

Experimentelle Untersuchungen
zum Einfluß der Führung der
Längsbewehrung von verbundlos vor-
gespannten Stahlbetonträgern sowie zu
deren Tragverhalten im Auflagerbereich

T 2610

T 2610

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

Technische Universität Berlin

Fachgebiet Stahlbetonbau

Schlußbericht zum Forschungsvorhaben

**Experimentelle Untersuchungen zum Einfluß
der Führung der Längsbewehrung
von verbundlos vorgespannten
Stahlbetonträgern sowie zu deren
Tragverhalten im Auflagerbereich.**

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Manfred Specht

Dr.-Ing. Johannes Vielhaber

Dr.-Ing. Thomas Storch

Dipl.-Ing. Michael Kramp

Berlin, im April 1994

1. Allgemeines	3
1.1 Problemstellung	3
1.2 Zielsetzung	5
2. Schubtragmodelle	6
2.1 DIN 4227	6
2.2 Bemessungsvorschlag von Wölfel	10
2.3 Eurocode 2	14
2.4 Das dreigeteilte Querkraft-Tragmodell nach Specht	17
2.5 Bemessungsmodell von Kordina und Hegger	21
3. Experimentelle Untersuchungen	27
3.1 Versuchskörperausbildung	27
3.2 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	29
3.3 Materialkennwerte	29
3.3.1 Beton	29
3.3.2 Beton- und Spannstähle	33
3.4 Bewehrungsführung	34
3.5 Versuchseinrichtungen	40
3.5.1 Prüfanlage	40
3.5.2 Lasteinleitung	41
3.5.3 Auflager	41
3.5.4 Meßtechnik	42
3.6 Versuchsdurchführung	44
3.7 Meßtechnik und Meßstellenanordnung	47
4. Rechnerische Biege- und Querkrafttragfähigkeit	48
4.1 Erwartetes Tragverhalten	48
4.2 Biegetragfähigkeit	48
4.2.1 VT 1 und VT 2	48
4.2.2 VT 3 und VT 4	51
4.2.3 VT 5 und VT 6	52
4.2.4 VT 7 und VT 8	54
4.3 Querkrafttragfähigkeit	56
4.3.1 Querkrafttragfähigkeit nach DIN 4227, Teil 1	56

4.3.2 Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2	57
4.3.3 Querkrafttragfähigkeit nach Specht	60
4.3.4 Querkrafttragfähigkeit nach Wölfel	63
4.3.5 Querkrafttragfähigkeit nach Kordina/Hegger	64
4.4 Zusammenstellung der rechnerischen Querkrafttraganteile	66
5. Versuchsergebnisse	70
5.1 Durchbiegungen	70
5.2 Rißverhalten	74
5.3 Zunahme der Spannstahlkräfte	82
5.4 Gemessene Zugkräfte der Betonstahl-Längsbewehrung	84
5.5 Dehnungen und Zugkräfte der Bügelbewehrung	100
5.6 Bestimmung vorhandener Zugkraftlinien und Ermittlung eines Versatzmaßes	111
6. Zusammenfassung	120

1. Allgemeines

1.1 Problemstellung

Mit dem Teil 6 der DIN 4227 - Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund - hat der Deutsche Ausschuß für Stahlbetonbau die Praxisanwendung dieser Bauart gefördert. Die verbundlose Vorspannung ist besonders sinnvoll in Verbindung mit der teilweisen Vorspannung, da durch den erhöhten Betonstahlbedarf einerseits und durch den werkseitig aufgetragenen Korrosionsschutz robuste und wirtschaftliche Tragwerke entstehen.

Die Bemessung von Bauteilen muß, wie bei jeder anderen Bauart, auch bei teilweiser Vorspannung ohne Verbund eine ausreichende Bruchsicherheit und ein einwandfreies Gebrauchsverhalten sicherstellen, wobei jedoch aus dem unterschiedlichen Tragverhalten Besonderheiten zu beachten sind.

Der Teil 6 der DIN 4227 läßt als Schubtragmodell für verbundlos vorgespannte Träger sowohl das Bogen-Zugband- als auch das Fachwerkmodell zu. Beide Modelle führen jedoch zu unterschiedlichen Bewehrungsführungen.

Zum Vergleich wird zunächst ein Bauteil mit Spanngliedern im Verbund betrachtet. Entsprechend dem Fachwerkmodell (Bild 1.1) ändert sich die Zugkraft im Zuggurt über die Trägerlänge. Den schiefen Druckstreben wirken die Zugkräfte in den Bügeln und die Kräfte ΔZ im Zuggurt entgegen, die über Verbund vom Beton aufgenommen werden.

Bei verbundloser Vorspannung allein können die Kräfte ΔZ nicht auftreten, was schon durch die zugehörigen Reißbilder verdeutlicht wird. Die Risse verlaufen hier nahezu senkrecht (Bild 1.2).

Die schiefe Druckkraft des Bogens findet erst in der Verankerungsstelle des Zuggurtes ihr Widerlager. Bei dieser Ausbildung des Zuggurtes ist konsequent das Bogen-Zugband-Modell anzuwenden.

Im allgemeinen werden Träger neben Spanngliedern ohne Verbund auch eine Beton-

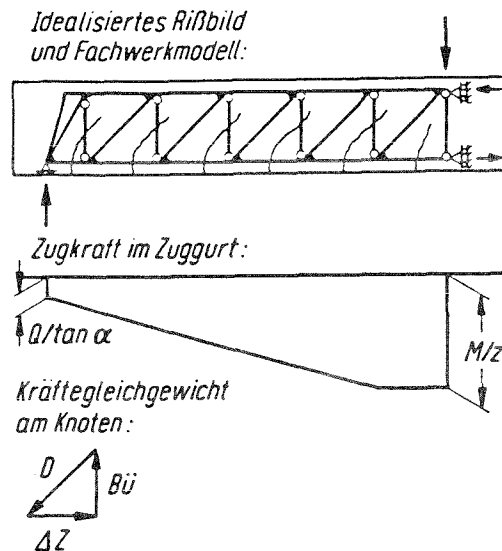


Bild 1.1: Schubbemessungsmodell - Fachwerkmodell für Bewehrung im Verbund

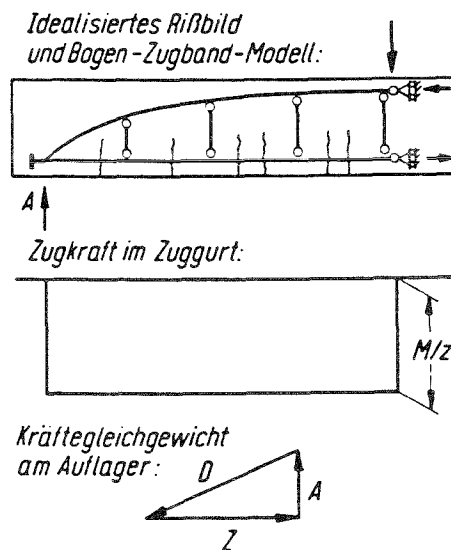


Bild 1.2: Schubbemessungsmodell - Bogen-Zugband-Modell für Spannglieder ohne Verbund

stahlbewehrung im Verbund enthalten, und zwar um so mehr schlaffe Bewehrung je geringer der Vorspanngrad bei Anwendung der teilweisen Vorspannung ist.

Bei der Ausführung von verbundlos vorgespannter und schlaffer Längsbewehrung, wie dies z.B. bei der Anwendung der teilweisen Vorspannung ohne Verbund der Fall ist, wird in der Regel eine Kombination von beiden vorgenannten Modellen empfohlen. Zwar läßt sich, wie auch die Versuche von Kordina/Hegger [7] zeigen,

das Tragverhalten vieler derartiger Konstruktionen mit Hilfe des Fachwerkmodells erklären. Das von Hegger vorgeschlagene Modell setzt aber wie bei Vorspannung mit Verbund voraus, daß die Zuggurkräfte entweder durch die Betonzugfestigkeit oder durch eine ausreichende, im Verbund liegende Längsbewehrung aufgenommen werden können.

Wie groß diese ausreichende Bewehrung bemessen sein muß, wie sie zu führen ist, d.h. wie möglicherweise eine Staffelung vorgenommen werden darf und welchen Einfluß eine abgestufte Bewehrung auf das Schubtragverhalten ausübt, wurde bislang nicht untersucht.

Einen ersten Ansatz für eine mögliche Aufteilung gibt Wölfel [1], der die dem Fachwerk zuzuweisende anteilige Querkraft aus dem Verhältnis der Momententragfähigkeit von Betonstahlbewehrung und verbundlosen Spanngliedern in Feldmitte errechnet. Eine experimentelle Absicherung dieser Annahme fehlt bisher noch.

1.2 Zielsetzung

Das vom Fachgebiet Stahlbetonbau am Institut für Baukonstruktionen und Festigkeit der Technischen Universität Berlin durchgeführte Forschungsvorhaben soll Aufschluß über die Bemessung und Bewehrungsführung von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund geben. Insbesondere sind Vorschläge hinsichtlich der Führung der im Verbund liegenden Betonstahlbewehrung, d. h. das Versatzmaß, zu erarbeiten. Daneben ist der Einfluß verschiedener Verhältnisse der Zugkräfte Z_z/Z_s auf das Tragmodell Bogen-Zugband bzw. Fachwerk zu untersuchen.

Gleichzeitig soll die Bestimmung in DIN 4227, Teil 6 überprüft werden, die besagt, daß für die Bemessung des Auflagerbereiches und die Begrenzung der dort auftretenden Druckspannungen das jeweilige der Berechnung zugrunde gelegte Tragmodell maßgebend ist. Da beide Modelle zu unterschiedlichen Beanspruchungen führen, ist eine derartige Regelung unbefriedigend.

2. Schubtragmodelle

2.1 DIN 4227

In DIN 4227, Teil 6 "Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund" sind als Schubtragmodelle für verbundlos vorgespannte Träger sowohl das Bogen-Zugband- als auch das Fachwerkmodell, ebenso eine Kombination aus beiden, zugelassen.

a) Druckstrebenneigung im Bruchzustand

Wird für den rechnerischen Bruchzustand als Berechnungsgrundlage das Fachwerkmodell angenommen, so ist nach DIN 4227, Teil 1 zu verfahren. Das klassische Fachwerkmodell von Mörsch legt eine Druckstrebenneigung von 45° zugrunde. Nach DIN 4227 werden als Nebentragwirkungen die Rißverzahnung und die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung durch eine fiktive, gegenüber dem Mörsch-Modell verminderte Druckstrebenneigung erfaßt. Diese verminderte Druckstrebenneigung ist ein reiner Rechenwert und stimmt weder mit der tatsächlichen noch mit der Schubrißneigung überein.

Die Wirkung der Vorspannung auf die Widerstandsgröße der Querkraft wird nur durch den vertikalen Anteil einer schrägen Vorspannkraft und die etwas günstigere Berechnung in Bereichen ohne Biegerisse (Zone a) erfaßt.

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit unterscheidet die DIN 4227, Teil 1 bekanntlich die Zone a und Zone b. Zone a gilt danach für alle Trägerbereiche, in denen sich Schubrisse nicht aus Biegerissen entwickeln. Entscheidungskriterium, ob ein Querschnitt in Zone a oder Zone b liegt, ist die im Zustand I erreichte Betonrandzugspannung. Bei Unterschreitung der zulässigen Spannung nach DIN 4227, Teil 1, Abschn. 12.3 liegt der Querschnitt in Zone a. Entsprechend der vorliegenden Zone ergibt sich die rechnerische Druckstrebenneigung.

Zone a:

$$\tan\theta = \tan\theta^I \cdot \left(1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_u}\right) \geq 0,4$$

Zone b:

$$\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_R} \geq 0,4$$

mit

$$\tau_u = \text{red.} Q_u \cdot \frac{S}{I_y} \cdot b_0$$

$$\tau_R = \frac{\text{red.} Q_u}{b_0 \cdot z}$$

Es bedeuten:

$\tan \vartheta$: Neigung der Hauptdruckspannungen gegen die Querschnittsnormale im Zustand I in der Schwerlinie des Trägers bzw. in Druckgurten am Anschnitt

τ_u : der Höchstwert der Schubspannung im Querschnitt aus Querkraft im rechnerischen Bruchzustand, ermittelt nach Zustand I [MN/m^2]

$\Delta \tau$: 60 % der Werte nach Tabelle 9, Zeile 50 [MN/m^2]

τ_R : Rechenwert der Schubspannung im rechnerischen Bruchzustand nach Zustand II [MN/m^2]

red. Q_u : reduzierte Querkraft im maßgebenden Querschnitt [MN]

S: Flächenmoment 1. Grades, bezogen auf die Schwerachse [cm^3]

I_y : Flächenmoment 2. Grades des Betonquerschnittes [cm^4]

z: Hebelarm der inneren Kräfte [m]

b_0 : minimale Querschnittsbreite in der Zugzone [cm]

Die unterschiedlichen Ausdrücke für $\tan \vartheta$ berücksichtigen verschieden große Anteile der Nebentragwirkungen. Bild 2.1 zeigt das Fachwerkmodell nach DIN 4227.

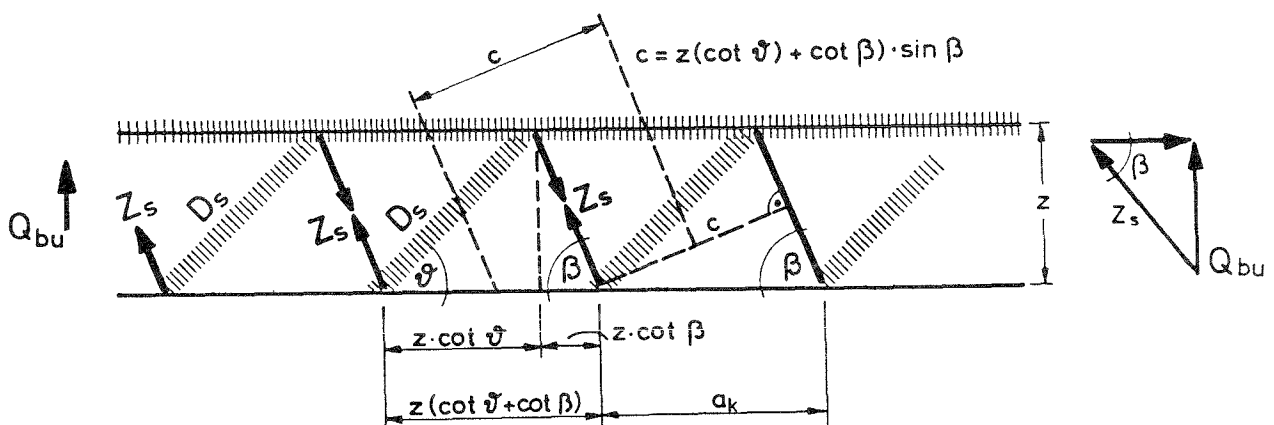


Bild 2.1: Fachwerkmodell nach DIN 4227, aus [13]

b) Bügelspannungen im Bruchzustand

Für senkrechte Bügel ergeben sich die Spannungen im rechnerischen Bruchzustand zu

$$\sigma_{s,Bü} = \frac{\text{red. } Q_u \cdot s_{Bü}}{z \cdot A_{s,Bü} \cdot \cot \vartheta}$$

Es bedeuten:

$s_{Bü}$: Bügelabstand [cm]

$A_{s,Bü}$: Bügelquerschnittsfläche [cm²]

c) Rechnerische Bruchquerkraft

Die rechnerische Bruchkraft ergibt sich aus dem Versagen der Schubbewehrung oder der Druckstrebe.

- Versagen der Schubbewehrung

$$\text{red. } Q_u = \beta_s \cdot z \cdot \cot \vartheta \cdot \frac{A_{s,Bü}}{s_{Bü}}$$

- Versagen der Druckstrebe

Zone a:
$$\text{red. } Q_u = \text{zul. } \sigma_{2,u}^{\text{II}} \cdot \frac{I_y \cdot b_o}{S} \cdot \sin \vartheta \cdot \sin(\vartheta + \beta)$$

Zone b:
$$\text{red. } Q_u = \text{zul. } \tau_R \cdot b_o \cdot z$$

Es bedeuten:

zul. $\sigma_{2,u}^{\text{II}}$: Obergrenze der schiefen Hauptdruckspannung nach Tabelle 9 in [8]

zul. τ_R : Grundwert der Schubspannung nach Tabelle 9 in [8]

Liegt Zone a vor, so ist die Hauptdruckspannung nachzuweisen.

d) Zugkraftdeckung

Die DIN 4227 macht keine genaueren Angaben in Bezug auf eine Zugkraftdeckung und verweist zur Festlegung eines Versatzmaßes auf DIN 1045. Danach würde man mit einem Versatzmaß $v = 1,0 \cdot h$ auf der sicheren Seite liegen. Leonhardt [12] führte jedoch bereits aus, daß bei Spannbetonträgern logischerweise aufgrund der flacher als 45° geneigten Druckstreben ein größeres Versatzmaß als bei Stahlbeton angesetzt werden muß. Desweiteren führt die Verringerung des Hebelarmes der inneren Kräfte durch die Druckgurtneigung zu den Auflagern hin zu einer Vergrößerung der Zuggurtkraft. Diese Folgen aus der Fachwerkwirkung können durch ein vom Schubdeckungsgrad abhängiges Versatzmaß v abgedeckt werden.

Schubdeckungsgrad nach Leonhardt [12]:

$$\eta = \frac{\tau_R - (1 + \kappa_u) \cdot \tau_{0D}}{\tau_R}$$

mit $\kappa_u = \frac{M_D}{M_u}$

$$\tau_{0D} = 0,11 \cdot \beta^{2/3}$$

Betongüte	B 25	B 35	B 45	B 55
τ_{0D} [MN/m ²]	1,0	1,2	1,4	1,6

Versatzmaß (bei vertikalen Bügeln):

$$v_{\text{eff}} = (1,2 - 0,7 \cdot \eta) \cdot h$$

Es bedeuten:

η : Schubdeckungsgrad [-]

M_D : Dekompressionsmoment [MNm]

$M_u = 1,75 \cdot (M_g + M_p)$ [MNm]

τ_{0D} : Abzugswert nach CEB Vereinbarungen, welcher etwas größer ausfällt als der Abzugswert $\Delta\tau$ nach DIN 4227, Teil 1 [MN/m²]

κ_u : Vorspanngrad des Bruchzustandes [-]

2.2 Bemessungsvorschlag von Wölfel [1]

Entsprechend dem Fachwerkmodell ändert sich die Zugkraft im Zuggurt über die Trägerlänge. Den schiefen Druckstreben wirken die Bügelzugkräfte und die Kräfte ΔZ im Zuggurt entgegen, die über Verbund vom Beton aufgenommen werden. Bei einem Träger, der als Zuggurt ausschließlich ein Spannglied ohne Verbund hat, können die Kräfte ΔZ nicht entstehen. Bei solch einem Träger muß das Bogen-Zugband-Modell konsequent angewendet werden. Die schiefen Druckstreben des Bogens finden ihr Widerlager erst an den Verankerungsstellen des Zuggurtes. Daraus folgt, daß die Hauptdruckspannungen beim Bogen-Zugband-Modell in der Nähe des Auflagers größer sind als beim Fachwerkmodell.

In der Regel werden verbundlos vorgespannte Betonträger auch eine im Verbund liegende Betonstahlbewehrung haben. Eine Kombination des Bogen-Zugband-Modells und des Fachwerkmodells ergibt dann ein wirklichkeitsnahes Tragkonzept.

Für die Berechnung der anteiligen Querkräfte schlägt Wölfel [1] folgendes Verfahren vor:

"Die dem Fachwerk zuzuweisende anteilige Querkraft kann aus dem Verhältnis der Momententragfähigkeit von Betonstahlbewehrung zu der von Spanngliedern in Feldmitte errechnet werden. Für diesen Querkraftanteil sind die Bügel zu bemessen. Die resultierende schiefe Druckkraft am Auflager ist aus der geometrischen Summe der Diagonalkraft des Fachwerks und der Bogenkraft zu ermitteln."

$$\frac{Q_{\text{Fachwerk}}}{Q_{\text{Bogen-Zugband}}} = \frac{M_{u,Asl}}{M_{u,Az}}$$

Dem Bogen-Zugband-Modell wird demnach diejenige Querkraft zugewiesen, die sich aus dem Anteil seiner Momententragfähigkeit ergibt. Zum Abtrag dieses Querkraftanteils ist theoretisch keine Schubbewehrung erforderlich.

Bild 2.2 veranschaulicht die Vorgehensweise.

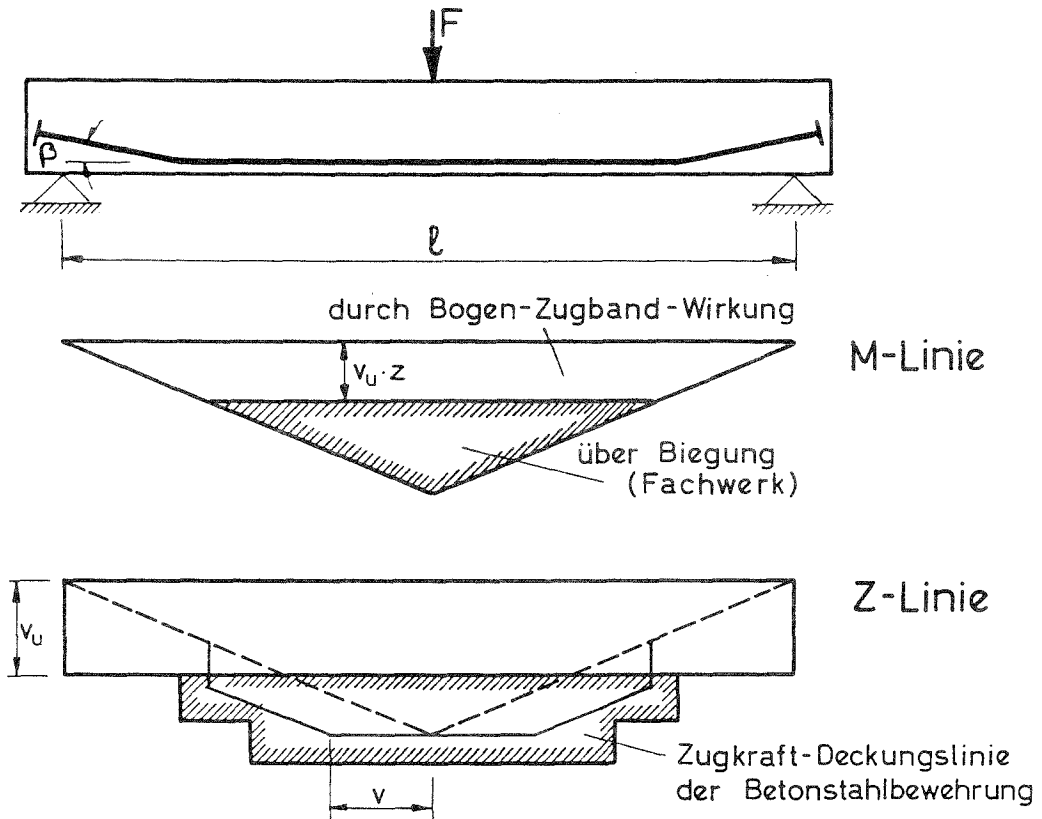


Bild 2.2: Bemessungsvorschlag von Wölfel [1]

Mit

$$F_{v,B-Z} = 4 \cdot Z_{v,u} \cdot \frac{z}{l}$$

$$F_{FW} = \frac{F_v - F_{v,B-Z}}{2}$$

$$F_{FW} = \frac{F_v}{2} - 2 \cdot Z_{v,u} \cdot \frac{z}{l}$$

Es bedeutet:

 F_v : vertikale Auflast F_{FW} : die vertikale Auflast, die vom Fachwerk getragen wird $F_{v,B-Z}$: die vertikale Auflast, die vom Bogen-Zugband-Modell getragen wird $Z_{v,u}$: Vorspannkraft im Bruchzustand**a) Druckstrebenneigung im Bruchzustand**

Wölfel [1] schlägt vor, den Winkel α der resultierenden Druckkraft am Auflager in Abhängigkeit

- des Querschnitts und der Spannungen
- der Bügel
- der schlaffen Längsbewehrung
- der Spannglieder
- und des Betons

auszudrücken. Nähere Untersuchungen liegen hierzu nicht vor. Für die Praxis sollten Grenzbetrachtungen unter der Annahme verschiedener Neigungen aufgestellt werden.

Wird nun das Bogen-Zugband-Modell mit dem Fachwerk-Modell nach DIN 4227, Teil 1 überlagert, so erhält man jedoch unrealistisch kleine Winkel der Fachwerkdruckstreben, da mit dem Bogen-Zugband-Modell bereits ein beträchtlicher Anteil der gesamten Querkraft und der Nebentragwirkungen erfaßt und subtrahiert worden ist. Auch wenn man sie wieder nur als reine Rechengröße auffaßt, so sind Rückschlüsse auf das erforderliche Versatzmaß sicherlich nicht ohne weiteres möglich. Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Druckstrebenneigung bei verbundlos vorgespannten Stahlbetonträgern liegen bisher nicht vor.

b) Bügelspannungen im Bruchzustand

Die Bügelspannungen berechnen sich aus dem Querkraftanteil des Fachwerks. Die Druckstrebenneigung wird mit 45° angenommen.

$$\sigma_{s,Bü} = \frac{Q_{\text{Fachwerk}} \cdot s_{Bü}}{z \cdot A_{s,Bü}}$$

c) Rechnerische Bruchquerkraft

Wenn das Teilmodell Fachwerk kräftig genug ist, d.h. in folge einer ausreichenden Schubbewehrung in der Lage ist, die ihm anteilig zukommende Querkraft abzutragen, so wird die Obergrenze der aufnehmbaren Querkraft durch das Verhältnis der Momententragfähigkeiten bestimmt.

$$\frac{Q_{\text{Fachwerk}}}{Q_{\text{Bogen-Zugband}}} = \frac{M_{u,Asl}}{M_{u,Az}}$$

Jede Verminderung des nach diesem Schlüssel berechneten Bügelquerschnitts muß zu einer Reduzierung der tragbaren Querkraft führen. Die größtmögliche, vom Fachwerk tragbare Querkraft ist dabei nach DIN 4227, Teil 1 zu bestimmen.

d) Zugkraftdeckung

Aus der Fachwerkwirkung resultieren Differenzkräfte ΔZ im Zuggurt. [1] enthält keine Angaben zum Versatzmaß. Es erscheint daher sinnvoll, das Konzept von Wölfel an dieser Stelle durch die Vorgehensweise des EC 2 [9] zu ergänzen, wie nachfolgend dargestellt. Damit erhält man für ein 45°-Fachwerk mit lotrechten Bügeln ein Versatzmaß in Abhängigkeit des inneren Hebelarms

$$v = 0,5 \cdot z.$$

2.3 Eurocode 2

In diesem Abschnitt werden alle Bezeichnungen nach Eurocode 2 verwendet.

Der Eurocode 2 läßt zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegeträgern zwei Verfahren zu, die Standardmethode und die "verfeinerte Methode" mit in Grenzen frei wählbarer Druckstrebenneigung.

Die Standardmethode entspricht für den Traganteil der Schubbewehrung der klassischen Fachwerkanalogie. Die Nebentragwirkungen werden aber nicht wie in DIN 4227, Teil 1 über eine Änderung der Druckstrebenneigung erfaßt, vielmehr werden der Betontraganteil und die Dübelwirkung der Biegezugbewehrung im Bemessungswert V_{Rd1} der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung erfaßt.

a) Druckstrebenneigung im Bruchzustand

Beim Standardverfahren nach EC 2 ist die Druckstrebenneigung für den Traganteil der Schubbewehrung entsprechend der klassischen Theorie nach Morsch mit 45° festgelegt. Das Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung läßt folgende Grenzen zu:

bei Balken mit konstanter Längsbewehrung

$$0,4 \leq \cot \vartheta \leq 2,5 \quad (21,8^\circ \leq \vartheta \leq 68,2^\circ)$$

bei Balken mit gestaffelter Längsbewehrung

$$0,5 \leq \cot \vartheta \leq 2,0 \quad (26,6^\circ \leq \vartheta \leq 63,4^\circ)$$

Bei konstanter Längsbewehrung ist der Querkraftanteil aus der Bogen-Zugband-Wirkung größer als bei gestaffelter Längsbewehrung. Desweiteren können sich mit einem größeren Längsbewehrungsgrad am Auflager größere Nebentragwirkungen aus der Verdübelungskraft und der Rißverzahnung ergeben. Dies erklärt, warum die zulässigen Druckstrebenneigungen bei konstanter Längsbewehrung etwas großzügiger gefaßt wurden als bei gestaffelter Längsbewehrung.

b) Bügelspannungen im Bruchzustand

Der von der Schubbewehrung aufzunehmende Querkraftanteil V_{wd} lautet:

für das Standardverfahren

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

für das Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung mit $z = 0,9 \cdot d$.

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$$

Bei dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung ist der Anteil $V_{wd} = V_{Rd3}$ als der alleinige Bauteilwiderstand anzusetzen. Bei dem Standardverfahren darf der auf den Beton entfallende Anteil der Querkrafttragfähigkeit V_{cd} zusätzlich berücksichtigt werden. Dieser Anteil enthält auch Einflüsse aus einer möglichen Vorspannung.

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

$$V_{cd} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d]$$

σ_{cp} ist der Quotient aus N_{sd}/A_c , wobei N_{sd} eine Längskraft im Querschnitt infolge Last oder Vorspannung ist. N_{sd} ist für Druck positiv einzusetzen. Der Faktor 0,15 ist zur Umrechnung der Längsspannungen in Richtung der vertikalen Querkraft eingeführt.

