.7.68	29. 8.68	35	487	337	318	513	349	322	III	10	4528	5177
S V b	22.11.66	5. 7.68	590	571	444	332	554	424	377	III	10	4528	5177

Tabelle 3: Zusammenstellung der Stützenversuche

Versuch	Stützenabmessungen					Beton			Bewehrung						Schlankheit		Exzentrizität			Tragla (gemes)				
	b	d	F _b	l	L _k	Alter	β _w ¹⁾	β _p ²⁾	Güte	Anzahl	∅	μ _{ges}	d/d b/b	β _s	Güte	∅	a	L _k /b	L _{k,r} /b ³⁾	∫	e	e _r /b ⁴⁾	N _{k,v}	σ _{k,v}
	cm	cm	cm ²	cm	cm	Tage	kp/cm ²	kp/cm ²	St.	—	mm	% v. F _b	—	kp/cm ²	St.	mm	cm	—	—	°	cm	—	Mp	kp
III a	17,25	17,30	298,43	498,0	514,5	574	600	422	I	4	10	1,06	0,122	2998	I	6	13,1	29,8	29,8	45	6,11	0,403	11,5	
III b	17,10	17,70	302,50	498,5	„	224	461	331	„	„	„	1,05	„	„	„	„	„	30,0	30,0	„	2,05	0,138	33,2	10
III c	17,15	17,50	300,13	498,0	„	323	418	328	„	„	„	1,06	„	„	„	„	„	„	„	„	12,23	0,822	5,4	
III d	17,20	17,45	300,14	„	„	472	487	358	„	„	„	„	„	„	„	„	„	29,9	29,9	22,5	2,64	0,168	22,0	7
IV a	17,30	17,50	302,75	„	„	693	381	269	„	„	14	2,06	0,134	2735	„	„	„	29,7	29,7	„	6,62	0,437	13,0	4
IV b	17,15	17,20	294,98	498,5	„	899	367	297	„	„	„	2,12	„	„	„	„	„	30,0	30,0	„	13,07	0,869	7,5	2
IV c	17,10	17,20	294,12	498,0	„	879	460	364	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	2,63	0,173	29,6	10
IV d	17,20	17,60	302,72	„	„	409	600	426	„	„	20	4,06	0,151	2704	„	8	„	29,9	29,9	„	6,66	0,447	22,4	7
V a	17,30	17,30	299,29	498,5	„	35	513	349	III b	„	10	1,10	0,122	4528	„	6	„	29,7	29,7	„	6,62	0,421	12,5	4
V b	17,30	17,35	300,16	498,0	„	590	554	424	„	„	„	1,08	„	„	„	„	„	„	„	„	6,13	0,385	15,0	5

1) Wurfelfestigkeit bei Versuch

2) Prismenfestigkeit bei Versuch

3) $\frac{L_{k,r}}{b} = K_2 \frac{L_k}{b}$

4) $\frac{e_r}{b} = K_1 \frac{e}{b}$

Mittelwert

Standarda.

Variations:

Annenstellung der Stützenversuche

Abmessungen			Beton			Bewehrung						Schlankheit		Exzentrizität			Traglast (gemessen)		rechnerische Traglast	$\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{kv}}$			
F_b	l	L_k	Alter	$\beta_w^{1)}$	$\beta_p^{2)}$	Güte	Anzahl	\varnothing	μ_{ges}	d/d b/b	β_s	Güte	\varnothing	a	L_k/b	$L_{kr}/b^{3)}$	γ	e	$e_r/b^{4)}$	$N_{k,v}$	$\sigma_{k,v} = N_{k,v}/F_b$	$\sigma_{kr} = N_{kr}/F_b$	$\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{kv}}$
cm ²	cm	cm	Tage	kp/cm ²	kp/cm ²	St.	—	mm	% v. F_b	—	kp/cm ²	St.	mm	cm	—	—	°	cm	—	Mp	kp/cm ²	kp/cm ²	—
298,43	498,0	514,5	574	600	422	I	4	10	1,06	0,122	2998	I	6	13,1	29,8	29,8	45	6,11	0,403	11,5	38,7	35,9	0,93
302,50	498,5	"	224	461	331	"	"	"	1,05	"	"	"	"	"	30,0	30,0	"	2,05	0,138	33,2	109,8	95,0	0,86
300,13	498,0	"	323	418	328	"	"	"	1,06	"	"	"	"	"	"	"	"	12,23	0,822	5,4	18,0	16,1	0,90
300,14	"	"	472	487	358	"	"	"	"	"	"	"	"	"	29,9	29,9	22,5	2,64	0,168	22,0	73,3	81,7	1,11
302,75	"	"	693	381	269	"	"	14	2,06	0,134	2735	"	"	"	29,7	29,7	"	6,62	0,437	13,0	42,9	48,7	1,13
294,98	498,5	"	899	367	297	"	"	"	2,12	"	"	"	"	"	30,0	30,0	"	13,07	0,869	7,5	25,4	25,4	1,00
294,12	498,0	"	879	460	364	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	2,63	0,173	29,6	100,6	120,0	1,20
302,72	"	"	409	600	426	"	"	20	4,06	0,151	2704	"	8	"	29,9	29,9	"	6,66	0,447	22,4	74,0	85,2	1,15
299,29	498,5	"	35	513	349	III b	"	10	1,10	0,122	4528	"	6	"	29,7	29,7	"	6,62	0,421	12,5	41,8	40,5	0,95
300,16	498,0	"	590	554	424	"	"	"	1,08	"	"	"	"	"	"	"	"	6,13	0,385	15,0	50,0	46,3	0,93

Zeit bei Versuch

Genauigkeit bei Versuch

Mittelwert $\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{kv}} = 1,016$

Standardabweichung $S = 12,1 \%$

Variationskoeffizient $V = 11,9 \%$