Bezüglich der Materialkennwerte sei an dieser Stelle auf die ENV 206 verwiesen. Die Bügelspannungen ergeben sich zu

$$f_{ywd} = \frac{V_{wd} \cdot s_w}{A_{sw} \cdot z \cdot \cot \vartheta}$$

Für das Standardverfahren ist $\cot \vartheta = 1$ zu setzen.

c) Rechnerische Bruchquerkraft

Die rechnerische Bruchquerkraft kann aus dem Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Querschnitts V_{Rd3} bestimmt werden, indem die Bemessungswerte der Materialfestigkeiten durch die charakteristischen Materialfestigkeiten ersetzt werden.

Für den Nachweis der rechnerischen Bruchquerkraft ist der Bemessungswert V_{Rd3} der rechnerischen Tragfähigkeit der Betondruckstrebe V_{Rd2} gegenüber zu stellen.

$$V_{Rd3} \leq V_{Rd2} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot z}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$$

Für lotrechte Bügel mit $v = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5$ (f_{ck} in N/mm^2)

d) Zugkraftdeckung

Die Zugkraft in der Längsbewehrung darf an jeder Stelle in Längsrichtung eines Balkens aus folgender Gleichung berechnet werden:

$$T_d = \frac{|M_{sd}|}{z} + \frac{1}{2} |V_{sd}| \cdot (\cot \vartheta - \cot \alpha)$$

Dabei beschreibt α den Winkel zwischen der Schubbewehrung und der Bauteilachse und V_{sd} die Bemessungsquerkraft.

Der zweite Ausdruck dieser Gleichung beschreibt das Versatzmaß.

$$v = \frac{1}{2} |V_{sd}| \cdot (\cot \vartheta - \cot \alpha)$$

Alternativ darf als Versatzmaß

$$v = \frac{z}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha)$$

angesetzt werden, wobei $z = 0,9 \cdot d$ gesetzt werden darf. In diesem Fall ist die M_{sd}/z -Kurve um das Maß v so zu verschieben, daß der Betrag der Kurve anwächst.

2.4 Das dreigeteilte Querkraft-Tragmodell nach Specht

Specht entwickelte zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ein Ingenieurmodell, das neben der rechnerischen Ermittlung der Haupttragwirkung und der Schubbewehrung auch die Berechnung der Nebentragwirkungen zuläßt. Die aufnehmbare Querkraft wird für den Bruchzustand formuliert. Dieses Ingenieurmodell erfaßt als wesentliche Nebentragwirkungen die lotrechte Komponente

- der Biegedruckkraft,
- der Rißverzahnung
- der Dübelwirkung der unteren Biegezugbewehrung.

Zur Beschreibung der Nebentragwirkungen sind eine Reihe von Parametern zu untersuchen, diese sind:

- Längsbewehrung, Mindeststärke des Zugbandes
- statische Höhe
- Trägerschlankheit (Schubslankheit)
- Betongüte
- Querschnittsabmessungen
- Längsvorspannung einschl. Zugnormalkraft.

Der Grundgedanke des Modells ist aus einer Reihe von Versuchsbeobachtungen abgeleitet worden. Diese sind:

- a) Die Bügel eines Stahlbetonträgers arbeiten nach Erreichen der Stegrißlast (Zustand II) nach einem Fachwerkmodell mit 45° geneigten Druckstreben.
- b) Die Schubrißneigung von Trägern ohne Schubbewehrung ergab sich im Mittel zu 30° .
- c) Eine Konstruktion versucht ihre Lasten über einen Druckbogen mit Zugband abzutragen. Sie strebt dabei als wirksamste Form die Stützlinie an.
- d) Reicht die Trägerhöhe nicht aus, einen Stützbogen mit einer Anfangsneigung von 30° aufzunehmen, so bilden sich bereichsweise im Auflager- und Mittelbereich Bogen-Zugband-Tragwerke aus. Die Zwischenräume können durch geeignete Fachwerke geschlossen werden.

- e) Die Schubschlankheit hat einen großen Einfluß auf die tatsächliche Querkraftbeanspruchung.
- f) Die Wirkung einer äußeren Vorspannkraft kann allein mit einem Bogen-Zugband-System beschrieben werden.

Als Folge dieser Feststellungen werden von Specht getrennte Einzelmodelle für die drei Querkrafttraganteile eines Stahlbetonträgers angegeben, wobei die beiden ersten miteinander gekoppelt sind. (siehe Bild 2.3)

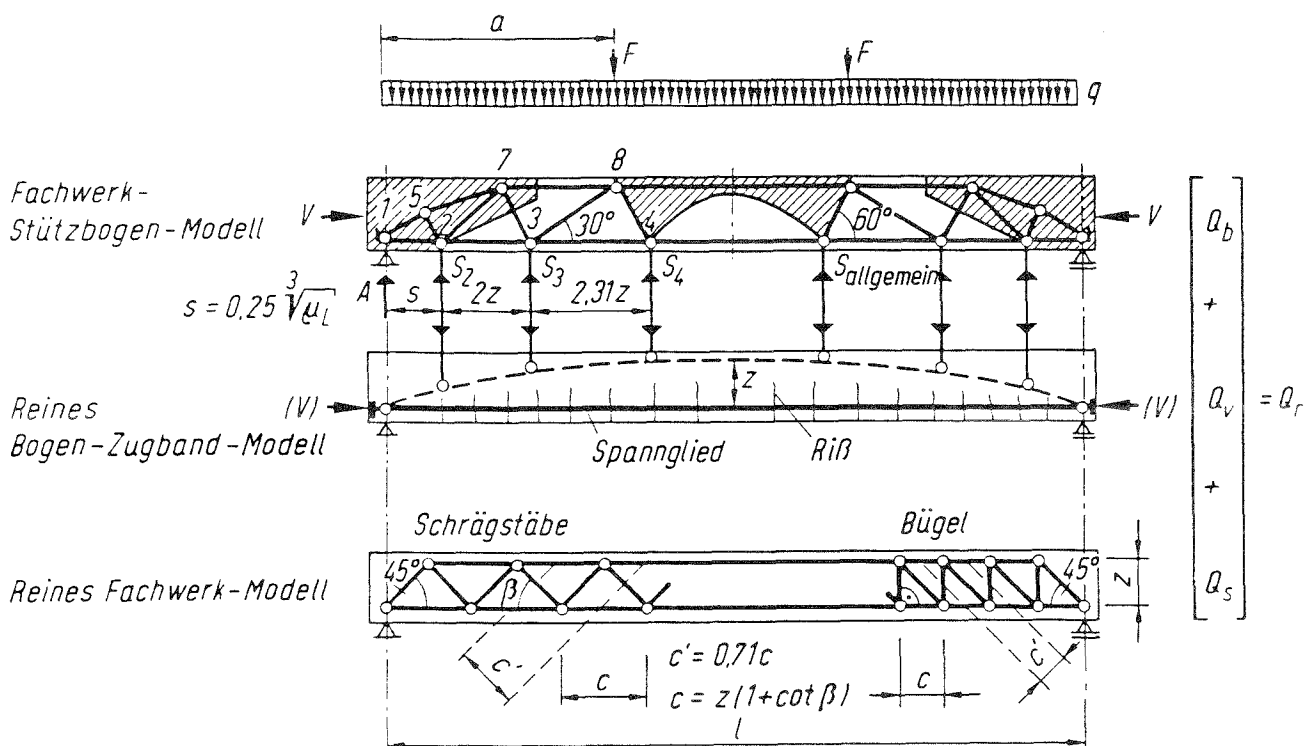


Bild 2.3: Das dreigeteilte Querkraft-Tragmodell nach Specht [16]

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers ergibt sich aus der folgenden Addition:

$$Q_r = Q_b + Q_v + Q_s$$

Es bedeuten:

- Q_r : Widerstand eines Stahlbetonträgers gegenüber einer Querkraft
- Q_b : Widerstandsanteil des Betonquerschnitts
- Q_v : Widerstandsanteil einer vorgespannten Längsbewehrung
- Q_s : Widerstand einer Schubbewehrung

Das Fachwerk-Stützbogen-Modell beschreibt den Anteil Q_b eines Betonquerschnitts.

Die Druckstrebenneigung beträgt konstant 30° . Dieses Modell erfaßt die Parameter Betonfestigkeit β_R , Schubslankheit a/h bzw. l/h , die im Verbund liegende Längsbewehrung und die Querschnittsabmessungen.

Das reine Bogen-Zugband-Modell beschreibt den Anteil Q_v einer vorgespannten Längsbewehrung, unabhängig von der Art und Höhe der Vorspannung.

Das reine Fachwerk-Modell mit konstant 45° geneigten Druckstreben beschreibt den Anteil Q_s einer Schubbewehrung.

a) Druckstrebenneigung im Bruchzustand

Im Bauteil ist für die Druckstrebenneigung die vektorielle Summe aus der Überlagerung der drei Teilmodelle ablesbar.

b) Bügelspannungen im Bruchzustand

Die ertragbare Querkraft eines Bauteils ergibt sich aus der Summe der drei Tragmodelle

$$Q_r = Q_b + Q_v + Q_s$$

Der Traganteil Q_s der Schubbewehrung lautet:

$$Q_s = Q_r - Q_b - Q_v$$

Für das Fachwerk mit lotrechten Bügeln gilt:

$$Q_{s,Bü} = \frac{A_{s,Bü}}{s_{Bü}} \cdot z \cdot \sigma_{s,Bü}$$

Die Bügelspannung lautet:

$$\sigma_{s,Bü} = \frac{(Q_r - Q_b - Q_v) \cdot s_{Bü}}{A_{s,Bü} \cdot z}$$

Der innere Hebelarm ist mit $z = 7/8 \cdot h$ einzusetzen.

c) rechnerische Bruchquerkraft

Für den Bemessungswert (5%-Fraktile) der rechnerischen Bruchquerkraft gibt Specht einen Abminderungsfaktor von 0,8 an:

$$\text{rechn. } Q_{\max} = 0,8 \cdot (Q_b + Q_v + Q_s)$$

und für Bauteile ohne Schubbewehrung

$$\text{rechn. } Q_{\max} = 0,7 \cdot (Q_b + Q_v)$$

Dabei muß der Bruch der Druckstrebe aber in jedem Fall verhindert werden:

$$\text{rechn. } Q_{\max} \leq 0,79 \cdot b_o \cdot z \cdot \beta_R^{2/3}$$

d) Zugkraftdeckung

Über die Größe eines erforderlichen Versatzmaßes macht Specht keine Angaben. Es empfiehlt sich, in Verbindung mit dem dreigeteilten Querkraft-Tragmodell das Versatzmaß nach Eurocode 2 zu verwenden.

2.5 Bemessungsmodell von Kordina und Hegger

Kordina/Hegger geben einen Bemessungsvorschlag für schubbewehrte Balken mit Vorspannung ohne Verbund an, der sich auf Balken mit Vorspannung mit Verbund zurückführen läßt.

"Da der fehlende Verbund für die Bruchart - Versagen der Bügelbewehrung - aufgrund des in den Schubzonen weitgehend ungerissenen Zuggurtes von keinem großen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit zu sein scheint, können die gleichen Bemessungsansätze wie bei Vorspannung mit Verbund angewendet werden."

Das Schubtragmodell wird durch Bild 2.4 verdeutlicht.

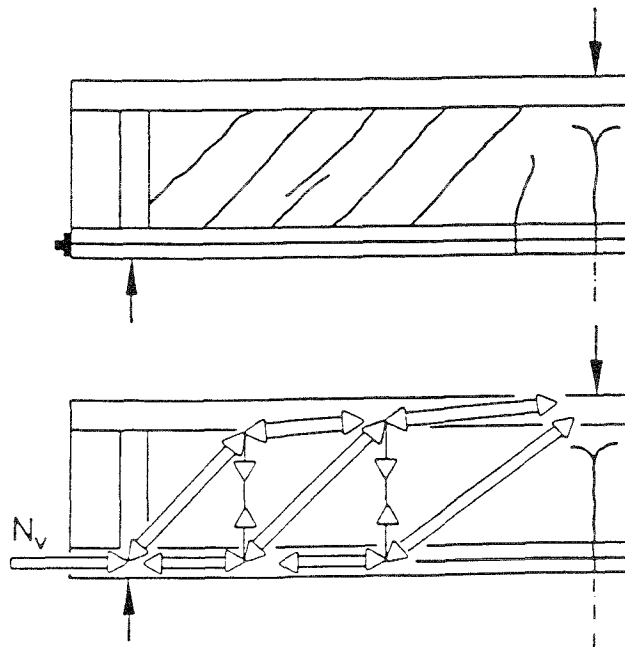


Bild 2.4: Schubtragmodell für Vorspannung ohne Verbund n. Kordina/Hegger [7]

Bei hohen Vorspanngraden, d. h. der Zuggurt besteht überwiegend aus Spanngliedern ohne Verbund, werden sich nur an Stellen maximaler Momentenbelastung Risse einstellen. Mit steigender Belastung werden diese Risse weiter aufklaffen, eine Ausweitung dieser Bereiche zu den Auflagern hin ist durch den fehlenden Verbund nicht möglich, es entsteht ein Rotationsgelenk. Das Bauteil, z. B. ein Einfeldbalken, läßt sich nun als ein System aus zwei unterspannten und mit einem Rotationsgelenk verbundene Betonscheiben beschreiben.

Das Querkrafttragverhalten läßt sich über ein Sprengwerk an der Stelle des Gelenks darstellen. Das Sprengwerk stützt sich seitlich auf die ungerissenen Scheiben ab, wodurch der unten liegende Zuggurt eine zusätzliche Druckbeanspruchung erfährt. In den Betonscheiben bilden sich Druckstreben aus, die zusammen mit einer Schubbewehrung ein Fachwerk bilden.

Bei geringeren Vorspanngraden steigt der Anteil des im Verbund liegenden Betonstahls am Gesamtquerschnitt des Zuggurtes und die Länge der gerissenen Bereiche nimmt zu. Die vermehrte Betonstahlbewehrung ist nun in der Lage Differenzkräfte ΔZ im Zuggurt eines Fachwerks aufzunehmen.

Die Länge der ungerissenen Betonscheiben hängt von dem Verhältnis der ohne Verbund und mit Verbund aktivierten Zugkräfte ab. Da die Querkraft in den Betonscheiben auch in einem Fachwerksystem abgeleitet wird, ist für das Querkrafttragverhalten das Verhältnis der Traganteile nicht von Bedeutung.

Das Modell von Kordina/Hegger [7] ermöglicht es demnach, das Querkrafttragverhalten voll vorgespannter Träger mit Spanngliedern ohne Verbund über eine teilweise verbundlose Vorspannung bis hin zum reinen Stahlbetonbalken übergangslos zu beschreiben.

Wenn die Bruchart durch das Bügelversagen ausgelöst wird, ist die Verbundart nur von geringem Einfluß, und es können die gleichen Bemessungsansätze wie bei Vorspannung mit Verbund getroffen werden. In ihrem Bemessungsvorschlag werden die einzelnen Bauteilwiderstände Betontraganteil, Anteil der Schubbewehrung und Anteil der Vorspannung differenziert.

Als Grundgedanke zu diesem Schubtragmodell diene auch hier ein additiver Rechenansatz:

$$Q_u = Q_s + Q_b + Q_v \leq Q_D$$

Es bedeuten:

- Q_u : Maximal übertragbare Querkraft [kN]
- Q_s : Querkrafttraganteil der Schubbewehrung [kN]
- Q_b : Betontraganteil [kN]
- Q_v : Querkraftanteil geneigter Spannglieder [kN]
- Q_D : Tragfähigkeit der Betondruckstreben [kN]

Für die Bestimmung des Querkraftanteils der Schubbewehrung Q_s und des Querkraftanteils geneigter Spannglieder Q_v greifen Kordina/Hegger [7] auf die anschaulichen Modellvorstellungen eines Fachwerks mit 45° Druckstrebenneigung und die Berück-

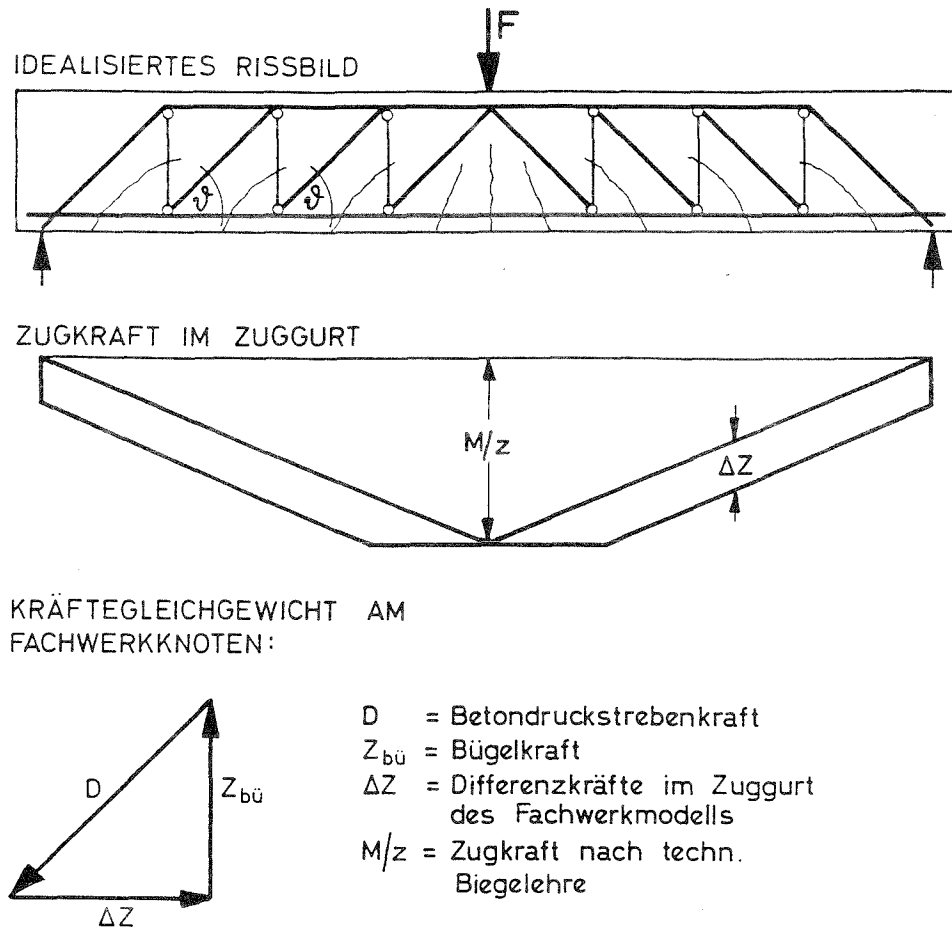


Bild 2.5: Fachwerkmodell für die Bemessung verbundlos vorgespannter Stahlbetonträger nach Kordina/Hegger [7]

sichtigung der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft zurück. Alle weiteren Nebentragwirkungen, wie Rißverzahnung, Dübelwirkung der im Verbund liegenden Längsbewehrung, Einfluß des Vorspanngrades, geneigter Biegedruckkraftverlauf und flachere Neigung der Druckstreben als 45° , werden im Betontraganteil Q_b zusammengefaßt.

Die obere Grenze der maximal übertragbaren Querkraft bildet die Tragfähigkeit der Betondruckstreben des Fachwerks. Sie wird durch die Begrenzung der maximal aufnehmbaren Schubspannung berechnet, die sich nach der klassischen Fachwerkkanalogie aus den schiefen Hauptdruckspannungen σ_2^H herleiten. Besonderes Augenmerk ist bei diesem Tragmodell auf die Bestimmung des Betontraganteils und damit die Berücksichtigung der ihn beeinflussenden Parameter zu legen.

Wie bereits erwähnt, ist einer Nebentragwirkung nicht ein bestimmter Parameter zuzuordnen, sondern die Parameter beeinflussen meist mehrere Nebentragwirkungen gleichzeitig. Um dem Rechnung zu tragen, wird der Betontraganteil nach nicht aus

einzelnen Nebentraganteilen zusammengesetzt, sondern durch Verknüpfung aller relevanten Einflußgrößen in Form eines Produktansatzes bestimmt.

$$Q_b = f_b \cdot f_L \cdot f_h \cdot f_s \cdot f_F \cdot f_v \cdot \Delta \tau \cdot h \cdot b_o$$

Es bedeuten:

- f_b : Grundwert der Schubfestigkeit [-]
- f_L : Beiwert für den Längsbewehrungsgrad [-]
- f_h : Beiwert für die Bauteilhöhe [-]
- f_s : Beiwert für den Schubbewehrungsgrad [-]
- f_F : Beiwert für die Querschnittsform [-]
- f_v : Beiwert für den Vorspanngrad [-]
- $\Delta \tau$: Korrekturwert des Betontraganteils [MN/m²]

Den entsprechenden Einflußgrößen wird dabei ein der Gewichtung ihres Einflusses entsprechender Beiwert zugeteilt. Die Bestimmung dieser Beiwerte haben Kordina/Hegger [7] durch die statistische Auswertung von ca. 600 in der Literatur behandelten Versuchen an Stahlbeton- und Spannbetonträgern vorgenommen.

Der Bemessungsvorschlag lautet:

Maximal aufnehmbare Querkraft:

$$Q_u = Q_s + Q_b + Q_v$$

Tragfähigkeit der Druckstrebe:

$$Q_D \leq z \cdot b_o \cdot 0,21 \cdot \beta_w$$

Traganteil der Schubbewehrung:

$$Q_s = z \cdot b_o \cdot \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$$

Der innere Hebelarm ist mit $z = 0,9 \cdot h$ einzusetzen. α beschreibt den Winkel zwischen der Schubbewehrung und der Bauteilachse.

Betontraganteil:

$$Q_b = h \cdot b_o \cdot \Delta \tau \cdot \beta_w^{1/2} \cdot \mu_L^{1/3} \cdot f_F \cdot \left(1 + 1,25 \cdot \frac{M_o}{M_u}\right)$$

$$\Delta \tau = 0,19$$

$$\mu_L = 100 \cdot \frac{(A_s + A_v)}{b_o \cdot h}$$

Es bedeuten:

M_o : Dekompressionsmoment im für die Schubbemessung maßgebenden Querschnitt

M_v : zu max. Q_v gehöriges Moment ($\gamma = 1,75$) im Bemessungsquerschnitt

$f_F = 0,70 + 0,15 \cdot b/b_o \leq 1,0$

β_w : Würfeldruckfestigkeit in MN/m²

Anteil der Vorspannung: $Q_v = N_v \cdot \sin \alpha$

α : Neigung des Spannglieds gegen die Bauteilachse

a) Druckstrebenneigung im Bruchzustand

Die Schubbewehrung trägt in der Form eines Fachwerks mit um 45° geneigten Druckstreben. Da der Tragmechanismus des Betonquerschnitts empirisch erfaßt wird, läßt sich über den Einfluß einer Änderung der Druckstrebenneigung nichts aussagen.

b) Bügelspannung im Bruchzustand

Die von der Schubbewehrung abzutragende Querkraft lautet:

$$Q_s = Q - Q_b - Q_v$$

Für das klassische Fachwerk mit lotrechten Bügeln allein gilt:

$$Q_{s,Bü} = \frac{A_{s,Bü}}{s_{Bü}} \cdot z \cdot \sigma_{s,Bü}$$

Bügelspannung:

$$\sigma_{s,Bü} = \frac{(Q - Q_b - Q_v) \cdot s_{Bü}}{A_{s,Bü} \cdot z}$$

mit $z = 0,9 \cdot h$.

c) Rechnerische Bruchquerkraft

Für die Angabe einer rechnerischen Bruchquerkraft sind die anteiligen Querkräfte auf die 5%-Fraktile zu beziehen.

$$Q_{\max} = Q_s + Q_b + Q_v \leq 0,189 \cdot h \cdot b_o \cdot \beta_{wN}$$

d) Zugkraftdeckung

Für die Differenzkraft des Zuggurtes aus der Fachwerkwirkung gilt:

$$\Delta Z = \frac{Q_s}{2} \cdot (\cot \vartheta - \cot \beta)$$

Für lotrechte Bügeln folgt:

$$Q_{ges} \cdot v = \Delta Z \cdot z$$

und damit das Versatzmaß:

$$v = \frac{Q_s}{Q_{ges}} \cdot 0,5 \cdot z$$

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Versuchskörperausbildung

Um Aufschluß über den Einfluß schlaffer Längsbewehrung auf das Schubtragverhalten bei teilweiser Vorspannung ohne Verbund zu gewinnen und konstruktive Regeln für ein Versatzmaß zu entwickeln, wurden an der Technischen Universität Berlin acht Versuchsträger (VT) untersucht. Variationsparameter waren:

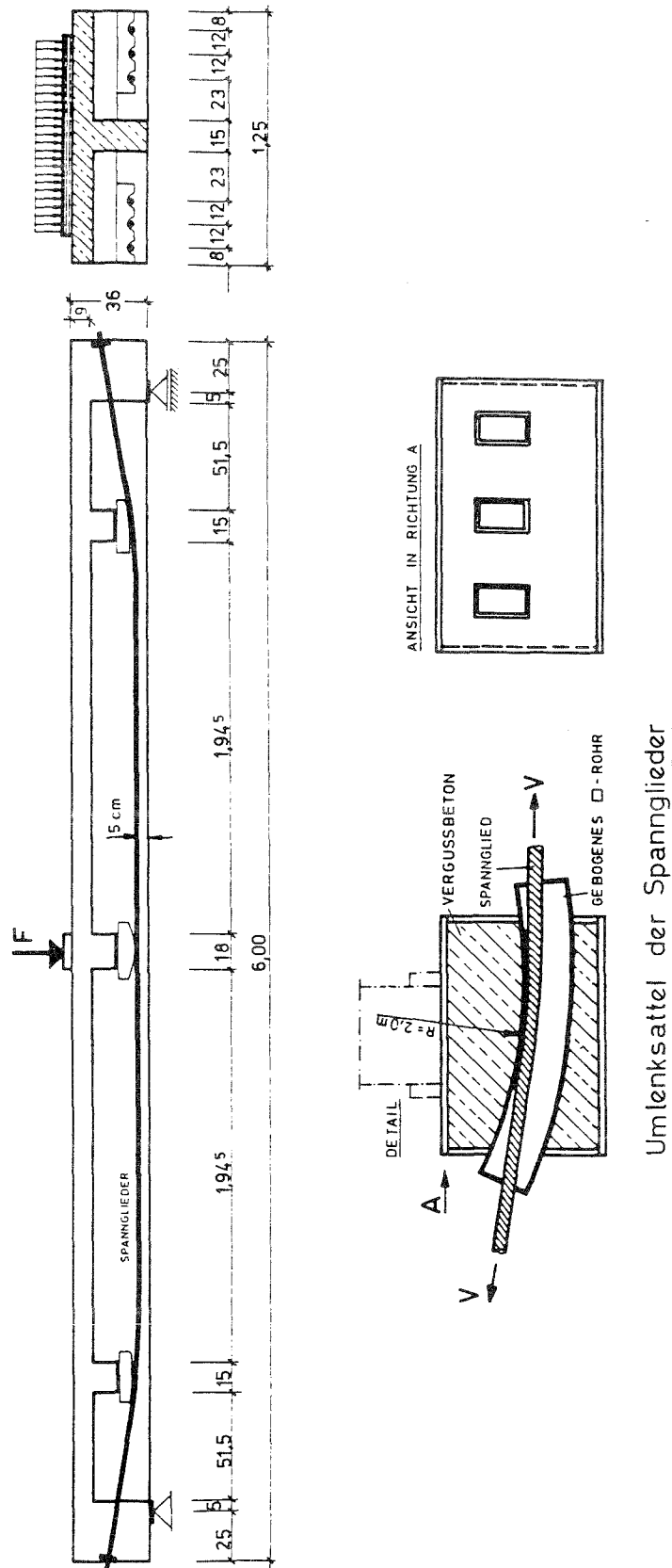
- Schubbewehrungsgrad
- Führung der Längsbewehrung.
- Vorspanngrad

Die Versuchskörper waren Plattenbalkenquerschnitte mit einer Länge von 6,0 m bei 5,50 m Stützweite und einer Plattenbreite von 1,25 m (siehe Bild 3.1).

Alle Versuchskörper besitzen sowohl eine schlaffe Biegezugbewehrung als auch eine verbundlose Vorspannung, bestehend aus Monolitzen, die paarweise nacheinander während des Versuchs vorgespannt wurden. Die Spannglieder und deren Verankerungselemente sind der TUB von der Firma SUSPA, Langenfeld, zur Verfügung gestellt worden. Der Spanngliedverlauf ist ebenfalls dem Bild 3.1 zu entnehmen.

An zwei Stellen werden die Spannglieder um einen Winkel von $\alpha = 10,8^\circ$ umgelenkt. Zwischen den Umlenkpunkten verlaufen die Spannglieder parallel zum Tragwerk. Ein weiterer Umlenkpunkt in Feldmitte, genau unter der Einzellast, hat die Aufgabe, die ursprünglichen Abstände der Spannglieder des unter Last verformten Trägers zu erhalten, d. h. die Durchbiegung des Trägers auf die Spannglieder zu übertragen.

Die Umlenkpunkte bestehen aus geschweißten Stahlkästen durch die gebogene Rechteckrohre geführt wurden (siehe Bild 3.1 und 3.2). Der zulässige Biegerollendurchmesser ist geringfügig unterschritten worden, jedoch wurde die Streckgrenze des Spannstahles im Bereich der Umlenkung aufgrund der niedrig gewählten Vorspannungen nicht erreicht.



Umlenksattel der Spannglieder

Bild 3.1: Abmessungen der Versuchsträger VT1 - VT8 mit Spanngliederführung

3.2 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Versuchskörper VT1 und VT2, VT3 und VT4, VT5 und VT6 sowie VT7 und VT8 wurden zur gleichen Zeit jeweils in zwei Schalungen aus einer Betonmischung hergestellt. Somit konnten die Schwankungen der Betonfestigkeiten der direkt zu vergleichenden Versuchsträger in Grenzen gehalten werden. Als Schalmaterial stand Mangoplan mit kunststoffvergüteter Oberfläche zur Verfügung. In der halbseitig stehenden Schalung wurden speziell für diese Versuche angefertigte Stahlteile eingesetzt (Bild 3.3), an denen die Bewehrungsstähle befestigt wurden (Bild 3.4 und 3.5). Nach dem Betonieren und Ausschalen der Versuchskörper konnten die Stahleinbauteile entfernt werden, und der schlaffe Bewehrungsstahl war zugänglich. Nach mechanischer Säuberung wurde auf dem Stahl eine Meßmarke appliziert (Bild 3.15).

Betoniert wurde mit Transportbeton der Firma Seyd-Beton Berlin. Da eine Würfel-
druckfestigkeit von $\beta_w = 25 \text{ MN/m}^2$ für die Versuche angestrebt wurde, ist die Betonrezeptur 333-1-K gewählt worden. Es handelt sich dabei um einen B15 der Konsistenz K3 mit einem Wasserzementwert $w/z = 0,7$. Die Sieblinie mit einem Größtkorn von 8 mm liegt zwischen den Normlinien B8 und C8. Die Probekörper zur Bestimmung der Würfel-
druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls unterlagen den Lagerungsbedingungen der Versuchsträger, die nach dem Betonieren mit Jute abgedeckt und eine Woche lang feuchtgehalten wurden. Um die Betonfestigkeiten der Versuchsträger beschreiben zu können, wurden auch nach dem Ausschalen Versuchsträger und Probekörper nicht voneinander getrennt.

3.3 Materialkennwerte

3.3.1 Beton

Die Würfel-
druckfestigkeit wurde an Probewürfeln mit 20 cm Kantenlänge bestimmt, sie sind als gemittelte Werte der Tabelle 3.1 zu entnehmen.

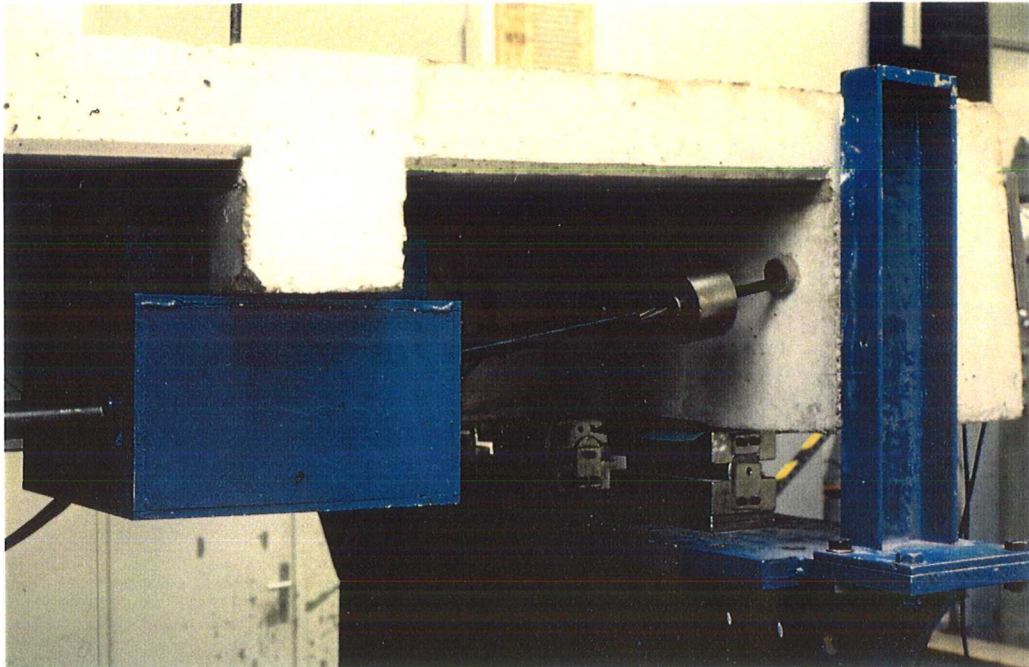


Bild 3.2: Umlenkpunkt der Spannglieder und Sicherungsstück gegen reißen des Spannstahls

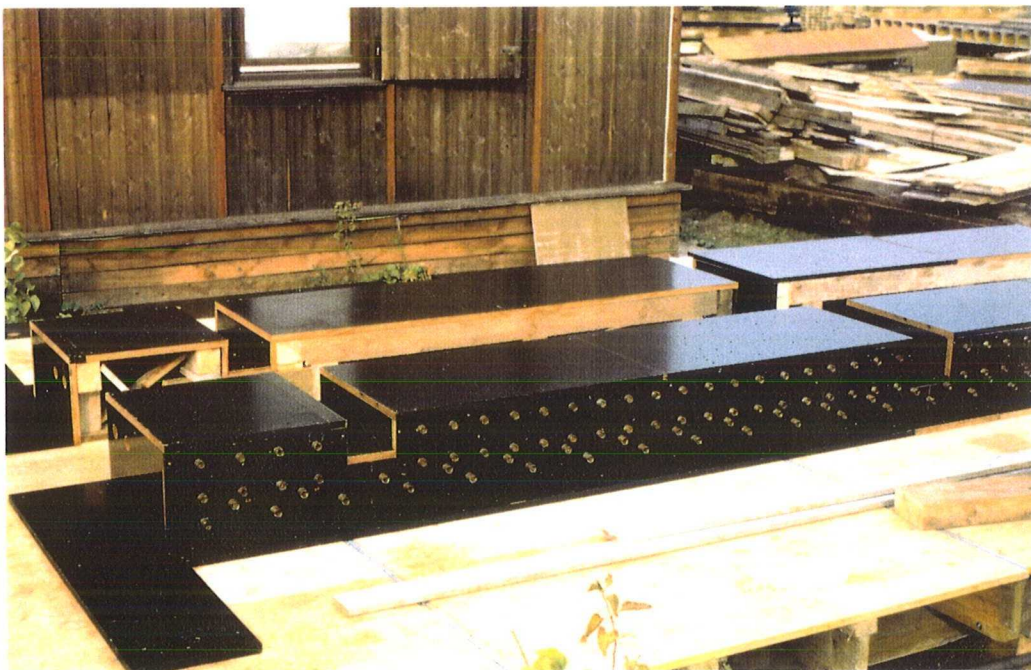


Bild 3.3: Stahleinbauteile an der halbseitig stehenden Schalung

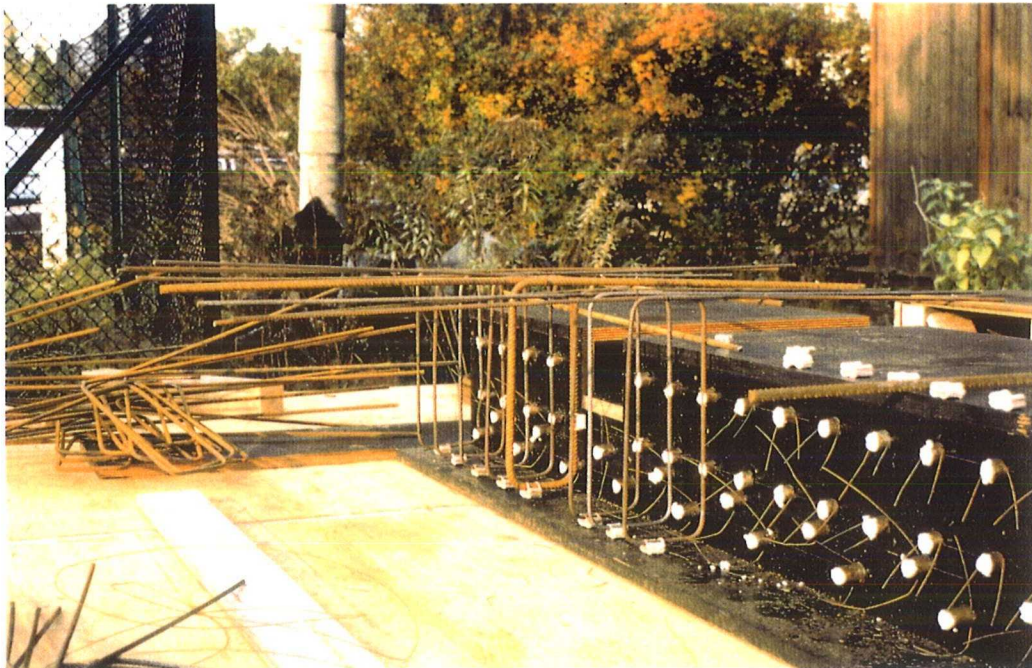


Bild 3.4: Bügelmontage



Bild 3.5: Ausschnitt der fertigen Bewehrung an der halbseitig stehenden Schalung

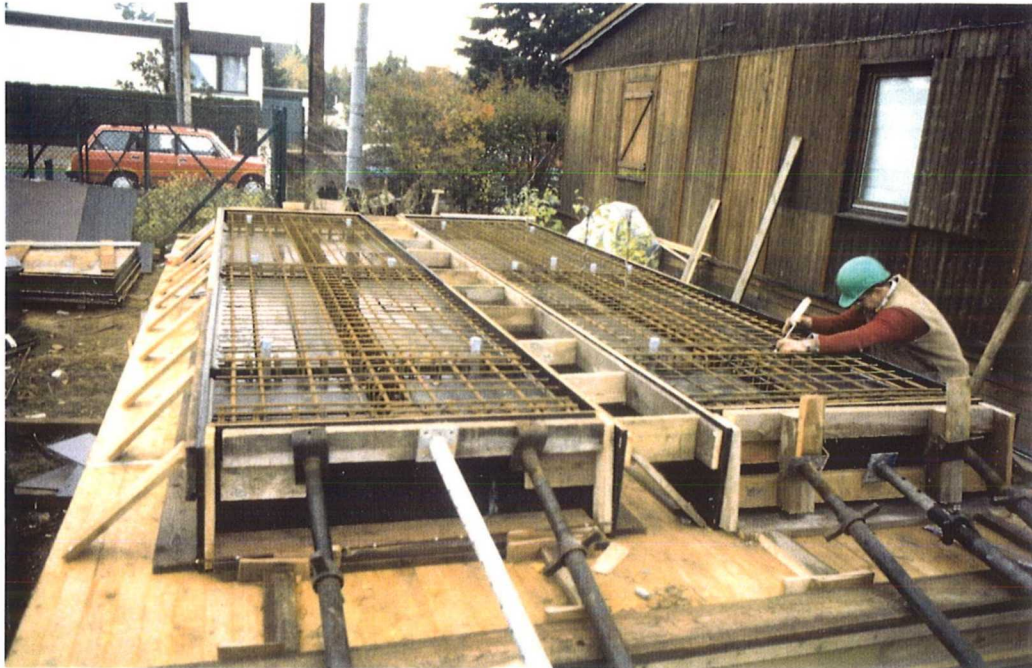


Bild 3.6: Fertige Bewehrung eines Trägerpaares vor dem Betonieren



Bild 3.7: Betoniertes Trägerpaar

	VT1 / VT2	VT3 / VT4	VT5 / VT6	VT7 / VT8
β_w [MN/m ²]	28,1	33,3	33,4	40,5

Tab. 3.1: Mittlere Würfeldruckfestigkeiten bei Versuchsbeginn

Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit wurden Probekörper mit den Abmessungen 15 x 15 x 70 cm hergestellt und entsprechend DIN 1048 belastet. Die gemittelten Festigkeiten sind der Tabelle 3.2 zu entnehmen.

	VT1 / VT2	VT3 / VT4	VT5 / VT6	VT7 / VT8
β_{BZ} [MN/m ²]	2,94	3,35	4,02	4,99

Tab. 3.2: Mittlere Biegezugfestigkeiten

Für jede Betonmischung wurde mit Hilfe von Betonprismen der Elastizitätsmodul nach DIN 1048 als Sekantenmodul der Spannungs-Dehnungs-Linie bei einem Drittel der Bruchlast bestimmt. Die gemittelten Werte sind der Tabelle 3.3 zu entnehmen.

Versuchsträger	Bruchspannung [MN/m ²]	Bruchdehnung [‰]	E-Modul [MN/m ²]
VT1/VT2	24,9	-1,98	33.500
VT3/VT4	27,5	-2,17	22.800
VT5/VT6	31,8	-1,88	26.900
VT7/VT8	36,3	-2,21	28.000

Tab. 3.3: Mittlerer Elastizitätsmodul

3.3.2 Beton- und Spannstähle

Für die schlaffe Bügel- und Längsbewehrung der Versuchsträger wurden Betonstähle der Güte BSt 500 S verwendet. Die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Stähle wurden im Zugversuch an jeweils drei Proben je Durchmesser und Stahllieferung ermittelt und können der Tabelle 3.4 als gemittelte Werte entnommen werden.

	Betonstahl \varnothing (mm)	Streckgrenze β_s (N/mm ²)	Zugfestigkeit β_z (N/mm ²)	E-Modul (N/mm ²)
VT 1 und VT 2	6 8 20	520 640 500	590 720 705	210 000 213 000 202 200
VT 3 und VT 4	4 6 8 12 20	600 530 585 505 570	690 580 645 630 765	210 000 211 000 213 000 209 000 203 000
VT 5 und VT 6	6 8 16	545 515 535	607 610 672	195 100 206 500 204 800
VT 7 und VT 8	6 8 16 20	545 515 535 530	607 610 672 605	195 100 206 500 204 800 202 300

Tab. 3.4: Materialkennwerte Betonstahl

Zur Vorspannung wurden Spanndrahtlitzen St 1570/1770 (Monolitzen, System VSL) mit einem Nennquerschnitt von $A_z = 100 \text{ mm}^2$ verwendet. Laut Zulassungsbescheid ist als Rechenwert für den Elastizitätsmodul $E = 195 000 \text{ N/mm}^2$ anzunehmen. Eine eigene Bestimmung des Elastizitätsmodul ergab einen Wert von $E = 197 000 \text{ N/mm}^2$.

3.4 Bewehrungsführung

Die Versuchsträger unterscheiden sich im Hinblick auf die Biegezug- und Schubbewehrung

VT 1, VT 3, VT 5, VT 7 - durchgehend Längsbewehrung
(Bogen-Zugband-Modell)

VT 2, VT 4, VT 6, VT 8 - gestaffelte Längsbewehrung
(Fachwerkmodell)

Die Staffelung ergab sich aus der Zugkraftdeckung im rechnerischen Bruchzustand zuzüglich eines angenommenen Versatzmaßes v von:

$$\text{VT 2: } v = 0,75 \cdot h$$

$$\text{VT 4: } v = h \cdot \tan \vartheta \quad \vartheta \text{ nach DIN 4227, Teil 1, Zone b}$$

$$\text{VT 6: } v = 0,75 \cdot h$$

$$\text{VT 8: } v = 0,75 \cdot h$$

und einer Verankerungslänge für den vorhandenen Stahlquerschnitt.

Bei den Versuchsträgern VT 5 bis VT 8 wurde zusätzlich das Verhältnis von aufnehmbarer Zugkraft des Betonstahls zur Zugkraft der Spannglieder im Bruchzustand variiert.

$$\text{VT 5 und VT 6: } Z_{z,u}/Z_{s,u} = 0,64$$

$$\text{VT 7 und VT 8: } Z_{z,u}/Z_{s,u} = 0,40$$

Bei diesen Versuchsträgern wurde nach den vorliegenden Zwischenergebnissen der Versuchsträger VT 1 bis VT 4 ein Biegezugbruch angestrebt.

Der Einfluß einer Schubbewehrung auf das Tragverhalten wurde durch unterschiedliche Auslegung des Schubbewehrungsgrades jeweils beider Trägerhälften überprüft. Die nicht vorgespannte Bewehrung ist den Bildern 3.8 bis 3.11 und die Lage der Spannglieder dem Bild 3.1 zu entnehmen.

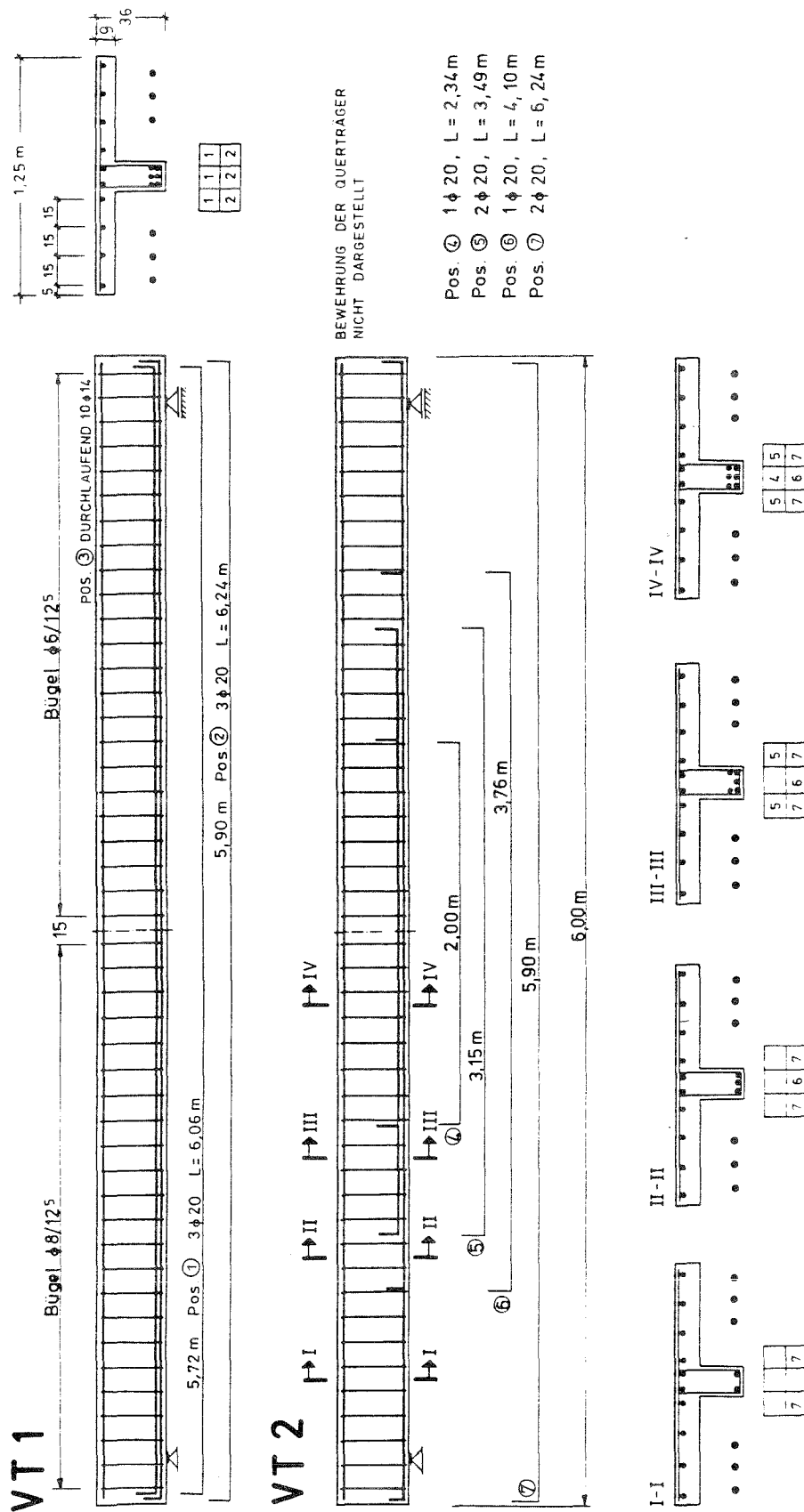


Bild 3.8: Betonstahlbewehrung VT 1 und VT 2

3.5 Versuchseinrichtungen

3.5.1 Prüfanlage

Für die Versuche stand eine servohydraulisch gesteuerten Plattenbiegemaschine des Instituts für Baukonstruktionen und Festigkeit (IBF) der TU Berlin zur Verfügung. Sie ist in der Lage, statische und dynamische Belastungen auf Probekörpern aufzubringen. Sie verfügt über vier Prüfzylinder, die maximal je 150 kN statische Last bzw. 100 kN dynamische Last eintragen können. Die Stempel können wahlweise auf zwei fahrbare Portale aufgeteilt werden. Bild 3.12 und Bild 3.13 zeigen die Prüfanlage.

Die Aufbringung der Last kann entweder last- oder weggesteuert mit verschiedenen

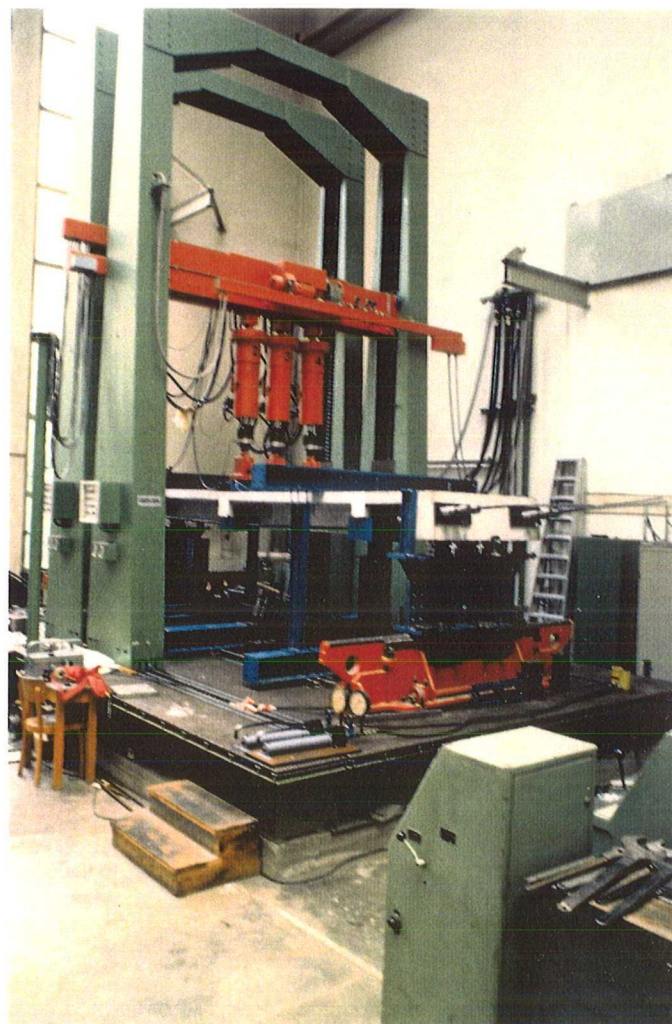


Bild 3.12: Prüfanlage

Belastungsgeschwindigkeiten erfolgen. Die Steuerung der Belastungsparameter ist sowohl per Hand als auch über ein Ablaufprogramm möglich.

3.5.2 Lasteinleitung

Um die für einen Bruch des Versuchsbalkens notwendigen Belastungen aufbringen zu können, waren drei der vier Stempel erforderlich. Sie wurden mit einem Abstand von $a = 40 \text{ cm}$ untereinander auf eines der beiden Portale montiert und gaben ihre Last mit Hilfe eines lastverteilenden stählernen Querjoches an den Balken ab.

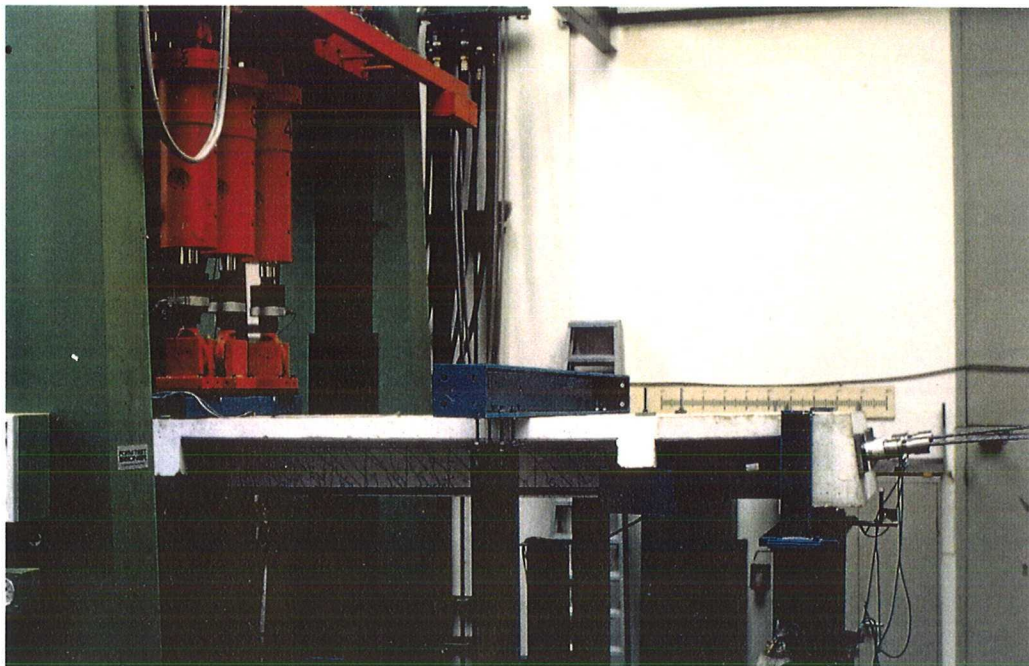


Bild 3.13: Lasteinleitung

3.5.3 Auflager

Als Auflager wurden auf beiden Seiten Linienkipplager verwendet. Die horizontale Verschieblichkeit des Versuchsträgers wurde durch die Verwendung von zwei Lagen PTFE-Folie zwischen Balkenunterseite und dem oberen Auflagerteil gewährleistet. (siehe Bild 3.14) Ein mögliches Ausweichen in Querrichtung oder Abgleiten in Längsrichtung wurde durch entsprechende Stahlkonstruktionen (siehe auch Bild 3.2) verhindert.

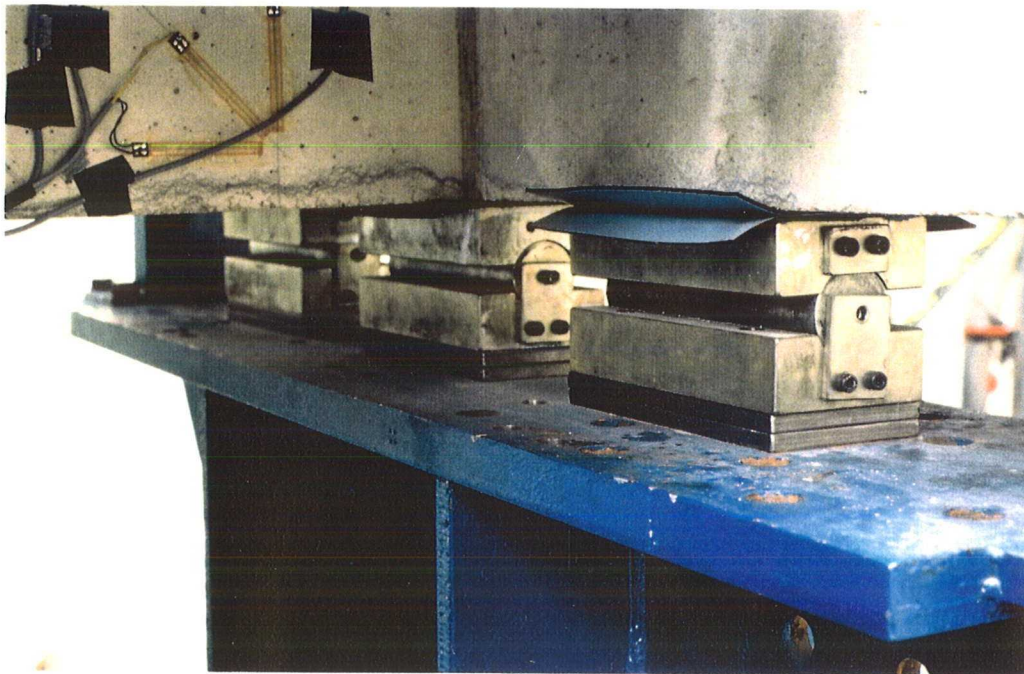


Bild 3.14: Verschiebliches Auflager

3.5.4 Meßtechnik

Es wurden unterschiedliche Meßwertaufnehmer verwendet. Setzdehnungsmesser wurden eingesetzt, um Längenänderungen des Betons an Steg und Platte sowie des Stahls an Längs- und Bügelbewehrung zu messen. Dazu wurden ein fester und ein beweglicher Dorn an zwei Punkten angesetzt, die durch Stahlplättchen gekennzeichnet waren. Zur exakten Führung der Dorne sind an den Plättchen mittige Bohrungen angebracht. Mit Hilfe der Nullmessung und der vorhandenen Basislänge des Setzdehnungsmessers wurden die lastabhängigen Dehnungen ermittelt.

Bild 3.15 und Bild 3.16 zeigen einige Meßstellen. Für die Versuche standen vier Setzdehnungsmesser Typ Solexperts mit den Basislängen 100 mm, 141,4 mm 200 mm und 282,8 mm zur Verfügung. Der Meßwert wird durch Weggeber W10K der Firma Hottinger mit der Genauigkeitsklasse 0,2 induktiv ermittelt.

Im auflagnahen Querkraftbereich, zwischen Verankerungs- und äußerem Umlenkpunkt der Spannglieder, wurden die Verformungen mit Dehnmeßstreifen, die als Rosetten aufgebracht waren, gemessen, Bild 3.17.

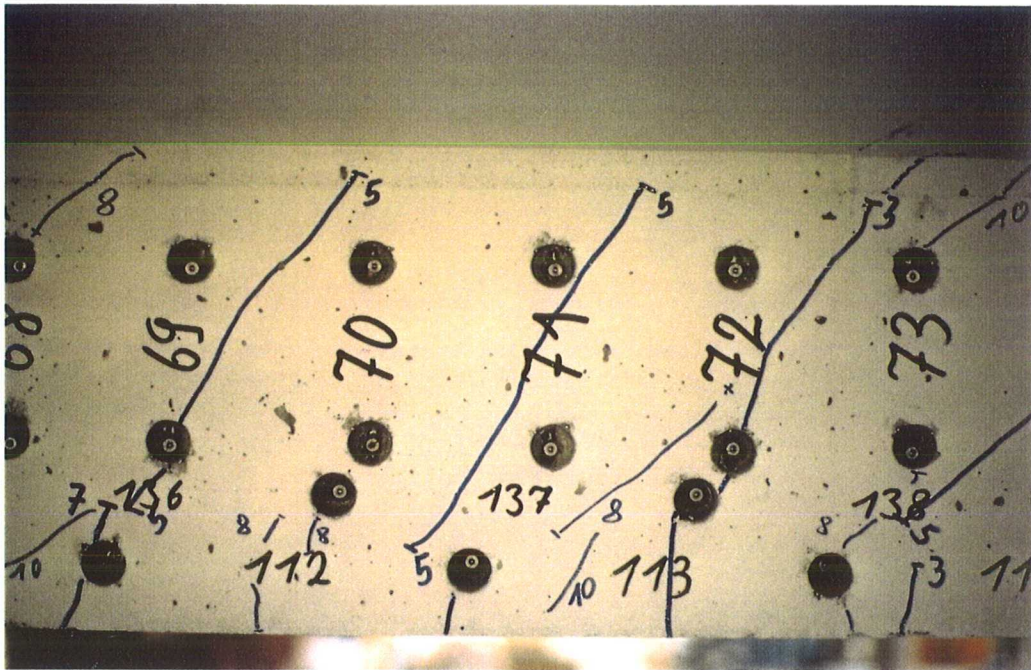


Bild 3.15: Meßstellen - Setzdehnungsmesser auf der Bewehrung

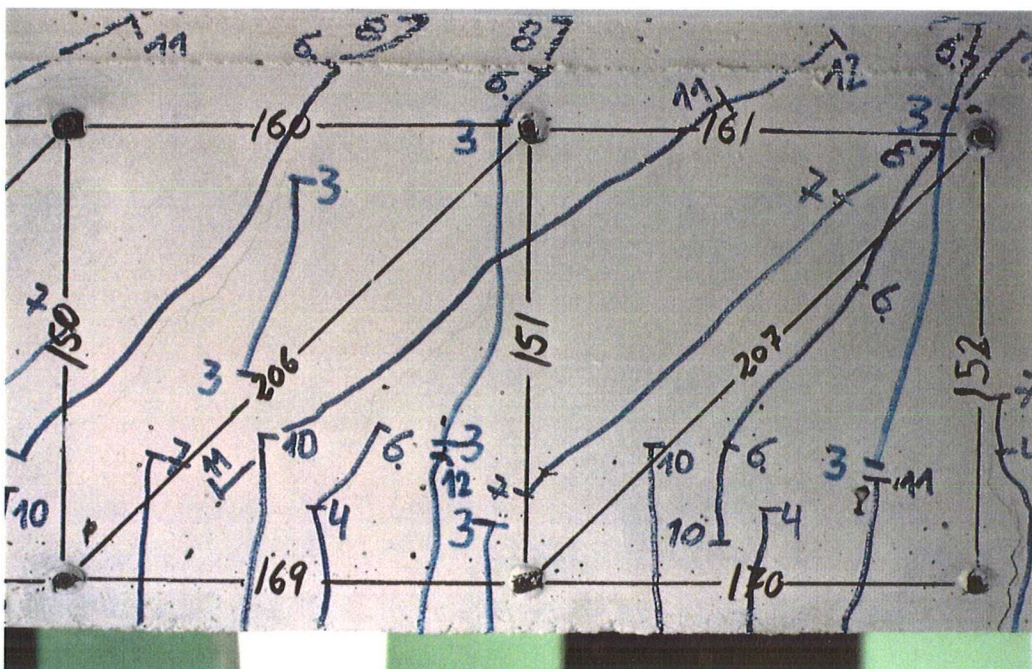


Bild 3.16: Meßstellen - Setzdehnungsmesser auf dem Beton

Zur Ermittlung der Spanngliedkräfte wurden speziell für diese Versuche konstruierte Kraftmeßdosen verwendet. Als Material wurde St 37 gewählt; der Meßquerschnitt

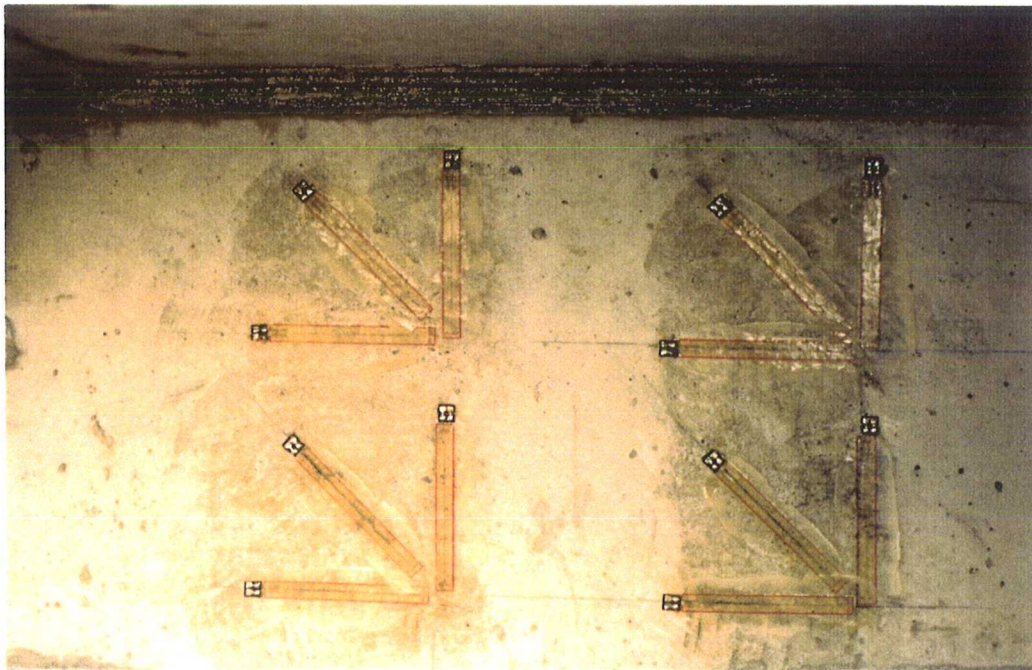


Bild 3.17: Dehnungsmeßstreifen im auflagnahen Querkraftbereich

ergab sich aus der Bedingung, daß eine Last von $P = 200 \text{ kN}$ (Bruchlast der Spannlieder) die Fließspannung der Kraftmeßdose nicht erreicht. Die Dehnungsmessung der Kraftmeßdose erfolgte mit Dehnmeßstreifen, die als Vollbrücke geschaltet wurden. Die Meßdosen wurden am IBF kalibriert. Für die Durchbiegungsmessungen wurden Drehpotentiometer verwendet, die über Skalenseile mit dem Versuchsträger verbunden waren. Sobald Risse entstanden, wurden sie markiert und mit Laststufennummern versehen.

3.6 Versuchsdurchführung

Um bei niedrigen Vorspanngraden (nur zwei bzw. vier Spannlieder sind vorgespannt) keinen Einschnitt der Zugkraftdeckungsline zu erhalten, werden die Spannungen der schlaffen Biegezugbewehrung vor dem zweiten bzw. dritten Vorspannen auf $\sigma_s = 0,33 \beta_s$ bzw. $\sigma_s = 0,67 \beta_s$ begrenzt.

Das Belastungsprogramm der Versuchsträger VT 1 bis VT 4 ist im Bild 3.18 und das Belastungsprogramm der Versuchsträger VT 5 bis VT 8 ist im Bild 3.19 dargestellt und läßt sich in 5 Phasen aufsplitten.

1. Phase: Nach dem Vorspannen des ersten Spanngliedpaares

(1. Vorspannstufe)

VT 1 - VT 4

$$\sigma_v = 0,68 \beta_s = 1.064 \text{ N/mm}^2$$

VT 5 - VT 6

$$\sigma_v = 0,42 \beta_s = 660 \text{ N/mm}^2$$

VT 7 - VT 8

$$\sigma_v = 0,32 \beta_s = 500 \text{ N/mm}^2$$

und stufenweise Steigerung der statischen Belastung bis zu einer Schlaffstahlspannung der Biegezugbewehrung in Feldmitte von

$$\sigma_s = 0,33 \beta_s = 165 \text{ N/mm}^2$$

2. Phase: 70.000 Lastwechsel mit einer Amplitude von $\pm 18,0 \text{ kN}$ und einer Frequenz von $1,5 \text{ Hz}$

3. Phase: Vorspannen des zweiten Spanngliedpaares

(2. Vorspannstufe)

VT 1 - VT 4

$$\sigma_v = 0,68 \beta_s = 1.064 \text{ N/mm}^2$$

VT 5 - VT 6

$$\sigma_v = 0,42 \beta_s = 660 \text{ N/mm}^2$$

VT 7 - VT 8

$$\sigma_v = 0,32 \beta_s = 500 \text{ N/mm}^2$$

und stufenweise Steigerung der Belastung bis zu einer Schlaffstahlspannung der Biegezugbewehrung in Feldmitte von

$$\sigma_s = 0,67 \beta_s = 335 \text{ N/mm}^2$$

4. Phase: 70.000 Lastwechsel mit einer Amplitude von $\pm 18,0 \text{ kN}$ und einer Frequenz von $1,5 \text{ Hz}$

5. Phase: Vorspannen des dritten Spanngliedpaares bei

VT 1 bis VT 4 bzw. Nachspannen des ersten und

zweiten Spanngliedpaares bei VT 5 bis VT 8

(3. Vorspannstufe)

VT 1 - VT 4

$$\sigma_v = 0,68 \beta_s = 1.064 \text{ N/mm}^2$$

VT 5 - VT 6

$$\sigma_v = 0,62 \beta_s = 975 \text{ N/mm}^2$$

VT 7 - VT 8

$$\sigma_v = 0,48 \beta_s = 755 \text{ N/mm}^2$$

und stufenweise Steigerung der Belastung bis zum Bruch.

Das Belastungsniveau, bei dem die schlaffe Biegezugbewehrung eine Spannung von $\sigma_s = 0,33 \cdot \beta_s$ bzw. $\sigma_s = 0,67 \cdot \beta_s$ in Feldmitte erfährt, wurde mit Hilfe des Setzdehnungsmessers bei dem Versuchsträger VT 1 und VT 5 gemessen und bei den Ver-

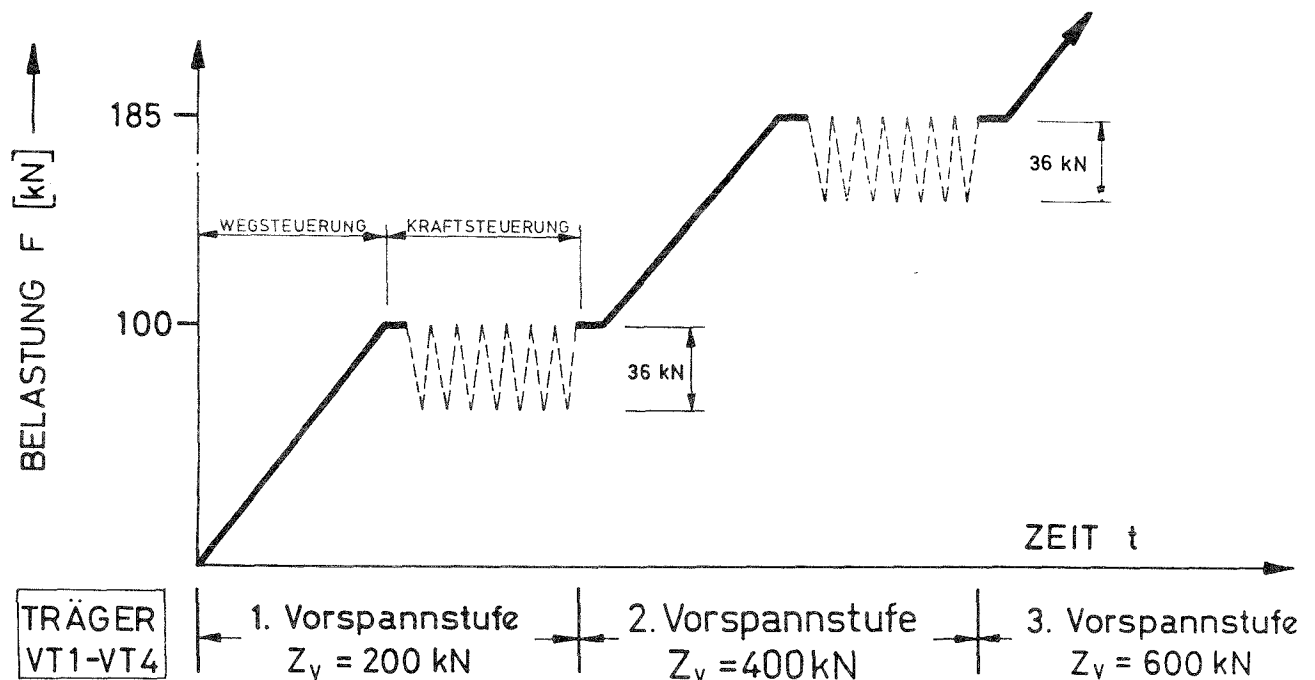


Bild 3.18: Belastungsprogramm VT 1 bis VT 4

suchsträgern VT 1 bis VT 4 bzw. VT 5 bis VT 8 beibehalten, um den Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen.

Während des Starts der 1. Schwingphase bei Versuchsträger VT 1 belastete ein außenstehender Druckzylinder aufgrund eines defekten Elektronikbauteils in der Steuerungselektronik den Prüfling mit einer zusätzlichen Auflast von $P = 100$ kN. Durch diesen Umstand erhielt der Träger neben der Belastungserhöhung noch ein zusätzliches Torsionsmoment von $M_T = 40$ kNm, was zum Aufreißen der Druckplatte führte. Aus Sicherheitsgründen, ist daher auf die beiden Schwingphasen beim Versuchsträger VT 1 verzichtet worden.

Bei dem Versuchsträger VT 6 führte ein Fehler in der Prüfanlage zum vorzeitigen Abbruch des Versuchs. Nach dem Abschluß der Messung mit einer Auflast $F = 180$ kN (5.Phase) kam es durch den plötzlichen Ausfall einer Hydraulikpumpe zu einer impulsförmigen Belastung des Prüflings die zum sofortigen Bruch führte. Die Größe und Geschwindigkeit der aufgetretenen Belastung sind unbekannt.

Das Belastungsprogramm der acht Versuchsträger war gleich. Bei den Versuchsträgern VT 1 bis VT 4 war die Variation der im Verbund liegenden Längsbewehrung der wesentliche Parameter. Bei den Trägern VT 5 bis VT 8 wurde zusätzlich das Verhältnis der Zugkraft im Bruchzustand zwischen vorgespannter und nicht vorgespannter Biegezugbewehrung variiert.

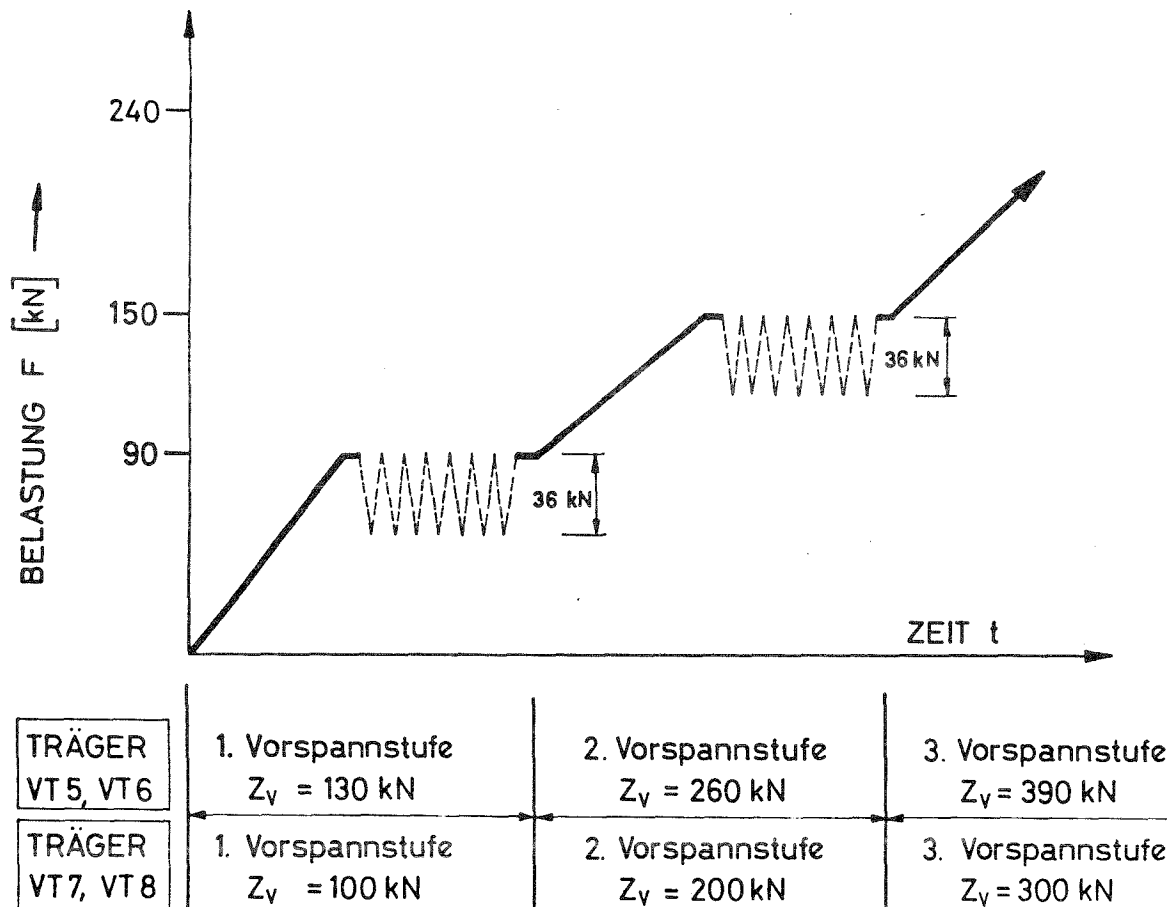


Bild 3.19: Belastungsprogramm VT 5 bis VT 8

Dem Bild 3.19 sind die einzelnen Vorspannkkräfte bzw. Vorspannstufen und die zugehörigen Stempelbeanspruchungen F zu entnehmen.

3.7 Meßtechnik und Meßstellenanordnung

Die Meßstellenanordnung ist dem Anhang zu entnehmen.

Die Stahl- und Betondehnungen wurden mit Hilfe von Setzdehnungsmessern und Dehnmeßstreifen aufgenommen, die Durchbiegungsmessung erfolgte mit Drehpotentiometern.

Zur Bestimmung der Spanngliedkräfte wurden eigens für diese Versuche konstruierte Druckmeßdosen verwendet.

4. Rechnerische Biege- und Querkrafttragfähigkeit

4.1 Erwartetes Tragverhalten

Nach den in Abschnitt 2. beschriebenen Schubtragmodellen kommt es durch die Bewehrungsführung der Versuchsträger zu unterschiedlichen Verteilungen der Querkrafttraganteile für das Bogen-Zugband- und das Fachwerkmodell. Zunächst werden die rechnerischen Tragfähigkeiten bestimmt.

4.2 Biegetragfähigkeit

4.2.1 VT 1 und VT 2

Im Verbund liegende Betonstahlbewehrung

$$\begin{aligned}A_{sl} &= 18,85 \text{ cm}^2 (6 \text{ } \varnothing 20) \\ \beta_{s, \text{ vorh}} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ E_s &= 180.000 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Die Streckgrenze und der Elastizitätsmodul des Betonstahls ($\varnothing 20$) unterschreiten die von der Norm geforderten Werte. Diese gemessene Unterschreitung liegt an der Art der Versuchsdurchführung. Da zum Zeitpunkt des Versuchs keine geeignete Zugprüfmaschine für einen Betonstahl BSt 500 S, $\varnothing 20$ zur Verfügung stand, mußte dieser auf $\varnothing 15$ mm abgedreht werden. Außerdem konnte nur ein Zugversuch durchgeführt werden. Betonstabstahl größerer Durchmesser zeigt zwar häufig deutlich niedrigere Festigkeiten als kleinere Durchmesser, eine Unterschreitung der Normwerte liegt aber nach bisherigen Erfahrungen in der Regel nicht vor. Im folgenden werden deshalb die Normwerte verwendet, da davon ausgegangen werden darf, daß diese mindestens erreicht werden.

$$\begin{aligned}\beta_{s, \text{ rechn.}} &= 500 \text{ N/mm}^2 \\ A_s &= 3,14 \text{ cm}^2 \\ Z_{s, \text{ rechn.}} &= 942,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

Spannglieder ohne Verbund

$$6 \text{ Litzen } 0,5'' \text{ St } 1570/1770 \quad A_z = 6,0 \text{ cm}^2$$

VT 1 bis VT 4 wurden mit Z_v vorgespannt:

$$Z_v = 600 \text{ kN.}$$

das entspricht einer Spannstahlspannung:

$$\sigma_{z,v} = 1.000 \text{ N/mm}^2.$$

Der Spannstahlzuwachs wird nach 2 Verfahren bestimmt:

DIN 4227, Teil 1 und
Kordina/Hegger [14].

Spannstahlzuwachs nach DIN 4227, Teil 1:

$$\Delta\sigma_z = 110 \text{ N/mm}^2.$$

Damit erhält man die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand.

$$\sigma_{z,u} = 1000 + 110 = 1110 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{v,u} = 666 \text{ kN}$$

Spannstahlzuwachs nach Kordina/Hegger [14]

$$\Delta\sigma_{z,\mu} = \frac{E_z}{l_z} \cdot K_b \cdot K_v \cdot K_g \cdot l_G$$

Es bedeuten:

E_z : E-Modul des Spannstahls (N/mm^2)

l_z : Länge des Spannglieds (m)

K_b : Beiwert für die Betonfestigkeit

K_v : Beiwert für den Spannbewehrungsgrad

K_g : Beiwert für die Querschnittsform

l_G : Länge der plastischen Bauteilverformungen

Der Ansatz von Kordina/Hegger [14] geht davon aus, daß sich die zum Spannungszuwachs führenden Bauteilverformungen in Gelenkzonen konzentrieren. Die benachbarten, nahezu ungerissenen Bereiche werden weitgehend vernachlässigt. Der Spannkraftzuwachs ist somit von der Rotationsfähigkeit der Gelenkzonen abhängig.

$$K_b \cdot K_v = \left(2 + \frac{0,03 \cdot \beta_p}{\mu_v} \right) \cdot 10^{-3} \leq 9 \cdot 10^{-3}$$

Für VT 1 und VT 2 erhält man nach Kordina/Hegger [14]

$$\mu_v = 100 \cdot \frac{A_z}{A_b} = 100 \cdot \frac{6 \cdot 10^{-4}}{0,153} = 0,39 \%$$

$$K_f = 0,9 + 0,1 \cdot \frac{b}{b_o} \leq 1,2$$

$$K_f = 0,9 + 0,1 \cdot \frac{1,25}{0,15} = 0,173 > 1,2$$

$$K_f = 1,2$$

mit $B_p = 21,5 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} K_b \cdot K_v &= \left(2 + \frac{0,03 \cdot 21,5}{0,39} \right) \cdot 10^{-3} = 3,64 \cdot 10^{-3} \\ &= \frac{195000}{6,00} \cdot 3,64 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 1,20 = 170 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$l_G = \left(0,20 + 0,25 \cdot \frac{l_B}{l_o} \right) \cdot l_o$$

$$l_B = 0,20 + 2 \cdot 0,09 = 0,38 \text{ m}$$

$$l_B = \left(0,20 + 0,25 \cdot \frac{0,38}{5,50} \right) \cdot 5,50$$

$$l_G = 1,20 \text{ m}$$

Mit den angegebenen Parametern erhält man den Spannungszuwachs

$$\Delta \sigma_{z,u} = \frac{195000}{6,00} \cdot 3,64 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 1,20 = 170 \text{ N/mm}^2$$

und die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand:

$$\sigma_{z,u} = 1000 + 170 = 1170 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{v,u} = 702 \text{ kN}$$

Die Spannstahlzugkraft im Versuch ergab für

$$\text{VT 1: } Z_{v,u} = 687 \text{ kN}$$

$$\text{VT 2: } Z_{v,u} = 679 \text{ kN.}$$

Die Träger VT 1 und VT 2 versagten im Bruchzustand durch einen Schubbruch, die gemessenen Spannstahlzugkräfte zeigen deshalb nicht den möglichen Maximalwert.

Mit einer Betonprismenfestigkeit

$$f_p = 21,5 \text{ MN/m}^2$$

einem Dehnungsverhältnis

$$\epsilon_b/\epsilon_s = - 2,0/5,0 \text{ ‰}$$

und einem zugehörigen inneren Hebelarm der Kräfte

$$z = 0,893 \cdot h = 28,1 \text{ cm}$$

erhält man als rechnerisches Bruchmoment

$$M_u = 454 \text{ kNm}$$

und eine Bruchlast

$$F_u = 330 \text{ kN.}$$

4.2.2 VT 3 und VT 4

Für VT 3 und VT 4 erhält man mit $f_p = 25,5 \text{ N/mm}^2$

$$K_b \cdot K_v = \left(2 + \frac{0,003 \cdot 25,5}{0,39} \right) \cdot 10^{-3} = 3,96 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_{z,u} = \frac{195000}{6,00} \cdot 3,96 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 1,20 = 185 \text{ N/mm}^2$$

und die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand

$$\sigma_{s,u} = 1000 + 185 = 1185 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{v,u} = 711 \text{ kN.}$$

Die Spannstahlzugkraft im Versuch ergab für

$$\text{VT 3: } Z_{v,u} = 761 \text{ kN}$$

$$\text{VT 4: } Z_{v,u} = 754 \text{ kN.}$$

Mit einer Betonprismenfestigkeit

$$f_p = 25,5 \text{ MN/m}^2,$$

einem Dehnungsverhältnis

$$\epsilon_p/\epsilon_s = -1,75/5,0 \text{ ‰}$$

und einem zugehörigen inneren Hebelarm der Kräfte

$$z = 0,905 \cdot h = 28,5 \text{ cm}$$

erhält man als rechnerisches Bruchmoment

$$M_u = 460 \text{ kNm}$$

und eine Bruchlast

$$F_u = 334,5 \text{ kN.}$$

4.2.3 VT 5 und VT 6

Im Verbund liegende Betonstahlbewehrung:

$$A_{sl} = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ (6 } \emptyset 16)$$

$$f_{s,vorb} = 535 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{s,max} = 645 \text{ kN}$$

Spannglieder ohne Verbund

$$4 \text{ Litzen } \emptyset 0,5'' \text{ St 1570/1770 } A_z = 4,0 \text{ cm}^2$$

VT 5 und VT 6 wurden mit Z_v vorgespannt:

$$Z_v = 390 \text{ kN.}$$

Das entspricht einer Spannstahlspannung

$$\sigma_{z,v} = 975 \text{ N/mm}^2.$$

Damit erhält man eine Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft nach DIN 4227 im rechnerischen Bruchzustand.

$$\sigma_{z,u} = 975 + 110 = 1085 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{v,u} = 434 \text{ kN.}$$

Nach Kordina/Hegger ergibt sich für VT 5 und VT 6 mit

und die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand

$$\beta_p = 26,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_v = 100 \frac{4 \cdot 10^{-4}}{0,153} = 0,26 \%$$

$$K_b \cdot K_v = \left(\frac{2 + 0,03 \cdot 26}{0,26} \right) \cdot 10^{-3} = 4,98 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_{z,\mu} = \frac{195000}{6,0} \cdot 4,98 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot 1,20$$

$$\Delta\sigma_{z,\mu} = 233 \text{ N/mm}^2$$

und die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand

$$\sigma_{z,\mu} = 975 + 233 = 1208 \text{ N/mm}^2$$

$$Z_{v,\mu} = 483,0 \text{ kN}$$

Die Spannstahlzugkräfte am VT 5 im Bruchzustand wurden im Mittel mit

$$Z_{v,\mu} = 499,3 \text{ kN}$$

gemessen. Ein Vergleich für VT 6 ist nicht möglich, da der Bruchzustand im Versuch nicht erreicht wurde.

Mit einer Betonprismenfestigkeit

$$\beta_p = 26,0 \text{ MN/m}^2$$

einem Dehnungsverhältnis

$$\varepsilon_v/\varepsilon_s = -1,35/5 \text{ ‰}$$

und einem zugehörigen inneren Hebelarm der Kräfte

$$z = 0,924 \cdot h = 29,1 \text{ cm}$$

erhält man als rechnerisches Bruchmoment

$$M_u = 328 \text{ kNm}$$

und eine Bruchlast

$$F_u = 238,5 \text{ kN.}$$

Die Bruchlast im Versuch (VT 5) betrug $F = 240 \text{ kN}$.

Der Versuch mit VT 6 mußte bei $F = 180 \text{ kN}$ abgebrochen werden.

4.2.4 VT 7 und VT 8

Im Verbund liegende Betonstahlbewehrung

$$\begin{aligned}A_{St} &= 15,45 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ } \varnothing 20 + 3 \text{ } \varnothing 16) \\ \varnothing 16, \beta_{s, \text{vorh}} &= 535 \text{ N/mm}^2 \\ \varnothing 20, \beta_{s, \text{vorh}} &= 530 \text{ N/mm}^2 \\ Z_{s, \text{max}} &= 822 \text{ kN}\end{aligned}$$

Spannglieder ohne Verbund

$$4 \text{ Litzen } 0,5'' \text{ St } 1570/1770 \quad A_z = 4,0 \text{ cm}^2$$

VT 7 und VT 8 wurden mit Z_v vorgespannt.

$$Z_v = 300 \text{ kN}$$

Das entspricht einer Spannstahlspannung von

$$\sigma_{z,v} = 750 \text{ N/mm}^2.$$

Mit dem Zuwachs der Spannstahlspannung nach DIN 4227 erhält man für die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft

$$\begin{aligned}\sigma_{z,u} &= 750 + 110 = 860 \text{ N/mm}^2 \\ Z_{v,u} &= 344 \text{ kN}\end{aligned}$$

Der Zuwachs der Spannstahlspannung nach Kordina/Hegger [14] ergibt für VT 7 und VT 8 wie für VT 5 und VT 6

$$\Delta\sigma_{z,u} = 233 \text{ N/mm}^2.$$

Damit erhält man die Spannstahlspannung und Spannstahlzugkraft im rechnerischen Bruchzustand

$$\begin{aligned}\sigma_{s,u} &= 750 + 233 = 983 \text{ N/mm}^2 \\ Z_{v,u} &= 393 \text{ kN}.\end{aligned}$$

Die Spannstahlzugkraft im Versuch ergab für

$$\begin{aligned}\text{VT 7: } Z_{v,u} &= 341 \text{ kN} \\ \text{VT 8: } Z_{v,u} &= 345 \text{ kN}.\end{aligned}$$

Mit einer Betonprismenfestigkeit

$$\beta_p = 31 \text{ MN/m}^2,$$

einem Dehnungsverhältnis

$$\varepsilon_v/\varepsilon_s = -1,25/5 \text{ ‰}$$

und einem zugehörigen inneren Hebelarm der Kräfte

$$z = 0,929 \cdot h = 29,3 \text{ cm}$$

erhält man als rechnerisches Bruchmoment

$$M_u = 356 \text{ kNm}$$

und eine Bruchlast

$$F_u = 265,5 \text{ kN.}$$

Die im Versuch erreichte Bruchlast betrug für die Träger VT 7 und VT 8 $F_u = 265 \text{ kN}$ bzw. $F_u = 260 \text{ kN}$.

Da der Ansatz von Kordina/Hegger den Anteil des im Verbund liegenden Betonstahls an der Gesamtbewehrung nicht berücksichtigt, ist $\Delta\sigma_{z,u}$ der VT 7 und VT 8 gegenüber VT 5 und VT 6 unverändert. Es ist festzustellen, daß mit dem Verfahren von Kordina/Hegger die Spannstahlspannungen genügend genau berechnet werden können, um die im Versuch erreichten Bruchlasten zu beschreiben.

Bei Anwendung der teilweisen Vorspannung mit Vorspannung ohne Verbund mit einem hohen Anteil im Verbund liegender Bewehrung kann die Rotationsfähigkeit in den Gelenkzonen begrenzt sein. Das Verfahren könnte dann zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen. Untersuchungen zu diesem Verfahren über eine obere Grenze des im Verbund liegenden Bewehrungsanteils sind nicht bekannt.

4.3 Querkrafttragfähigkeit

4.3.1 Querkrafttragfähigkeit nach DIN 4227, Teil 1

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit für die unterschiedlichen Schubbewehrungsgrade erfolgt für Zone b. Der Formelapparat ist im Abschnitt 2 dieses Berichts bereits vorgestellt worden, die verwendeten Formeln werden hier ohne weitere Angaben wiederholt.

$$\tau_R = \frac{Q_u}{b_0 \cdot z}$$

$$\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta\tau}{\tau_R}$$

$$\text{aufn. } Q = \frac{a_{sBü} \cdot z \cdot \beta_s}{\tan \vartheta}$$

$$b_0 = 0,15 \text{ m}$$

$$z = 0,284 \text{ m}$$

$$\Delta\tau = 0,84 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{DIN 4227, T 1, Tab. 9, Z.50})$$

$$\beta_s = 500 \text{ N/mm}^2$$

Schubbewehrung	vorh. $a_{sBü}$ [cm ² /m]	$\tan \vartheta$	aufn. Q [kN]
∅ 4/12 ⁵	2,02	0,44	64
∅ 6/12 ⁵	4,53	0,64	100
∅ 8/12 ⁵	8,05	0,76	151
∅ 10/12 ⁵	12,57	0,83	214

Tab. 4.1: Querkrafttragfähigkeit nach DIN 4227, Teil 1

4.3.2 Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2

Die Berechnung wird nach dem Standardverfahren (Druckstrebenneigung konstant 45°) ausgeführt. Im folgenden Abschnitt werden die Bezeichnungen nach EC 2 verwendet.

a) Betontraganteil (siehe Tab. 4.2)

$$V_{cd} = V_{RdI} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40q_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$\begin{aligned} k &= 1,6 - d \geq 1 && \text{(d in m)} \\ k &= 1 && \text{wenn mehr als 50 \% der Feldbewehrung gestaffelt ist} \\ q_1 &= A_{sl}/b_w \cdot d \leq 0,02 && \text{(A}_{sl} \text{ am Auflager)} \\ \sigma_{cp} &= N_{cd}/A_c \\ \tau_{Rd} &= 0,045 \cdot f_{cm}^{1/2} && \text{(mit } \gamma_c = 1,5) \end{aligned}$$

f_{cm} beschreibt die mittlere Betonfestigkeit, die hier für die Nachrechnung von Versuchen mit $f_{cm} = \beta_p$ angenommen wurde. Um die Werte für den Bemessungswert im Bruchzustand zu erhalten, wird τ_{Rd} mit $\gamma_c = 1,5$ erhöht.

In Tab. 4.2 gilt:

$$\begin{aligned} V_{RdI, \text{Beton}} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40q_1)] \cdot b_w \cdot d \\ V_{RdI, \text{Vorsp.}} &= 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \end{aligned}$$

b) Traganteil der Schubbewehrung (siehe Tab. 4.3)

Für die Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird der Traganteil der Schubbewehrung mit der charakteristischen Festigkeit der Schubbewehrung f_{ywk} bestimmt (siehe Tabelle 3.4).

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}$$

	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT5	VT 6	VT 7	VT 8
N_{ed} [kN]	600				390		300	
β_p [MN/m ²]	21,5		25,5		26,0		31,0	
Bewehrung am Auflager	6 ϕ 20	2 ϕ 20	6 ϕ 20	2 ϕ 20	6 ϕ 16	2 ϕ 16	3 ϕ 16 +3 ϕ 20	2 ϕ 20
A_{sl} [cm ²]	18,85	6,28	18,85	6,28	12,06	4,02	15,45	6,28
$V_{Rd1,Beton}$ [kN]	38,0	25,7	41,4	27,9	41,7	24,9	45,6	30,8
$V_{Rd1,Vorsp.}$ [kN]	27,8	27,8	27,8	27,8	18,1	18,1	13,9	13,9
V_{Rd1} [kN]	65,8	53,5	69,2	55,7	59,8	43,0	59,5	44,7

Tab. 4.2: Betontraganteil nach EC 2, Nachrechnung für den Bruchzustand

Schubbewehrung Bügel, 2-schnittig	Bügelabstand $s_{Bü}$ [cm]	A_{sw} [cm ²]	V_{wd} [kN]
ϕ 4	12 ⁵	0,25	34,1
ϕ 6	10	0,56	84,1
	12 ⁵		67,3
ϕ 8	10	1,01	166,1
	12 ⁵		132,9
ϕ 12	12 ⁵	2,26	258,9

Tab. 4.3: Traganteil der Schubbewehrung nach EC 2

c) Tragfähigkeit der Betondruckstrebe (siehe Tab. 4.4)

Für die Berechnung nach dem Standardverfahren

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

mit

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$$

(f_{ck} in N/mm^2)

Für die Nachrechnung der Versuche ist hier $f_{cd} = \beta_p$ gesetzt worden.

	VT 1, VT 2	VT 3, VT 4	VT 5, VT 6	VT 7, VT 8
β_p [MN/m^2]	21,5	25,5	26,0	31,0
v [-]	0,593	0,573	0,570	0,545
V_{Rd2} [kN]	271	310	315	359

Tab. 4.4: Tragfähigkeit der Betondruckstrebe nach EC 2

4.3.3 Querkrafttragfähigkeit nach Specht

a) Ertragbare Querkraft des Betonquerschnitts infolge Einzellast

Folgende Formeln sind aus Abschnitt 2 bekannt:

$$\mu_L = \frac{100 \cdot (A_s + A_z)}{b_0 \cdot h}$$

$$f_F = 3,3 + 25 \cdot \sqrt[3]{\frac{\mu_L [\%]}{h [cm]}}$$

$$\frac{a}{h} < f_F \rightarrow Q_{bF} = \left\{ 0,050 + 0,075 \cdot \left(\frac{f_F - \frac{a}{h}}{f_F - 1,5} \right)^3 \right\} \cdot b_0 \cdot h \cdot \beta_R$$

a: Abstand der Einzellast vom nächsten Auflager

Für Versuchsnachrechnungen

$$\beta_R = 0,85 \cdot (\beta_w - 5)$$

	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8
β_R [MN/m ²]	19,6		24,1		24,1		30,2	
A_{sI} [cm ²]	18,8	6,28	18,8	6,28	12,06	4,02	15,45	6,28
μ_L [%]	4,0	1,33	4,0	1,33	2,55	0,85	3,27	1,33
f_F [-]	15,87	12,0	15,87	12,0	14,1	10,8	15,05	12,0
a/h [-]	8,73							
Q_{bF} [kN]	54,8	48,4	67,4	59,5	63,6	57,8	82,2	74,6

Tab. 4.5: Betontraganteil bei Belastung durch Einzellasten nach Specht

Für die Nachrechnung der Versuche wurde für $\beta_R = \beta_p$ eingesetzt

$$\beta_p = 0,85 \cdot 0,90 \cdot \beta_w$$

b) Traganteil der Vorspannung - Reines Bogen-Zugband-Modell

$$Q_v = 10 \cdot V_s \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2 + 0,25 \cdot \frac{V_z}{A_b} \cdot b_0 \cdot h \quad V_s = V_z = V$$

	VT 1 - 4	VT 5, VT 6	VT 7, VT 8
V [kN]	600	390	300
Q _v [kN]	66,0	42,9	33,0

Tab. 4.6: Traganteil der Vorspannung nach Specht

c) Traganteil der Schubbewehrung - Senkrechte Bügel

Fachwerkmodell $\vartheta = 45^\circ$

$$Q_{s,bü} = \frac{A_{s,bü}}{s_{s,bü}} \cdot z \cdot \beta_s$$

Schubbewehrung Bügel, 2-schnittig	Bügelabstand s _{Bü} [cm]	A _{sw} [cm ²]	V _{wd} [kN]
∅ 4	12 ⁵	0,25	27,6
∅ 6	10	0,56	77,3
	12 ⁵		61,8
∅ 8	10	1,01	139,4
	12 ⁵		111,5
∅ 12	12 ⁵	2,26	249,5

Tab. 4.7: Traganteil der Schubbewehrung nach Specht

d) Tragfähigkeit der Betondruckstrebe**Höchstwert der Bemessungswerte**

$$Q_r = Q_b + Q_v + Q_s \leq 0,79 \cdot b_o \cdot z \cdot \beta_R^{2/3}$$

	VT 1, VT 2	VT 3, VT 4	VT 5, VT 6	VT 7, VT 8
β_R [MN/m ²]	19,6	24,1	24,1	30,2
$Q_{r, \max}$ [kN]	237	272	272	317

Tab. 4.8: Tragfähigkeit der Betondruckstrebe nach Specht

4.3.4 Querkrafttragfähigkeit nach Wölfel

Da VT 1 und VT 2 für ein Schubversagen konstruiert wurden, ist die schlaffe Biegezugbewehrung überdimensioniert. Deshalb ist zur Bestimmung des Verhältnisses Z_z/Z_s in Tabelle 4.9 die erforderliche Zugkraft der schlaffen Biegezugbewehrung ermittelt worden. VT 3 bis VT 8 zeigten im Bruchzustand ein Biegeversagen. Die schlaffe Biegezugbewehrung war im Gegensatz zur Schubbewehrung unterdimensioniert. Deshalb wurde die rechnerisch aufnehmbare Querkraft des Fachwerkes aus der aufnehmbaren schlaffen Biegezugkraft bestimmt und nicht aufgrund der eingelegten Bügelbewehrung.

$$Q_{B.-Z.-M.} = \frac{2 \cdot V_u \cdot z}{l}$$

$$Q_{\text{Fachwerk}} = Q_{\text{Versuch}} - Q_{B.-Z.-M.}$$

	Vorspannung V_u [kN]	Z_s [kN]	Z_z/Z_s [-]	$Q_{B.-Z.-M.}$ [kN]	Q_{FW} [kN]	$Q_{u,\text{ges.}}$ [kN]
VT 1	686,6	619	1,11	66,9	60,3	127,2
VT 2	650,6	619	1,05	63,3	60,3	123,3
VT 3	686,5	940	0,73	66,8	91,5	158,3
VT 4	662,5	940	0,70	64,5	92,1	156,6
VT 5	499,3	603	0,83	48,6	58,6	107,2
VT 6	(343,0)	(581)	(0,59)	(33,4)	(56,6)	(90)
VT 7	341,4	773	(0,44)	33,2	75,5	108,7
VT 8	345,3	773	0,45	33,6	74,7	108,3

Tab. 4.9: Querkrafttragfähigkeit nach Wölfel

4.3.5 Querkrafttragfähigkeit nach Kordina/Hegger

a) Betontraganteil

$$Q_b = h \cdot b_0 \cdot 0,19 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F \cdot \left(1 + 1,25 \frac{M_0}{M_u} \right)$$

$$\mu_L = \frac{100 \cdot (A_S + A_Z)}{h \cdot b_0}$$

$$f_F = 0,7 + 0,15 \cdot \frac{b}{b_0} \leq 1,0$$

$$M_0 = N_{V+\Phi} \cdot \frac{I_b}{y_u} \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bv} \cdot y_u}{I_b} \right)$$

M_0 : Dekompressionsmoment

	μ_L [%]	f_F [-]	$N_{v, gemessen}$ [kN]	M_0 [kNm]	M_u [kNm]	β_p [MN/m ²]	Q_b [kN]
VT 1	4,0		686,6	174,1	476	21,5	96,3
VT 2	1,33		650,6	164,9	481	21,5	65,4
VT 3	4,0		686,5	174,0	550	25,5	100,4
VT 4	1,33		662,5	167,9	523	25,5	69,9
VT 5	2,55	1,0	499,3	126,5	330	26,0	92,5
VT 6	0,85		(343)	(86,9)	(248)	26,0	-- ¹⁾
VT 7	3,27		409	103,7	364	31,0	100,6
VT 8	1,33		409	103,7	364	31,0	74,5

Tab. 4.10: Betontraganteil nach Kordina/Hegger

- 1) Die Berechnung wird nicht ausgeführt, weil die vorliegenden Werte des Trägers VT 6 nicht den Bruchzustand beschreiben.

b) Traganteil der Schubbewehrung

$$Q_s = 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s}$$

$\beta_{s,s}$: siehe Tab. 3.4

c) Traganteil der Vorspannung

Es wird lediglich der Querkraftanteil aus der Umlenkung der Spannglieder berücksichtigt.

Schubbewehrung $a_{s,Bü}$	$\mu_{s,s}$ [%]	Q_s [kN]
$\emptyset 4/12^5$	0,134	28,5
$\emptyset 6/10$	0,377	80,2
$\emptyset 6/12^5$	0,302	64,2
$\emptyset 8/10$	0,670	142,5
$\emptyset 8/12^5$	0,537	114,2
$\emptyset 12/12^5$	1,208	256,9

Tab. 4.11: Traganteil der Schubbewehrung nach Kordina/Hegger

d) Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

$$Q_u \leq 0,189 \cdot h \cdot b_o \cdot \beta_{WN}$$

mit β_{WN} nach Tab. 3.1.

	VT1 / VT2	VT3 / VT4	VT5 / VT6	VT7 / VT8
Q_u [kN]	251	297	305	362

Tab. 4.12: Tragfähigkeit der Betondruckstrebe nach Kordina/Hegger

4.4 Zusammenstellung der rechnerischen Querkrafttraganteile

VT 1: Schubbruch $Q_u = 173 \text{ kN}$		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	38,0	54,8	-	96,3 ⁴⁾
Bügelbewehrung $\phi 6/12^5$	2a	67,3	65,5	60,3 ¹⁾	68,1
Bügelbewehrung $\phi 8/12^5$	2b	132,9	129,3	-	132,5
Vorspannung	3	27,8	66,0	66,9 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		271	241	-	256
Summe (1+2a+3)		133,1	186,3	127,2	164,4

Tab. 4.13: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 1

VT 2: Schubbruch $Q_u = 175 \text{ kN}$		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	25,7	48,4	-	65,4 ⁴⁾
Bügelbewehrung $\phi 6/12^5$	2a	67,3	65,5	60,3 ¹⁾	68,1
Bügelbewehrung $\phi 8/12^5$	2b	132,9	129,3	-	132,5
Vorspannung	3	27,8	66,0	63,3 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		271	233	-	246
Summe (1+2a+3)		120,8	179,9	123,6	133,5

Tab. 4.14: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 2

Erläuterung der Kopfzeiger in Tab. 4.14 bis 4.21:

- 1) Kraft des Fachwerkmodells wurde aus Versuchsergebnis des Bruchzustands berechnet
- 2) Kraft des Bogen-Zugband-Modells wurde aus Versuchsergebnis des Bruchzustands berechnet
- 3) Aufteilung der Kräfte bei einer Auflast von $F = 180 \text{ kN}$.
- 4) Berechnung mit gemessener Vorspannkraft im Bruchzustand
- 5) Berechnung mit der aktuellen Vorspannkraft bei $F = 180 \text{ kN}$ Auflast

VT 3: Biegebruch Q = 200 kN		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	41,4	67,4	-	100,4 ⁴⁾
Bügelbewehrung ø6/12 ⁵	2a	67,3	65,5	91,5 ¹⁾	68,1
Bügelbewehrung ø8/12 ⁵	2b	132,9	129,3		132,5
Bügelbewehrung ø12/12 ⁵	2c	258,9	252,0		259,5
Vorspannung	3	27,8	66,0	66,8 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		310	266	-	289
Summe (1+2b+3)		202,1	262,7	158,3	232,9

Tab. 4.15: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 3

VT 4: Biegebruch Q = 190 kN		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	27,9	59,5	-	69,9 ⁴⁾
Bügelbewehrung ø6/12 ⁵	2a	67,3	65,5	92,1 ¹⁾	68,1
Bügelbewehrung ø8/12 ⁵	2b	132,9	129,3		132,5
Bügelbewehrung ø12/12 ⁵	2c	258,9	252,0		259,5
Vorspannung	3	27,8	66,0	64,5 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		310	277	-	305
Summe (1+2b+3)		188,6	254,8	156,6	202,4

Tab. 4.16: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 4

VT 5: Biegebruch Q = 120 kN		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	41,7	63,6	-	92,5 ⁴⁾
Bügelbewehrung ø6/10	2a	84,1	81,9	58,6 ¹⁾	85,0
Bügelbewehrung ø8/10	2b	166,1	161,7		165,3
Vorspannung	3	18,1	42,9	48,6 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		315	273	-	305
Summe (1+2a+3)		143,9	188,4	107,2	177,5

Tab. 4.17: Rechnerische querkrafttragfähigkeit VT 5

VT 6: Biegebruch Versuch wurde abgebrochen		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	24,9	57,8	-	-
Bügelbewehrung ø6/10	2a	84,1	81,9	56,6 ³⁾	85,0
Bügelbewehrung ø8/10	2b	166,1	161,7		165,3
Vorspannung	3	18,1	42,9	33,4 ³⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		315	273	-	305
Summe (1+2a+3)		127,1	182,6	(90)	-

Tab. 4.18: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 6

VT 7: Biegebruch Q = 132,5 kN		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	45,6	82,2	-	100,6 ⁴⁾
Bügelbewehrung ø6/10	2a	84,1	81,9	75,5 ¹⁾	85,0
Bügelbewehrung ø8/10	2b	166,1	161,7		165,3
Vorspannung	3	13,9	33,0	33,2 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		359	317	-	362
Summe (1+2a+3)		143,6	197,1	108,7	185,6

Tab. 4.19: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 7

VT 8: Biegebruch Q = 130 kN		EC 2	Specht	Wölfel	Kordina/ Hegger
Betontraganteil	1	30,8	74,6	-	74,5 ⁴⁾
Bügelbewehrung ø6/10	2a	84,1	81,9	74,7 ¹⁾	85,0
Bügelbewehrung ø8/10	2b	166,1	161,7		165,3
Vorspannung	3	13,9	33,0	33,6 ²⁾	-
max. Tragfähigkeit der Druckstrebe		359	317	-	362
Summe (1+2a+3)		128,8	189,5	108,3	159,5

Tab. 4.20: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit VT 8

5. Versuchsergebnisse

5.1 Durchbiegungen

Die Versuchsträger zeigten bis kurz vor dem Erreichen des Bruchzustands ein lineares Verhalten. (siehe Bild 5.1 bis 5.8)

Die Durchbiegungen entwickelten sich mit zunehmender Belastung symmetrisch zur Trägermitte. Zwischen den Balkenbereichen mit geringerem und höherem Schubbewehrungsgrad ist kein wesentlicher Unterschied feststellbar. Lediglich die Durchbiegung des Trägers VT 6 war bei einer Last von 150 kN in dem Trägerbereich mit geringerer Schubbewehrung etwas größer.

Vergleicht man die Durchbiegungen der Träger VT 5 und VT 6 sowie VT 7 und VT 8, so zeigen die Träger mit gestaffelter Längsbewehrung (VT 6 und VT 8) bei gleichen Laststufen etwas größere Durchbiegungen als die Träger mit durchgehender Längsbewehrung.

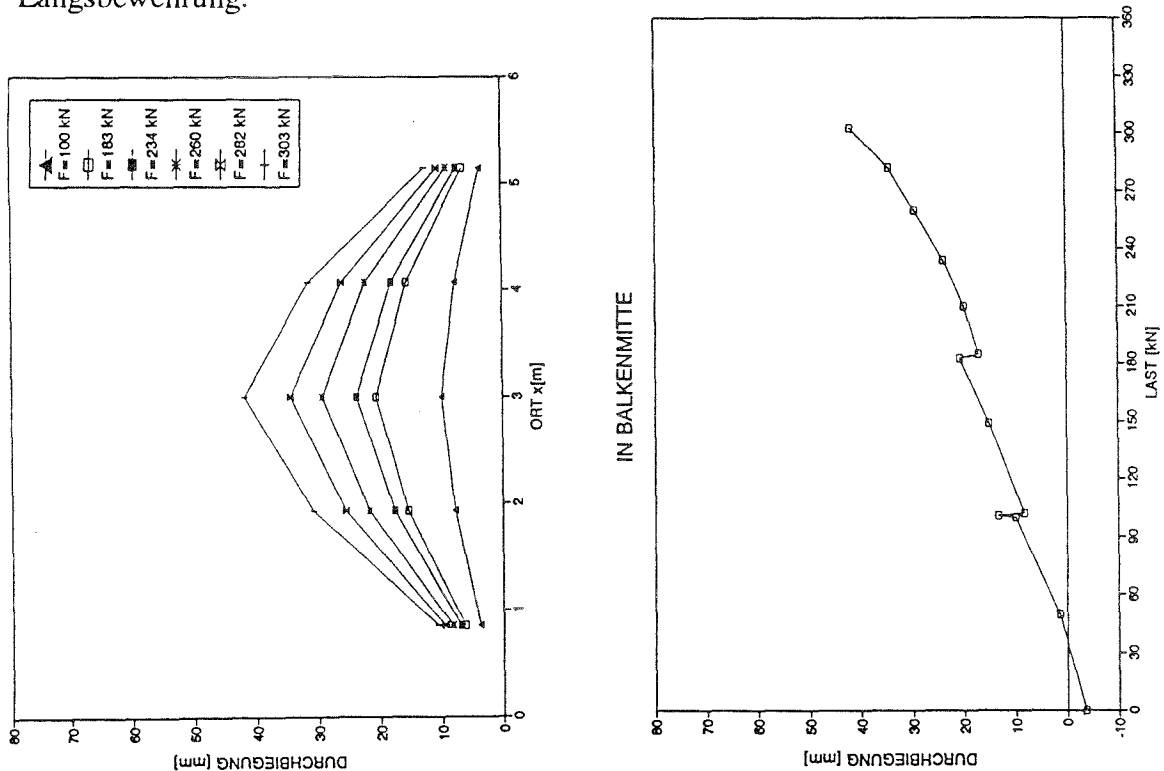


Bild 5.1: Durchbiegung VT 1

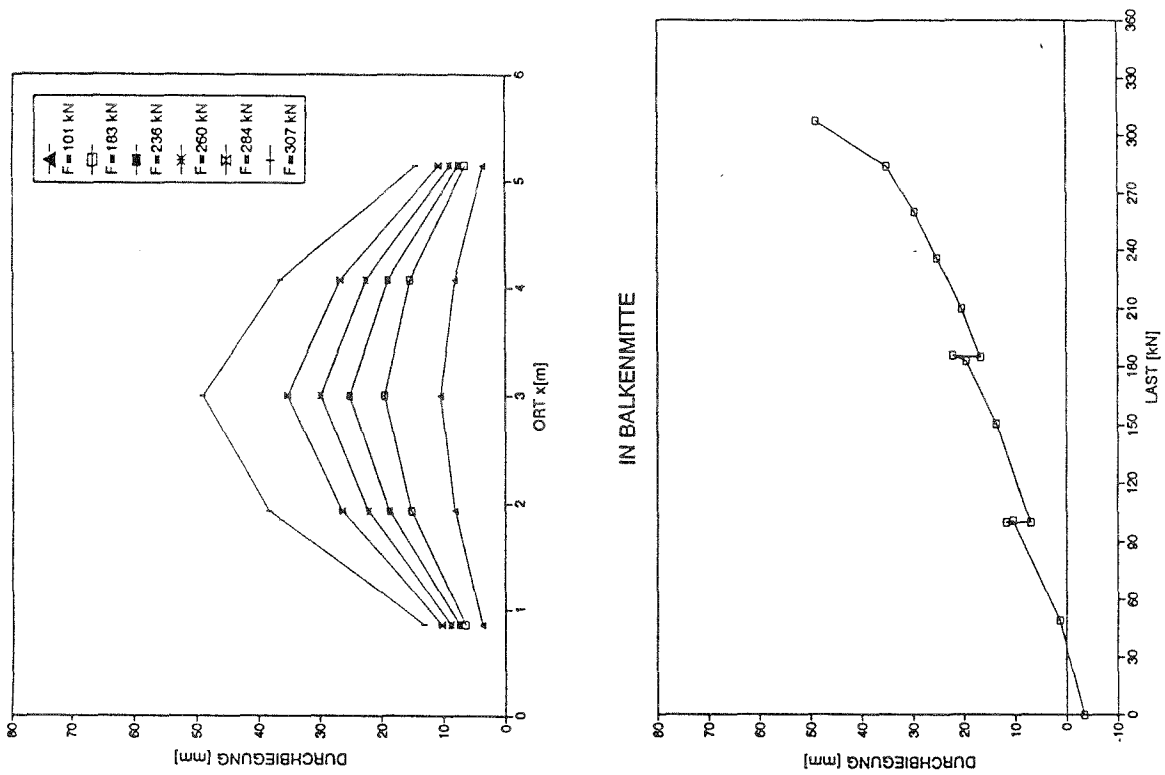


Bild 5.2: Durchbiegung VT 2

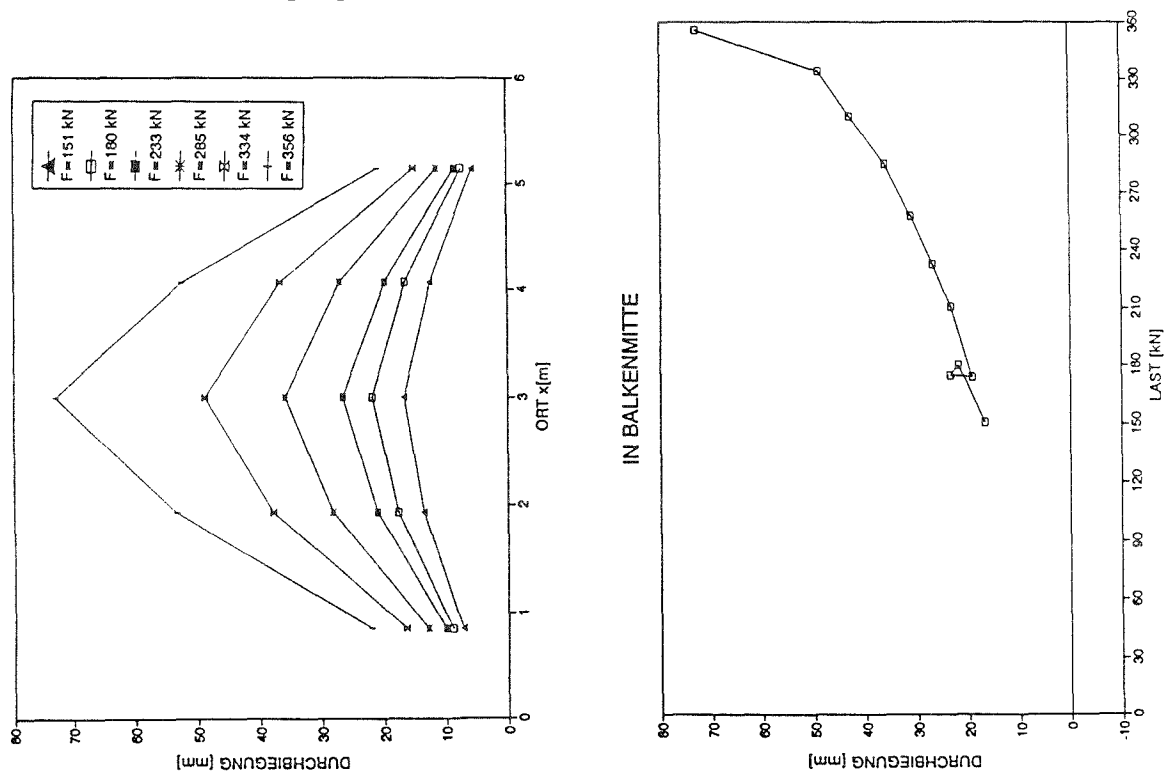


Bild 5.3: Durchbiegung VT 3

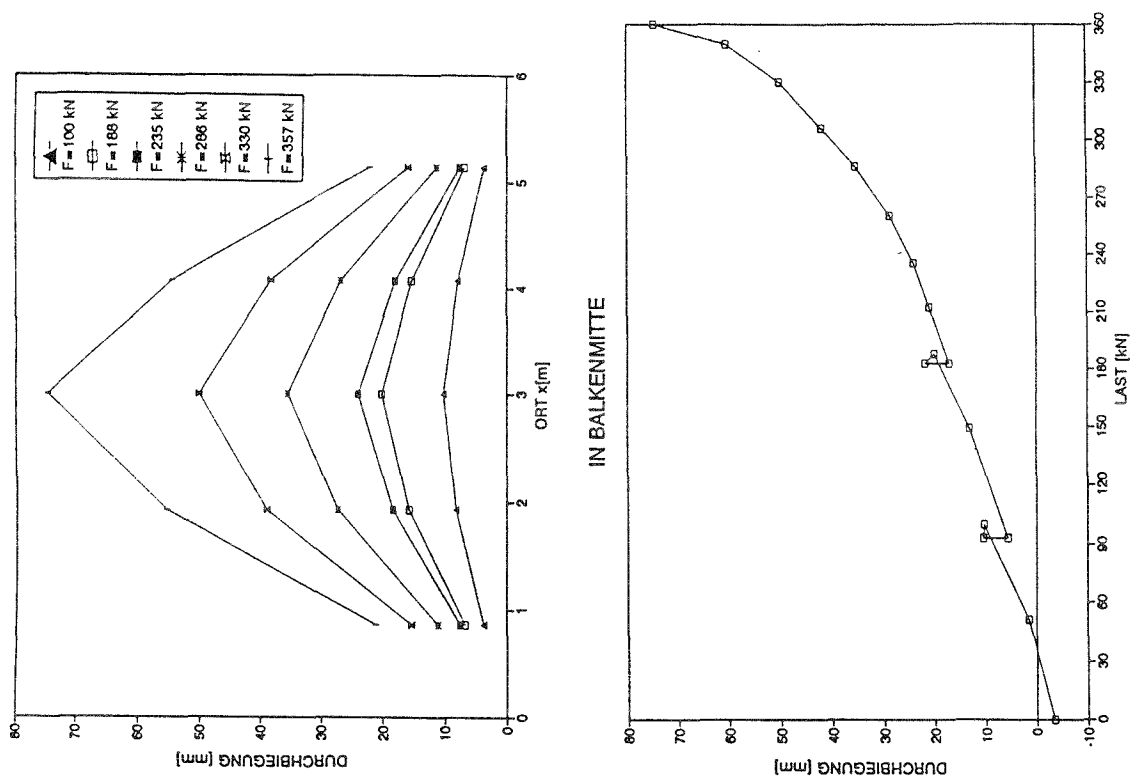


Bild 5.4: Durchbiegung VT 4

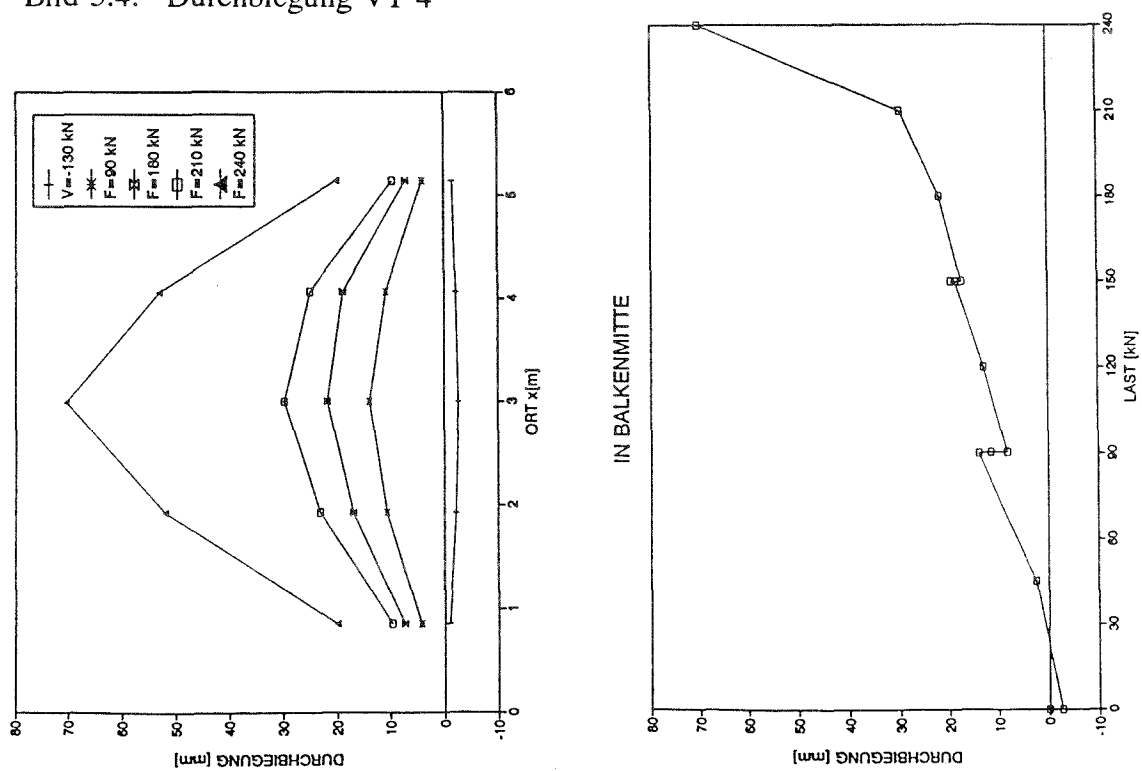


Bild 5.5: Durchbiegung VT 5

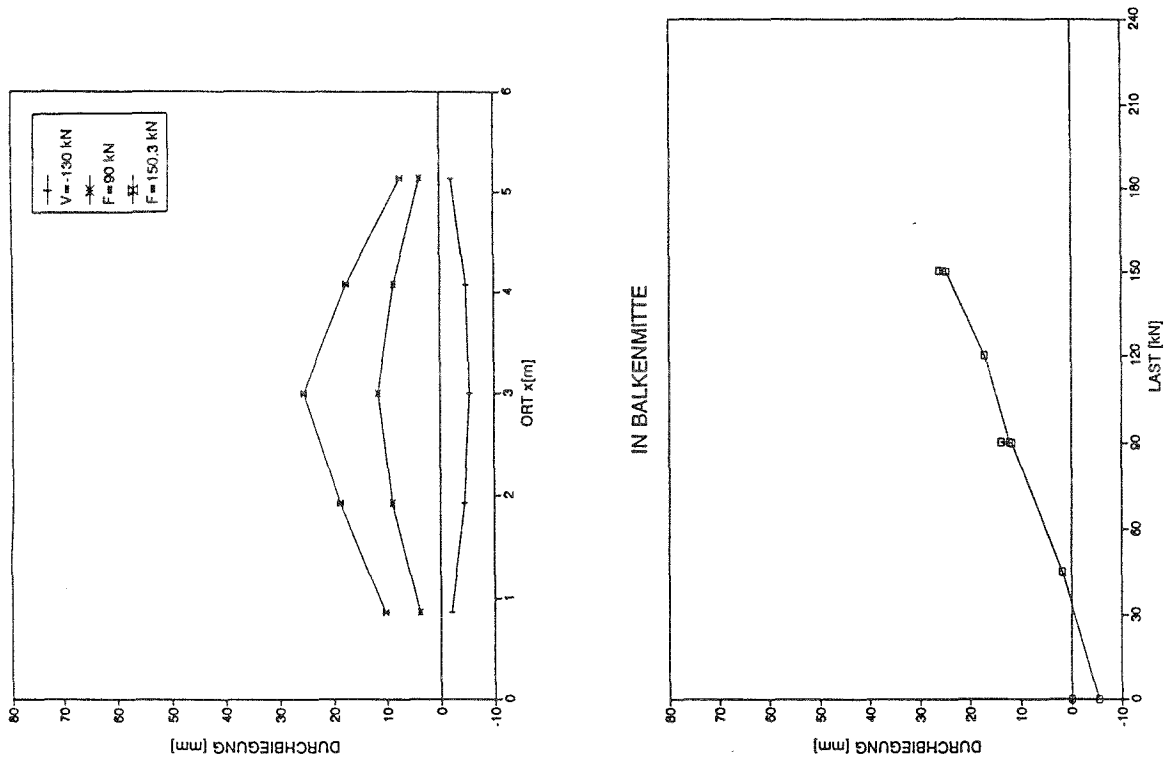


Bild 5.6: Durchbiegung VT 6

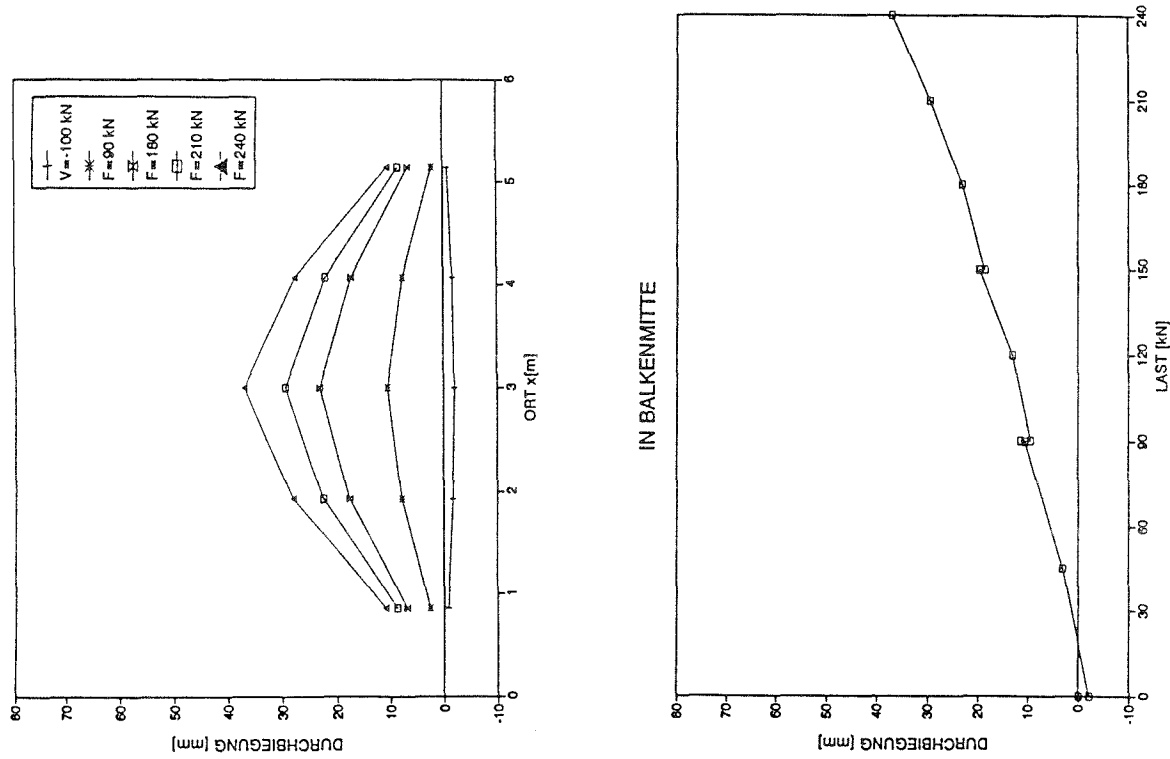


Bild 5.7: Durchbiegung VT 7

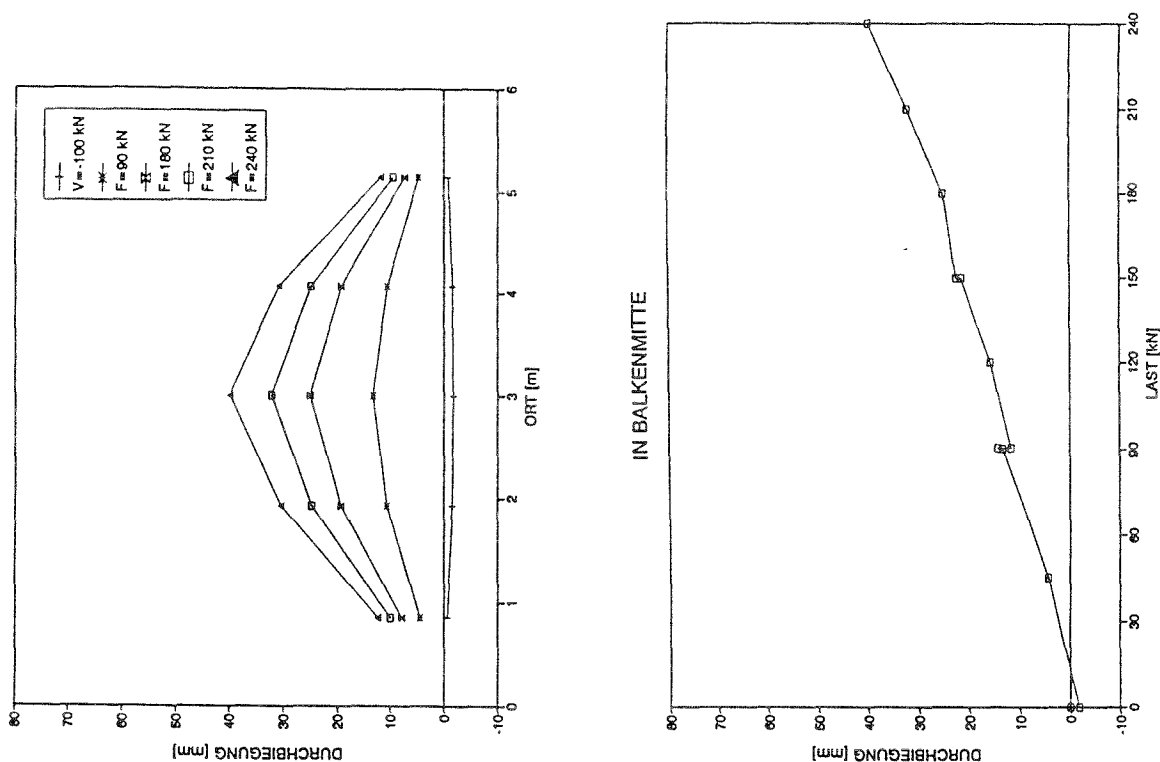


Bild 5.8: Durchbiegung VT 8

5.2 Rißverhalten

Träger VT 1 - VT 4

Die Rißbilder im Bruchzustand der Träger VT 1 bis VT 4 sind in Bild 5.9 dargestellt. Die Erstrißbildung setzte bei den Versuchsträgern VT 1 - VT 4 bei einer Auflast von 100 kN vor der zweiten Vorspannstufe ein. Nach der Vorspannung war ein Schließen der Risse zu beobachten. Nur bei Träger VT 1 blieben nach der zweiten Vorspannstufe sichtbare Risse, was auf die Torsionsbelastung zurückgeführt werden muß.

Die mittlere Schrägrißbreite der Träger VT 1 und VT 2 war gleich groß und betrug im Bruchzustand ca. 0,45 mm. Die Schrägrißbreite der Träger VT 3 und VT 4 war aufgrund des eingetretenen Biegebruchs geringer.

Der Bereich zwischen den äußeren Umlenkpunkten ist bei allen Trägern aufgrund der hier eingeleiteten Vertikalkomponente der Vorspannkraft völlig rißfrei.

Die Neigung der Risse nimmt bei allen Trägern von etwa 30° bei den äußeren Rissen bis auf etwa 45° zur Balkenmitte hin zu. Bei den Trägern VT 1 - VT 4 zeigten sich überall Schubrisse, die sich aus kurzen Biegerissen entwickelten und Schubrisse, die nicht bis zur Trägerunterkante durchliefen.

Träger VT 5 - VT 8

Die Bilder 5.10 bis 5.13 zeigen die Rißbilder der Träger VT 5 bis VT 8.

Die folgenden Tabellen geben die Erstrißlast, Rißbreiten und Rißneigungen im Bruchzustand an.

	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8
Erstrißlast F_{Riss} [kN]	80	90	70	55

Tab. 5.1: Erstrißlast

	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8
Biegeriðbreite $w_{R,B}$ [mm]	0,20	--	0,25	0,25
Schubriðbreite $w_{R,S}$ [mm]	0,15	--	0,20	0,30

Tab. 5.2: Maximale Riðbreiten im Bruchzustand

	VT 5	VT 6	VT 7	VT 8
Am Umlenkpunkt der Spannglieder	~35°	~35°	~45°	~45°
Trägermitte	~60°	~60°	~80°	~75°

Tab. 5.3: Riðneigungen im Bruchzustand

In Trägerbereichen mit größerer Schubbewehrung (Bgl. ø8/10 cm) verlaufen die Schubrisse im allgemeinen etwas steiler als in dem Trägerbereich mit geringerer Schubbewehrung.

Es ist festzustellen, daß die Schubrisse der Träger VT 7 und VT 8 etwas steiler verlaufen als die der Träger VT 5 und VT 6. Die geringeren Normalspannungen aus

der Vorspannung bei den Träger VT 7 und VT 8 führt dazu, daß die Hauptdruckspannung bei diesen Trägern steiler verläuft als bei den Trägern VT 5 und VT 6 mit größerer Normalspannungen, was auch den steileren Rißverlauf erklärt.

Träger VT 8, mit gestaffelter Bewehrung, zeigte bei niedrigen Laststufen ein ausgeprägtes Schubrißbild. Dies war bei dem Träger VT 7, mit nicht gestaffelter Längsbewehrung nicht erkennbar. Träger VT 6, ebenfalls mit gestaffelter Längsbewehrung, bestätigte diese Feststellung jedoch nicht. Vielmehr war das Rißbild des Trägers VT 6 in den unteren Laststufen durch nahezu senkrecht verlaufende Risse geprägt, wie sie bei alleiniger Wirkung des Bogen-Zugband-Modells auftreten. Erst mit weiterer Laststeigerung stellten sich Schrägrisse ein, die auf eine Überlagerung mit dem Fachwerkmodell schließen lassen.

In einem Abstand von ca. 1,00 m von beiden Trägerauflagern des VT 6 bildeten sich genau an der Stelle breite Risse, wo der mittlere Stab der unteren Längsbewehrung endete. Bei dem Träger VT 8 mit etwa gleicher Staffelung des Betonstahls war ein ähnliches Rißverhalten aber nicht zu erkennen.

Die Verschiedenheiten der Rißbilder lassen noch keine eindeutige Aussage über das Tragmodell zu, es lassen sich aber deutliche Tendenzen ablesen.

- Die Rißneigungen nach Tab.5.3 zeigen, daß vom Bogen-Zugband-Modell bei höheren Vorspanngraden ein größerer Anteil der Querkraft übertragen wird als bei geringerer Vorspannung. Dies bestätigt das dem Forschungsvorhaben zugrundeliegende Tragmodell von Wölfel.
- In den unteren Laststufen zeigte sich bei größeren Vorspannkräften die Tendenz, Querkräfte vorwiegend über das Bogen-Zugband-Modell abzutragen (siehe Träger VT 6). Bei geringeren Vorspannkräften trägt das Bogen-Zugband-Modell in den unteren Laststufen keine wesentlichen Querkraftanteile. Das Querkrafttragverhalten wird in allen Belastungsstufen durch das Fachwerkmodell bestimmt (siehe Träger VT 8).

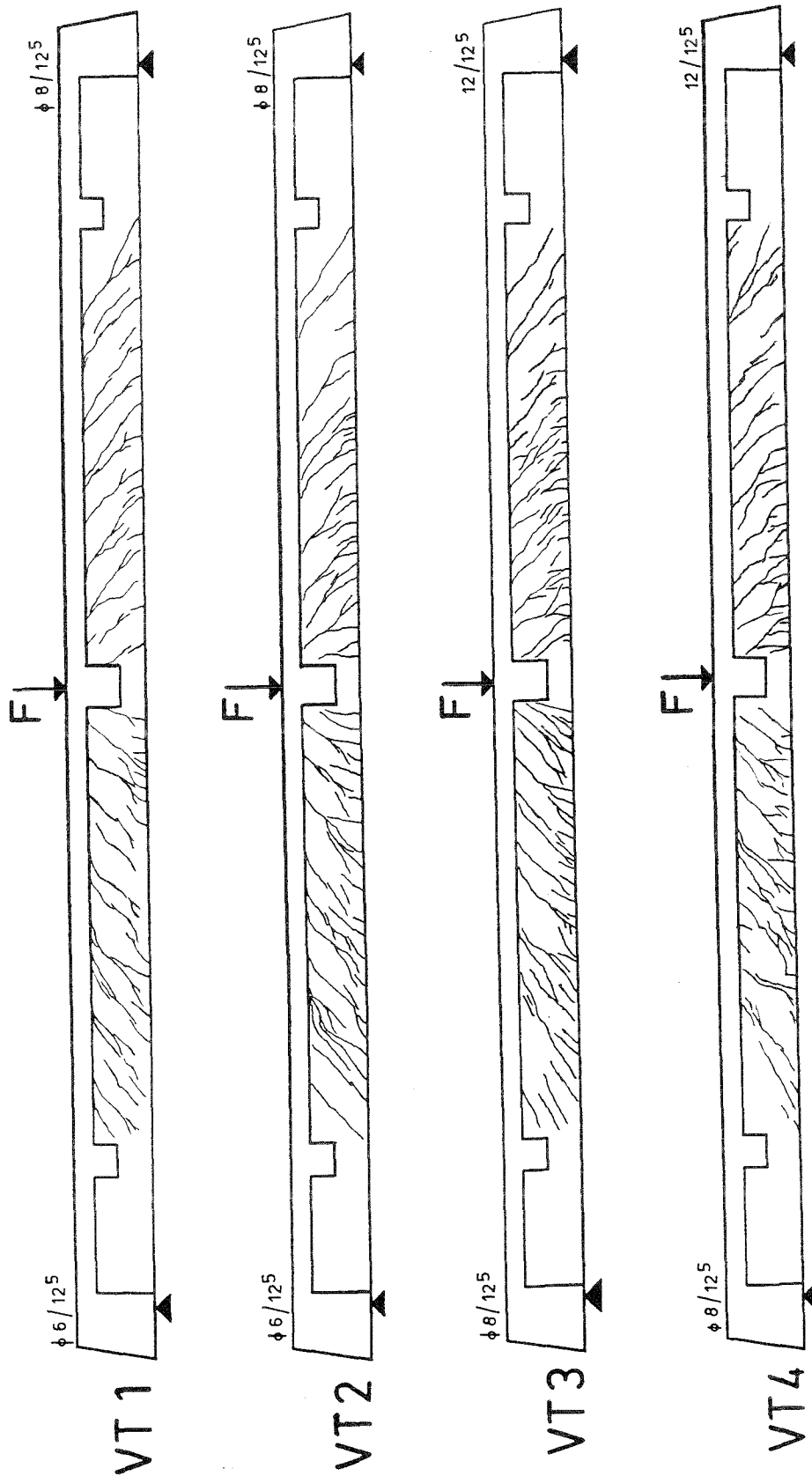


Bild 5.9: Reißbilder VT 1 - VT 4

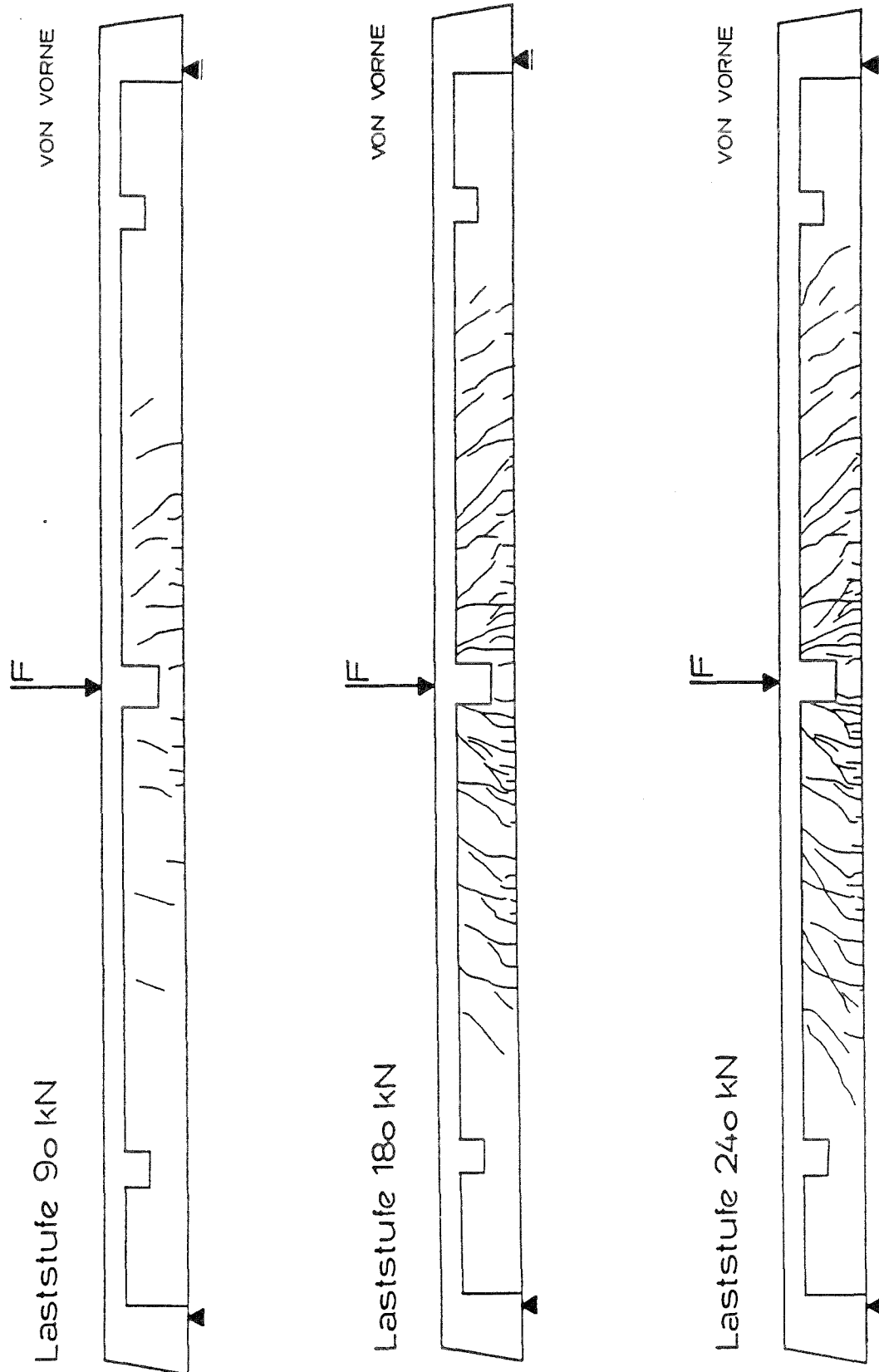


Bild 5.10: Rißbilder VT 5

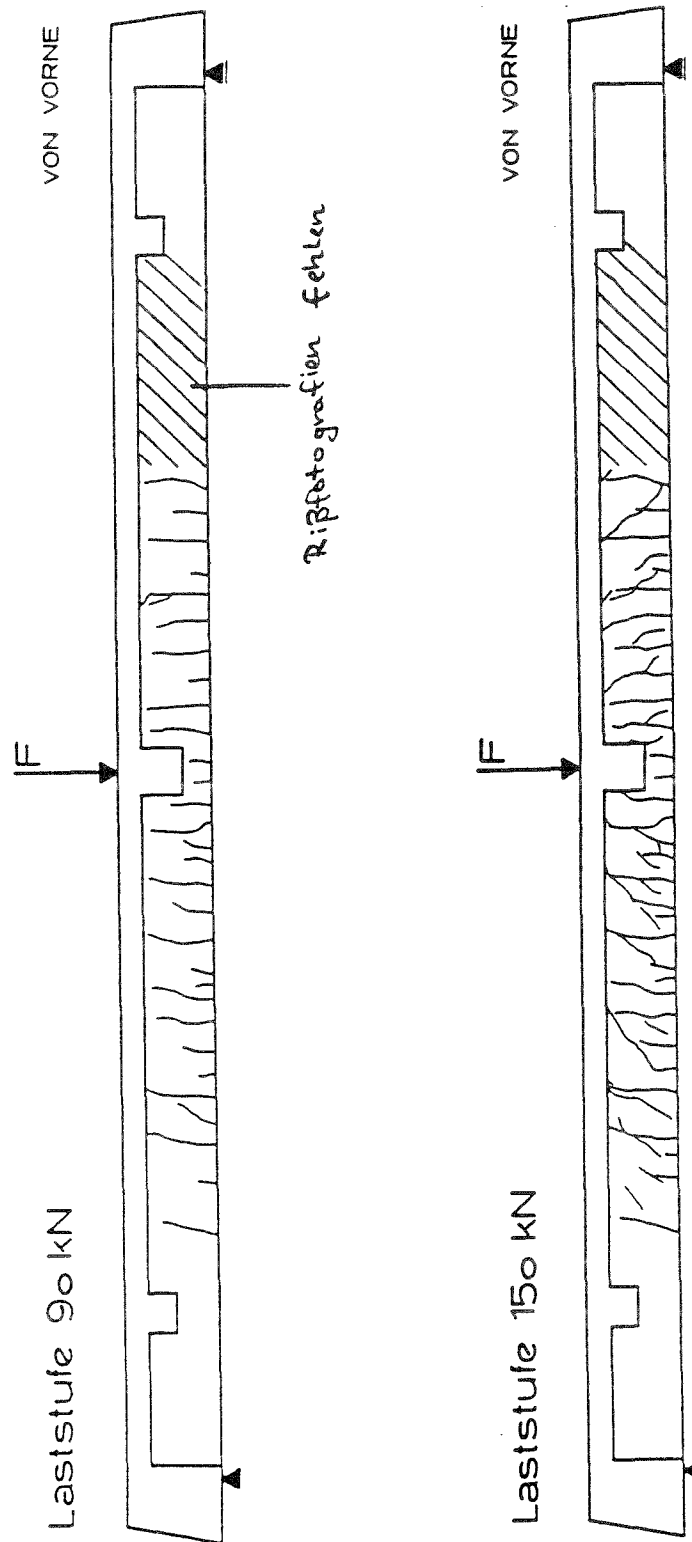


Bild 5.11: Rißbilder VT 6

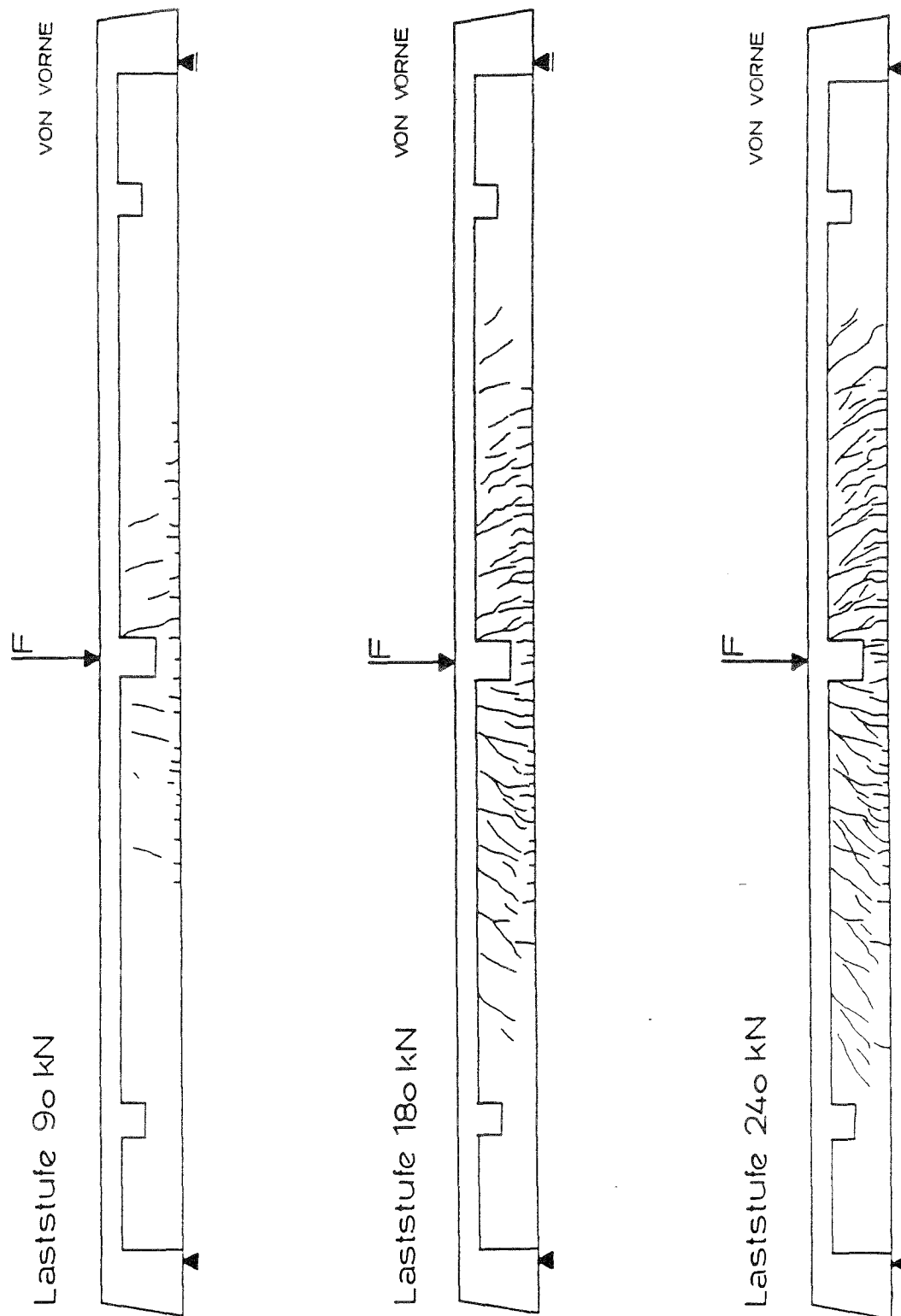


Bild 5.12: Rißbilder VT 7

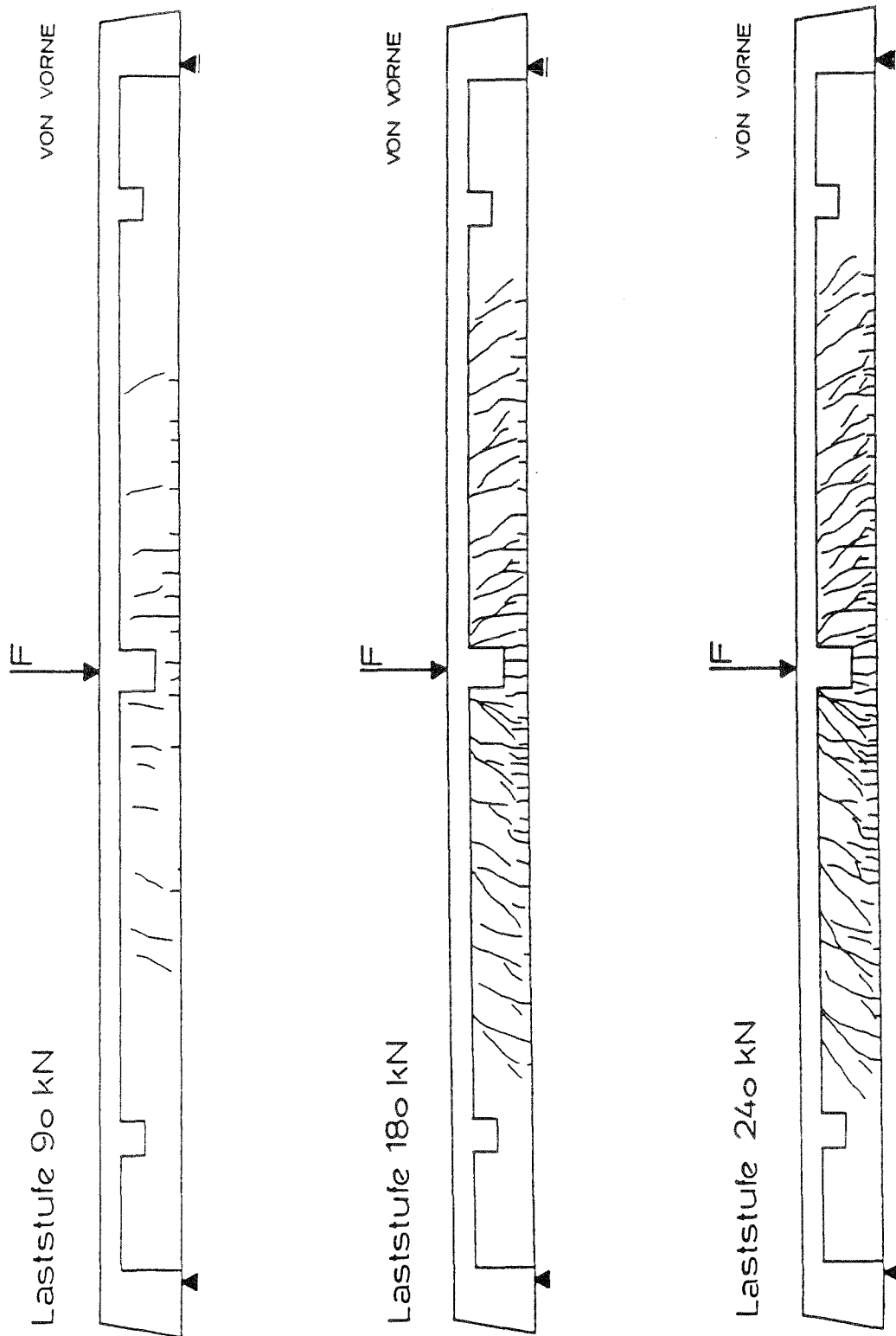


Bild 5.13: Rißbilder VT 8

5.3 Zunahme der Spannstahlkräfte

Im Abschnitt 4 dieses Berichts wurden zwei Ansätze zur Ermittlung der Zunahme der Spannstahlkräfte diskutiert:

- a) Näherungsansatz nach DIN 4227
- b) Ansatz von Kordina/Hegger.

Die Tabelle 5.4 zeigt eine Zusammenstellung der berechneten und gemessenen Werte.

	VT 1/VT 2	VT 3/VT 4	VT 5/VT 6	VT 7/VT 8
DIN 4227	666 kN	666 kN	434,0 kN	344 kN
Kordina/Hegger	702 kN	711 kN	483,0 kN	393 kN
Versuchsergebniss	687 kN/679 kN	761 kN/754 kN	499,3 kN/--	341 kN/346 kN

Tab. 5.4: Vergleich der gemessenen und berechneten Spannkraftzunahme im Bruchzustand

Die letzte Messung am Träger VT 5 bei einer Auflast von $F = 240$ kN ist im Bruchzustand durchgeführt worden. Der Träger VT 6 erreichte den Bruchzustand aufgrund des beschriebenen Fehlers in der Prüfanlage nicht. Bei den Trägern VT 7 und VT 8 wurde die letzte Messung bei einer Auflast von $F = 240$ kN durchgeführt. Der Biegebruch trat jedoch erst im Moment des nächsten Meßzyklus bei einer Auflast von $F = 265$ kN bzw. $F = 260$ kN ein, so daß die gerade begonnene Messung nicht abgeschlossen werden konnte und mit dem vorhandenen Versuchsergebnis die höchstmögliche Spannkraftzunahme im Bruchzustand nicht in vollem Umfang beschrieben wird.

Die beste Übereinstimmung der Versuchsergebnisse ist für den Träger VT 5 mit dem nach Kordina/Hegger ermittelten Spannkraftzuwachs festzustellen. Es darf angenommen werden, daß für die Träger VT 7 und VT 8 mit Meßergebnissen im Moment des Biegebruchs eine ähnlich gute Übereinstimmung nach dem Verfahren von Kordina/Hegger erzielt worden wäre. Die nach der DIN 4227 ermittelten Werte schätzen die Spannkraftzunahme bekanntlich sehr vorsichtig ab, dies wird auch durch diese Ergebnisse bestätigt.

Für die Träger VT 1 und VT 2, die einen Schubbruch erlitten haben, liegen die gemessenen Spannstahlkräfte im Buchzustand nahe dem Wert nach DIN 4227. Ein größerer Zuwachs der Spannstahlkräfte bis zum theoretischen Biegebruch hätte auch bei diesen Trägern einen größeren Abstand zum DIN-Wert ergeben.

Das Versuchsergebnis der Träger VT 3 und VT 4 zeigt zum Wert nach Kordina/Hegger im Vergleich zu allen anderen Trägern einen großen Abstand. Die Träger VT 3 und VT 4 erlitten bei einem angestrebten Schubbruchs einen Biegebruch, der durch das Versagen der Druckzone ausgelöst wurde. Das Verfahren von Kordina/Hegger geht von einem Biegezugbruch mit ausreichender Rotationsfähigkeit des Querschnitts aus. Ein Versagen der Druckzone wird ausgeschlossen, weshalb der Spannkraftzuwachs für die Träger VT 3 und VT 4 in diesem Fall nicht zutreffend bestimmt werden konnte. Nach der Bemessung der Träger hätte sich ein Biegezugbruch einstellen müssen. Wodurch eine Belastungssteigerung bis zum Biegedruckbruch möglich war ist unklar.

Bei allen Trägern ist festzustellen, daß sich nach den Schwingphasen der Belastung eine geringe Reduzierung der Spannkkräfte einstellte, obwohl die Durchbiegung gleichzeitig geringfügig anstieg. Als Ursache darf die Reibung der Spannglieder an den Umlenkpunkten angenommen werden. Durch die schwingende Belastung wurde die beim Anspannen durch Reibung an den Umlenkpunkten eingeleitete Vorspannkraft abgebaut und es stellt sich über die gesamte Trägerlänge ein Ausgleich der Spannstahldehnungen ein.

Bild 5.14 zeigt die Entwicklung der Spannkraft an beiden Trägerenden in Abhängigkeit der Trägerauflast beispielhaft für den Träger VT 5.

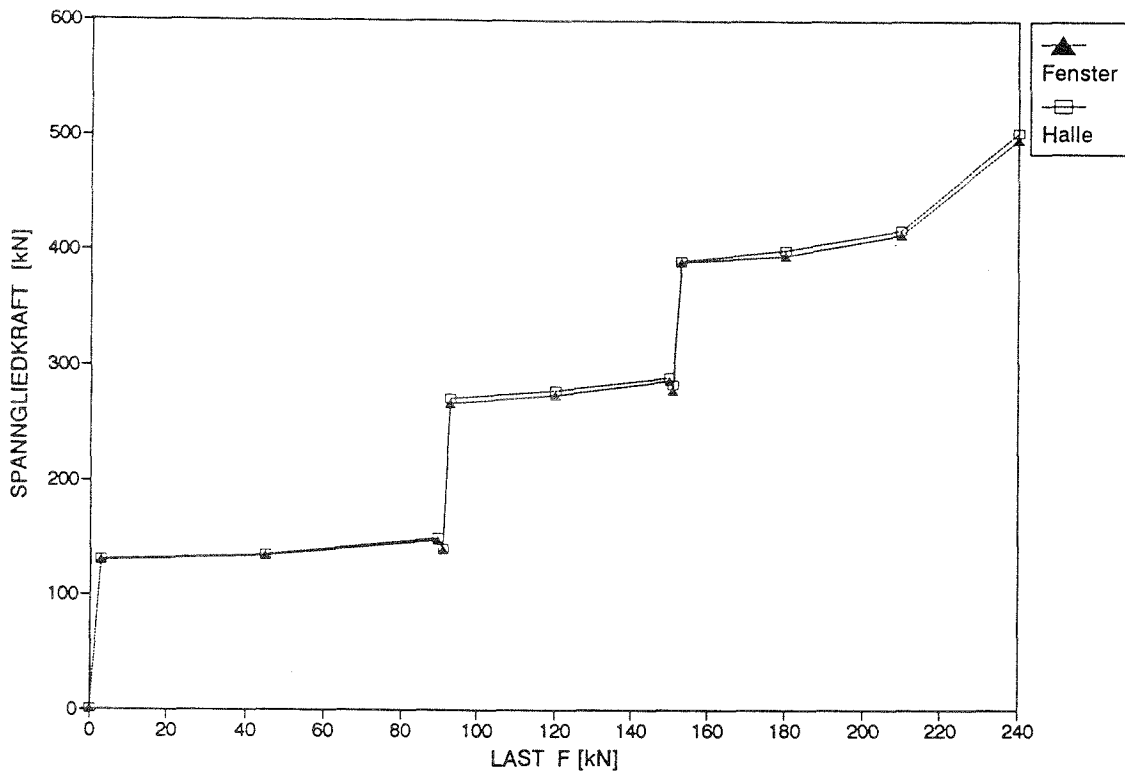


Bild 5.14: Spanngliedkräfte VT 5

5.4 Gemessene Zugkräfte der Betonstahl-Längsbewehrung

Die Bilder 5.15 bis 5.22 zeigen die Zugkräfte der oberen und unteren Lage der Betonstahllängsbewehrung der Träger VT 1 bis VT 8 je Träger und für verschiedene Laststufen.

Die Bilder 5.23 bis 5.30 zeigen den Vergleich der in den Bildern 5.15 bis 5.22 dargestellten Zugkräfte jeweils für ein Trägerpaar (VT 1 und VT 2, VT 3 und VT 4, VT 5 und VT 6 sowie VT 7 und VT 8) mit durchgehender (VT 1, VT 3, VT 5 und VT 7) und gestaffelter (VT 2, VT 4, VT 6 und VT 8) Längsbewehrung für verschiedene Laststufen.

In den Bildern 5.31 bis 5.32 ist der Vergleich der in den Bildern 5.21 bis 5.22 dargestellten Zugkräfte für Träger mit durchgehender (VT 5 und VT 7) und gestaffelter (VT 6 und VT 8) Längsbewehrung für verschiedene Vorspannkkräfte gezeigt. (VT 5 und VT 6, $Z_z/Z_s = 0,64$, VT 7 und VT 8, $Z_z/Z_s = 0,40$)

Der zum Teil sehr gezackte Verlauf einiger Kurven des Trägers VT 5 ist auf Meß-

fehler zurückzuführen. In den Laststufen nahe dem Bruchzustand vergrößerte sich der Fehler. Um die Übersichtlichkeit der Diagramme zu wahren wurden die fehlerhaften Daten nicht dargestellt. Aus diesem Grunde sind einige Kurven für den Träger VT 5 unterbrochen.

Die Messungen mit dem Setzdehnungsmesser ergaben in höheren Laststufen zum Teil Längsstahldehnungen, die größer als die Dehnung an der Streckgrenze des Stahls war. In den gezeigten Bildern wurde deshalb eine obere Grenze der Dehnungen in Höhe der im Versuch ermittelten Streckgrenze festgelegt. Daraus ergibt sich in einigen Kurven in Trägermitte ein horizontales Plateau, das den ins Fließen geratenen Stababschnitt kennzeichnet. Für die Zugkraft wurde ein Zuwachs oberhalb der Streckgrenze vernachlässigt.

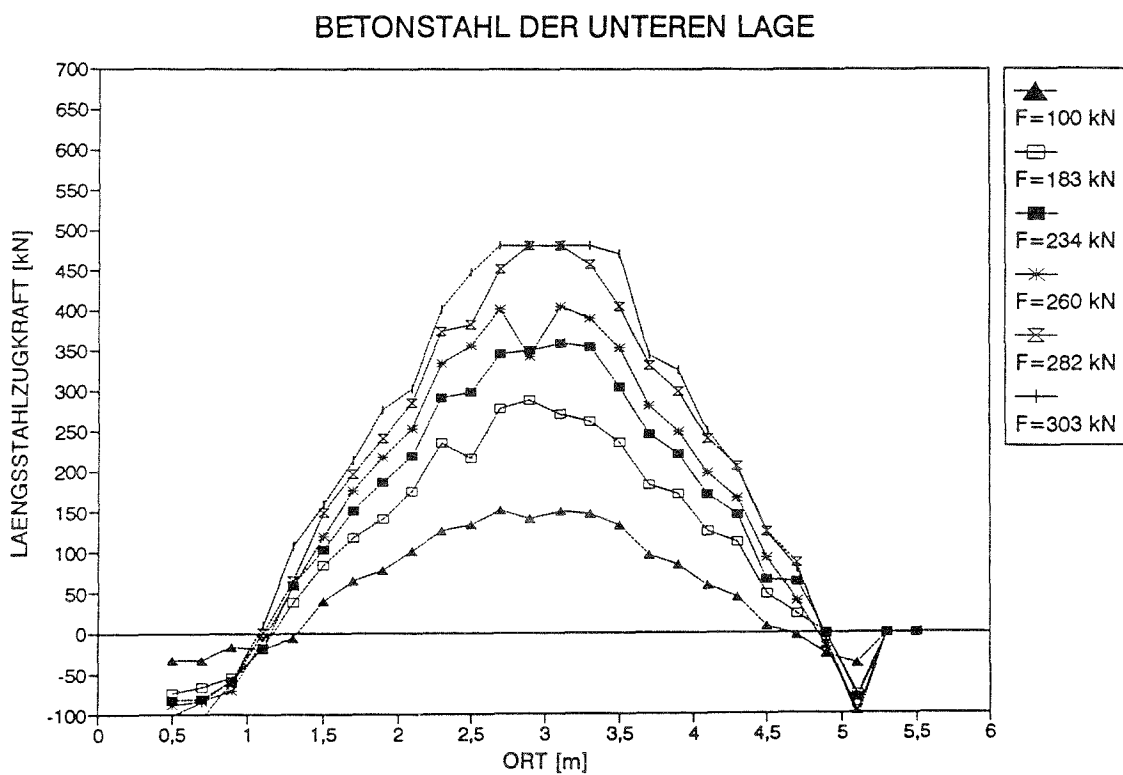
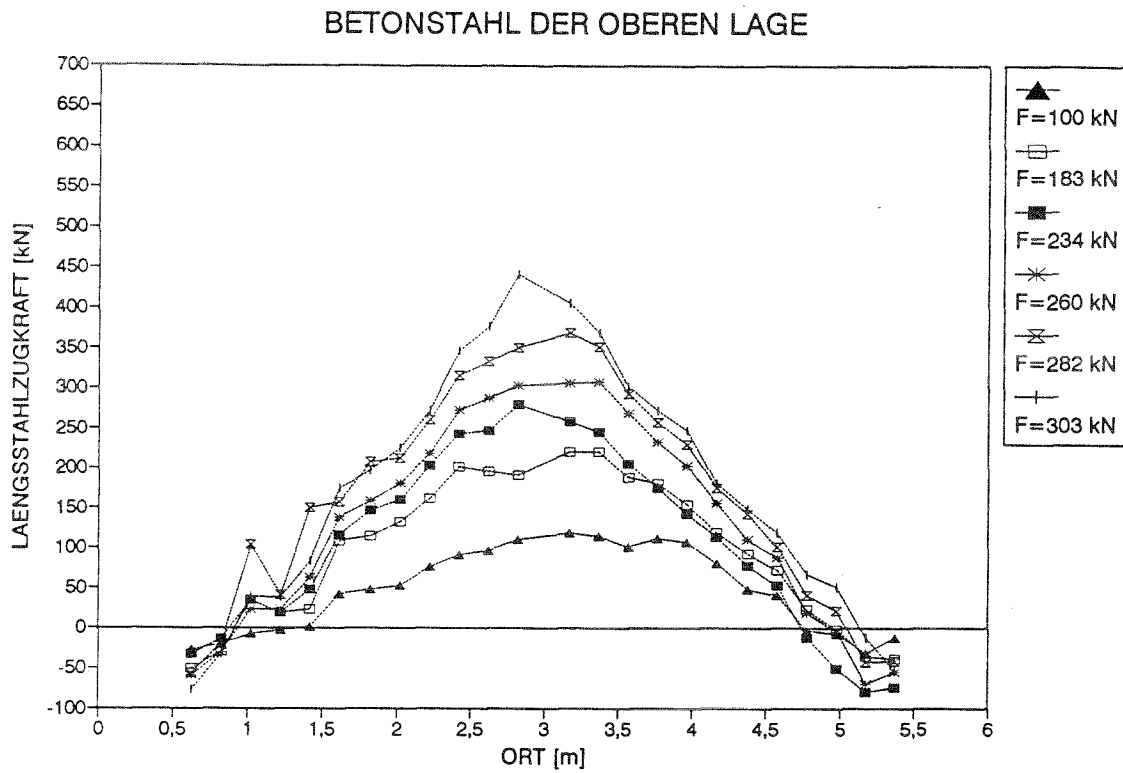


Bild 5.15: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 1

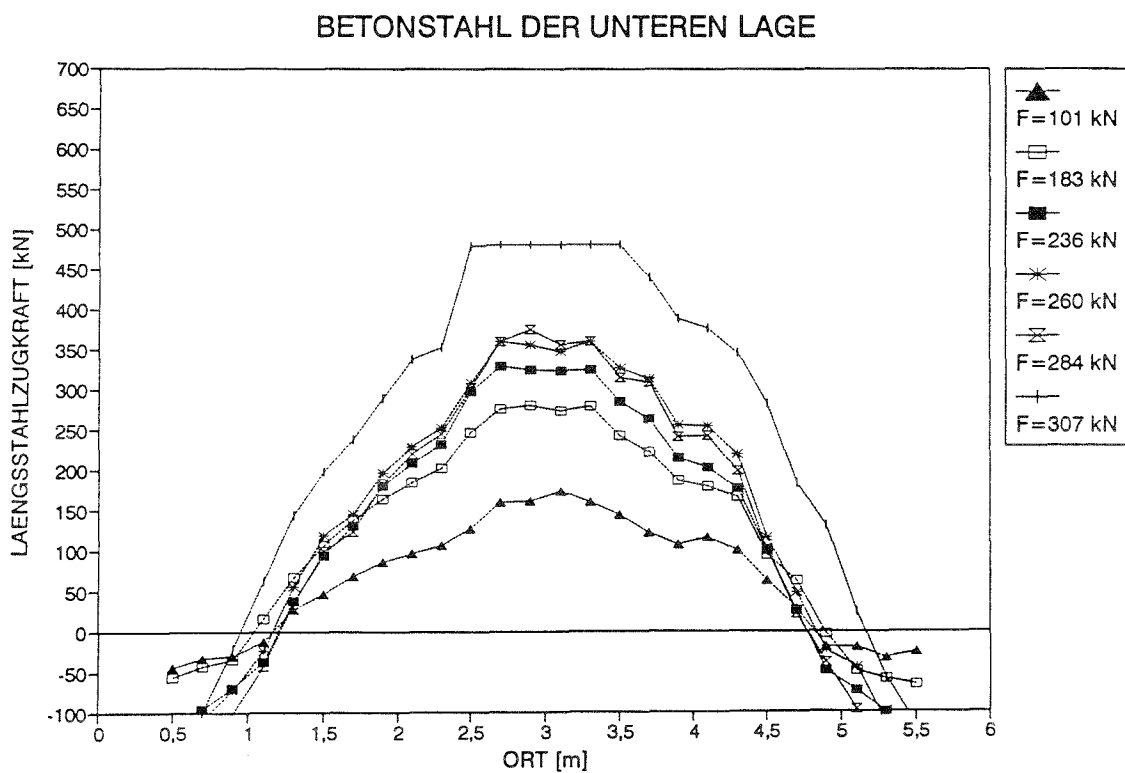
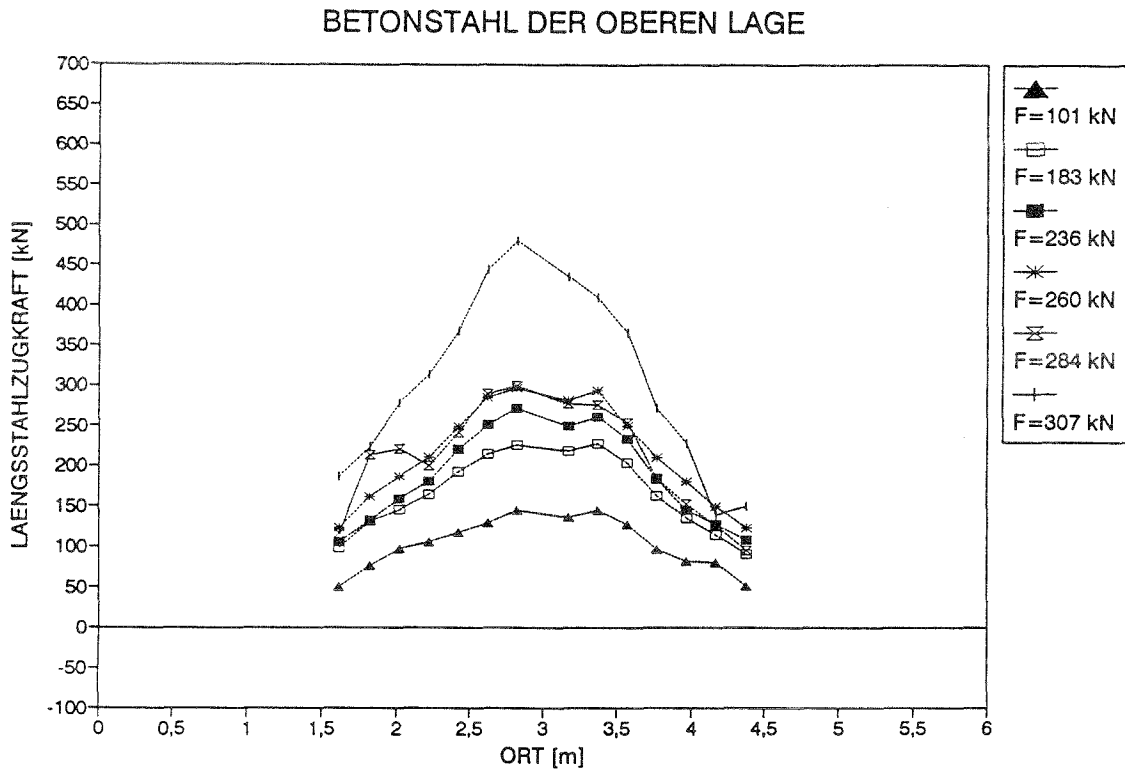


Bild 5.16: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 2

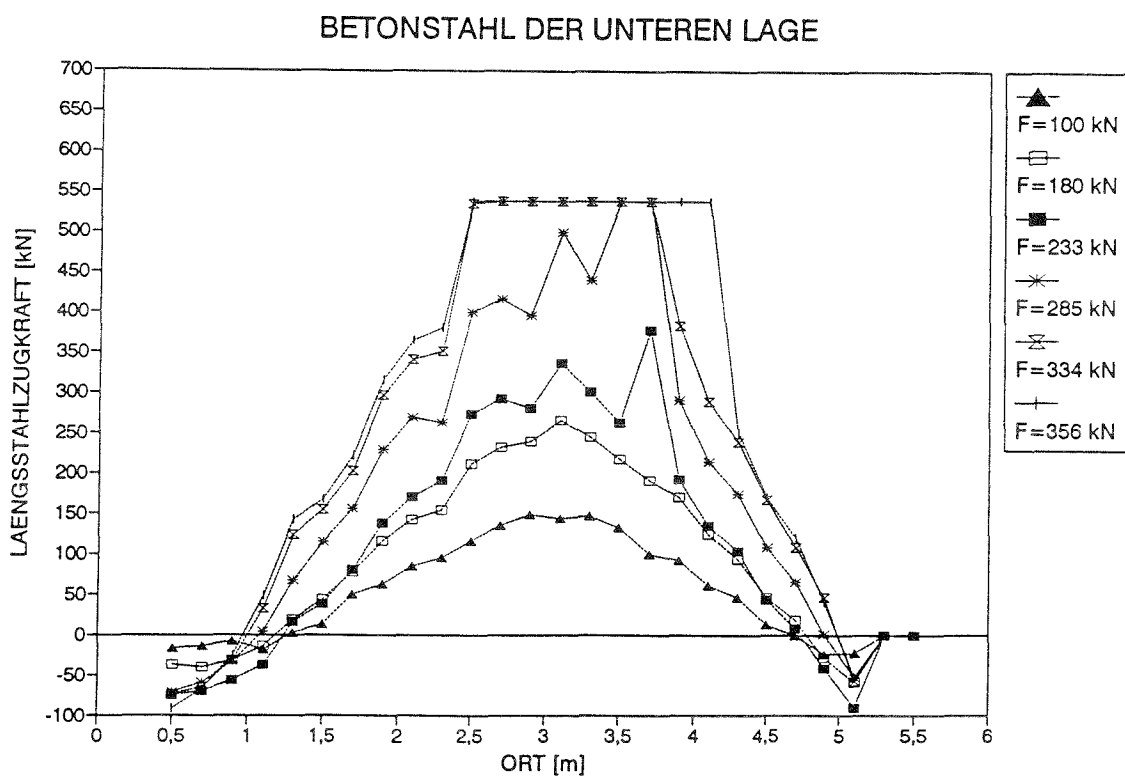
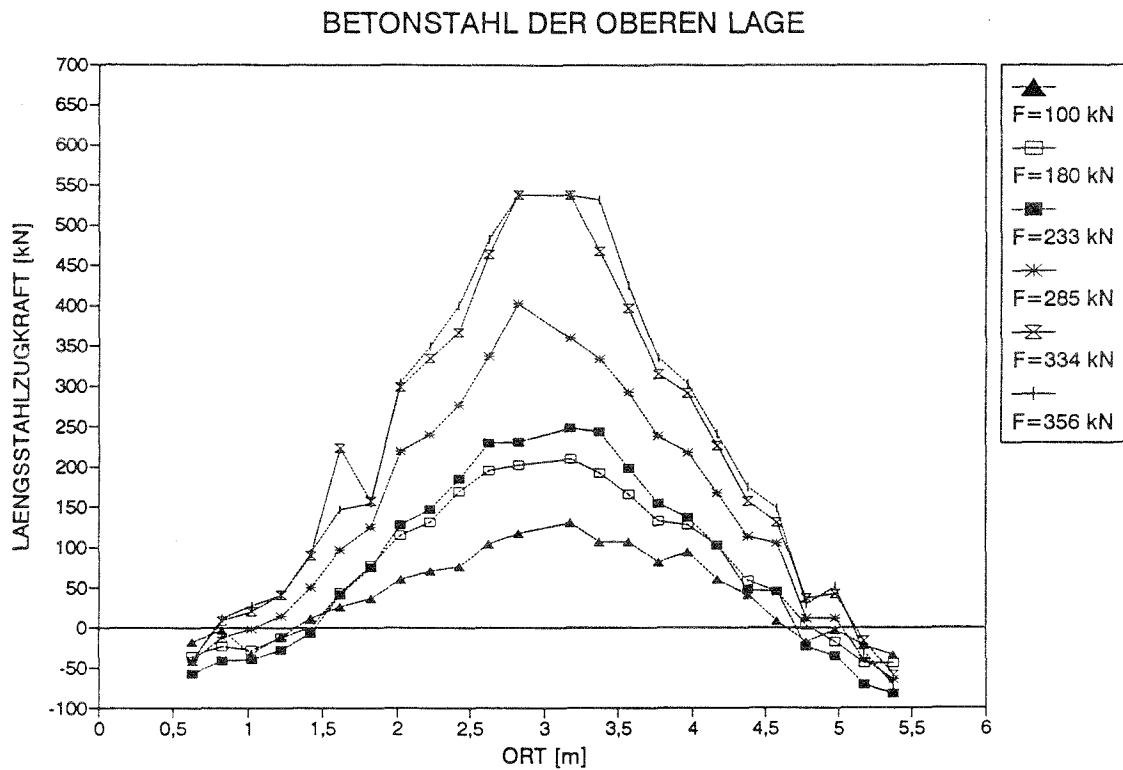


Bild 5.17: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 3

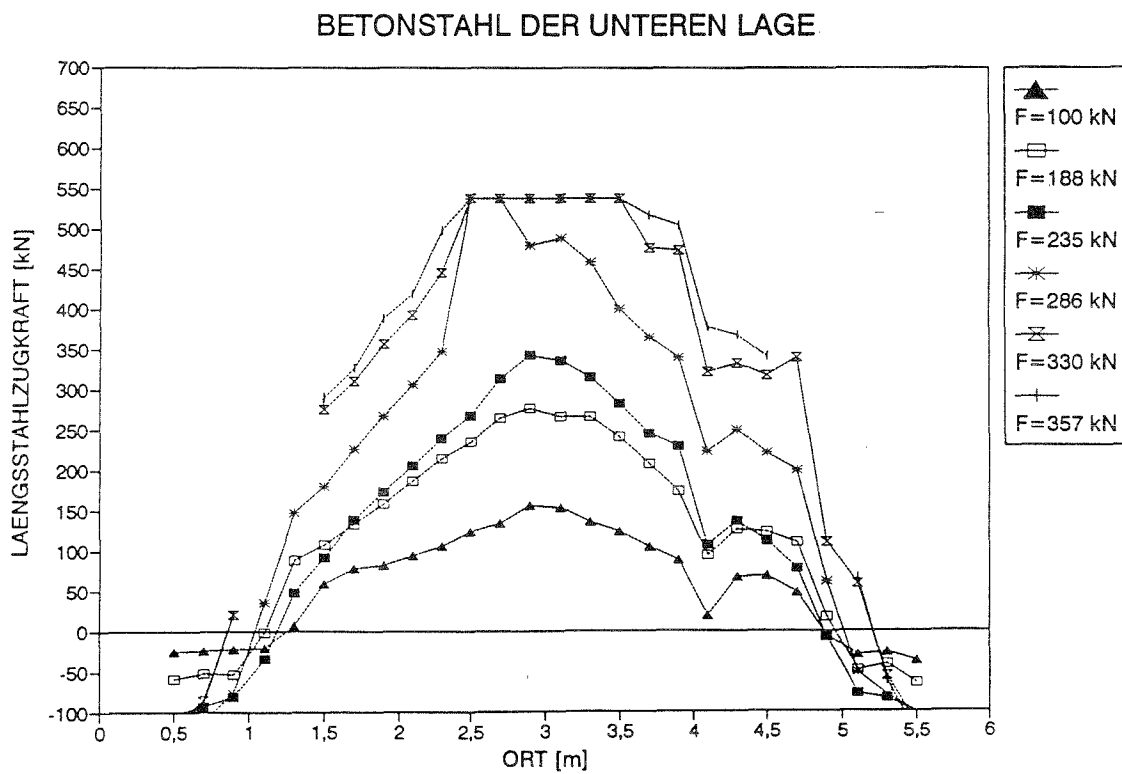
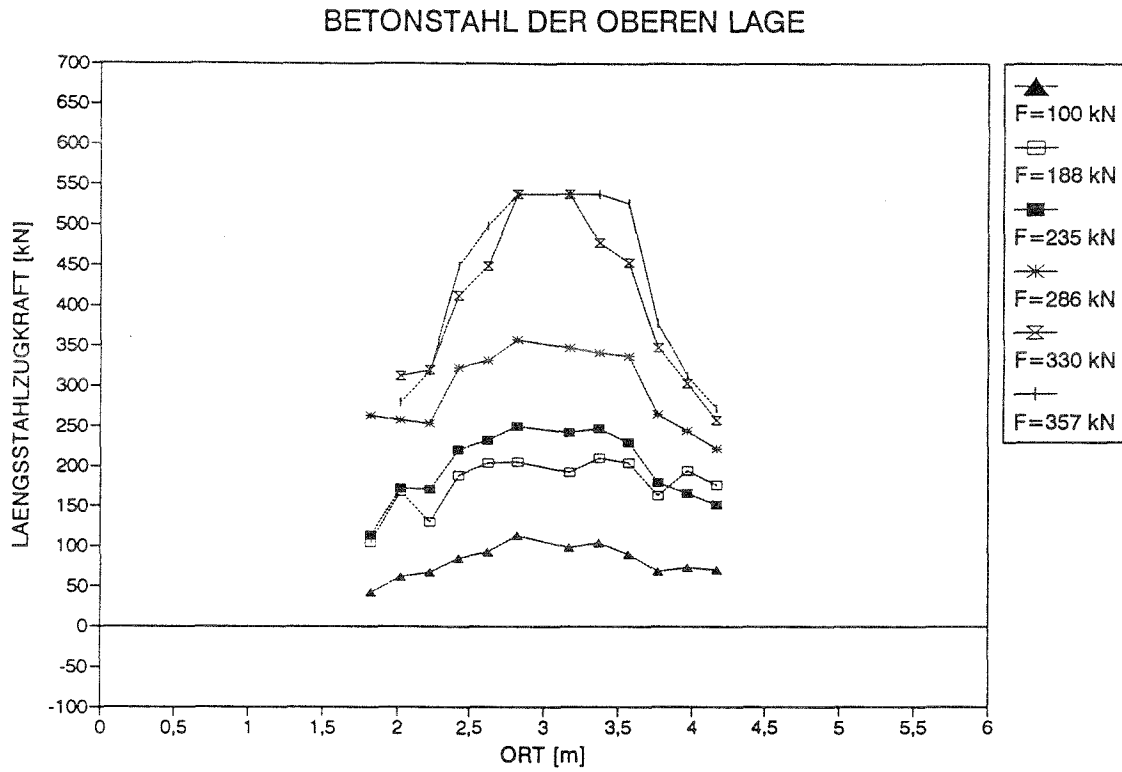


Bild 5.18: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 4

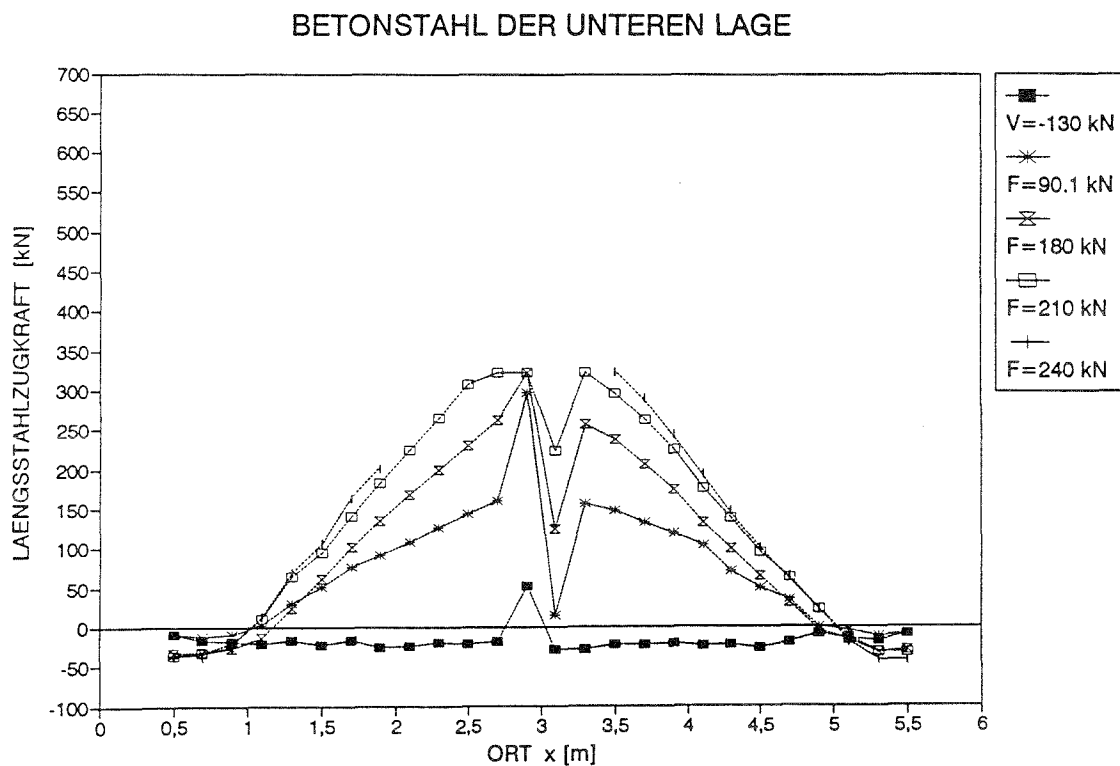
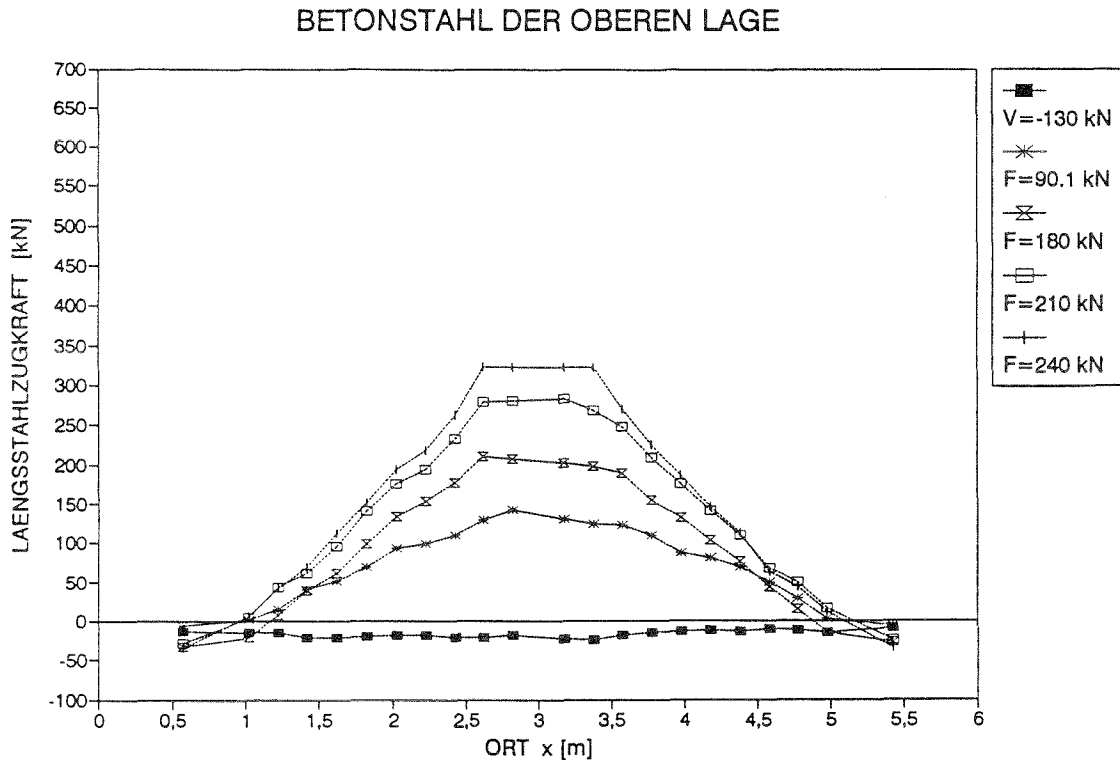


Bild 5.19: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 5

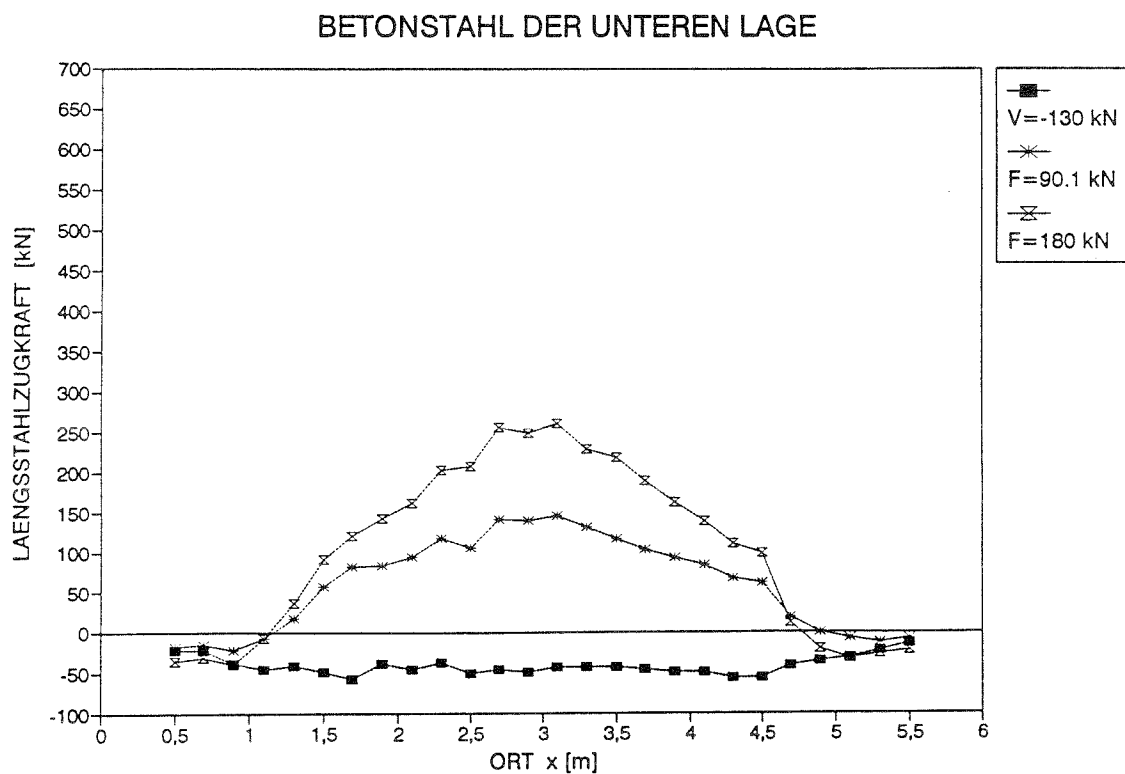
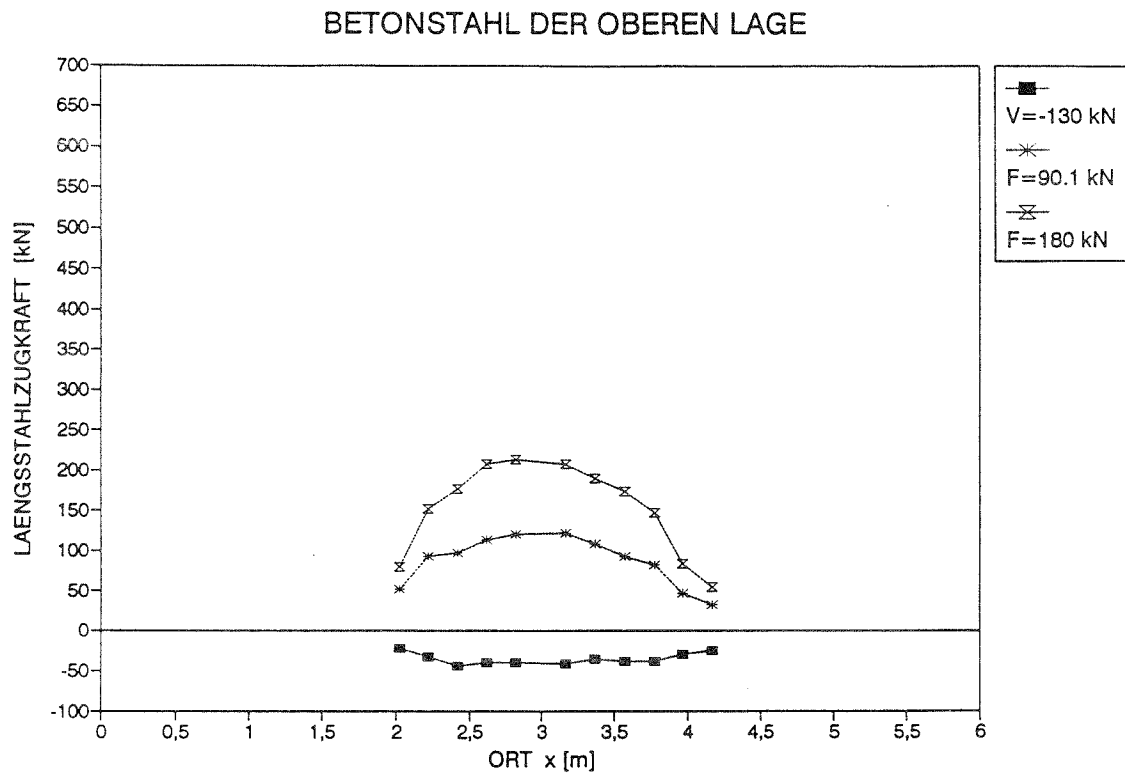


Bild 5.20: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 6

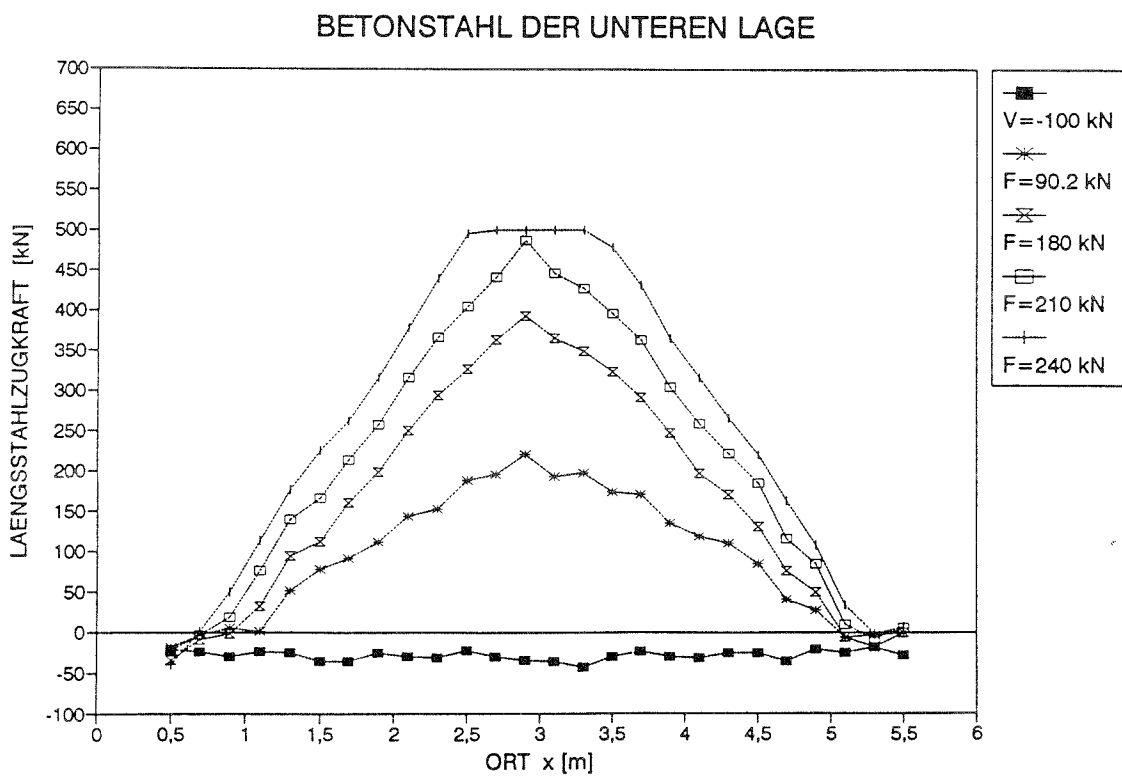
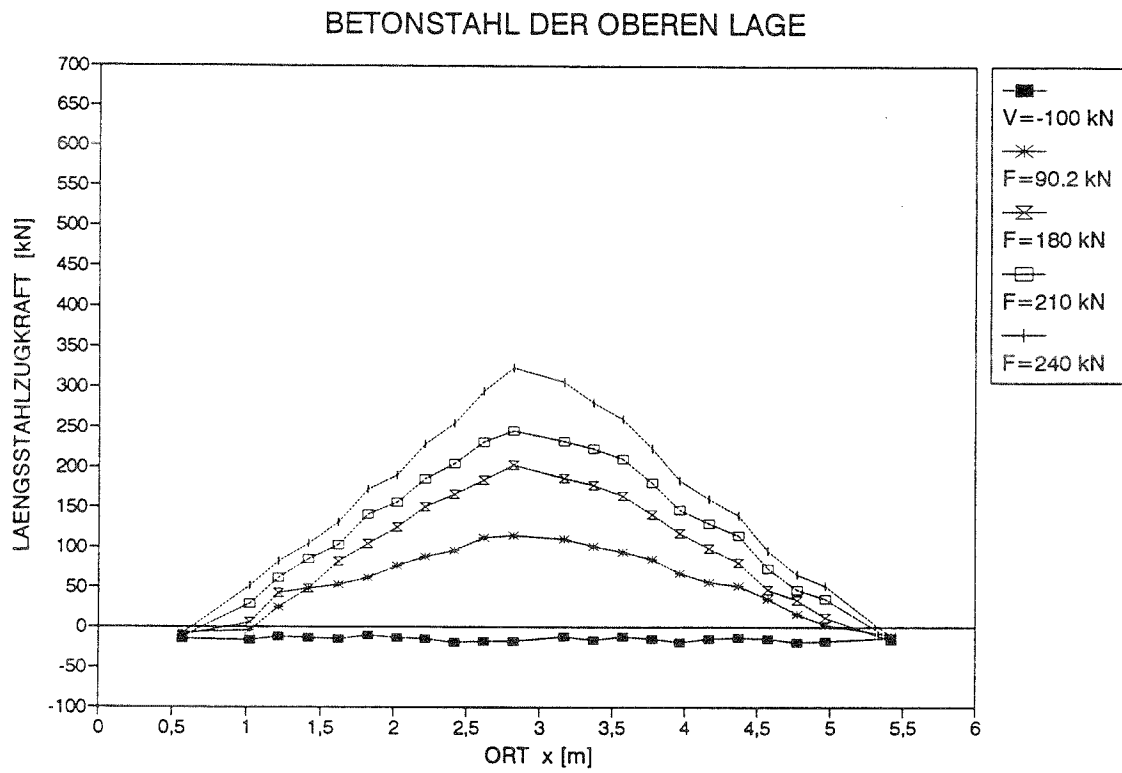


Bild 5.21: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 7

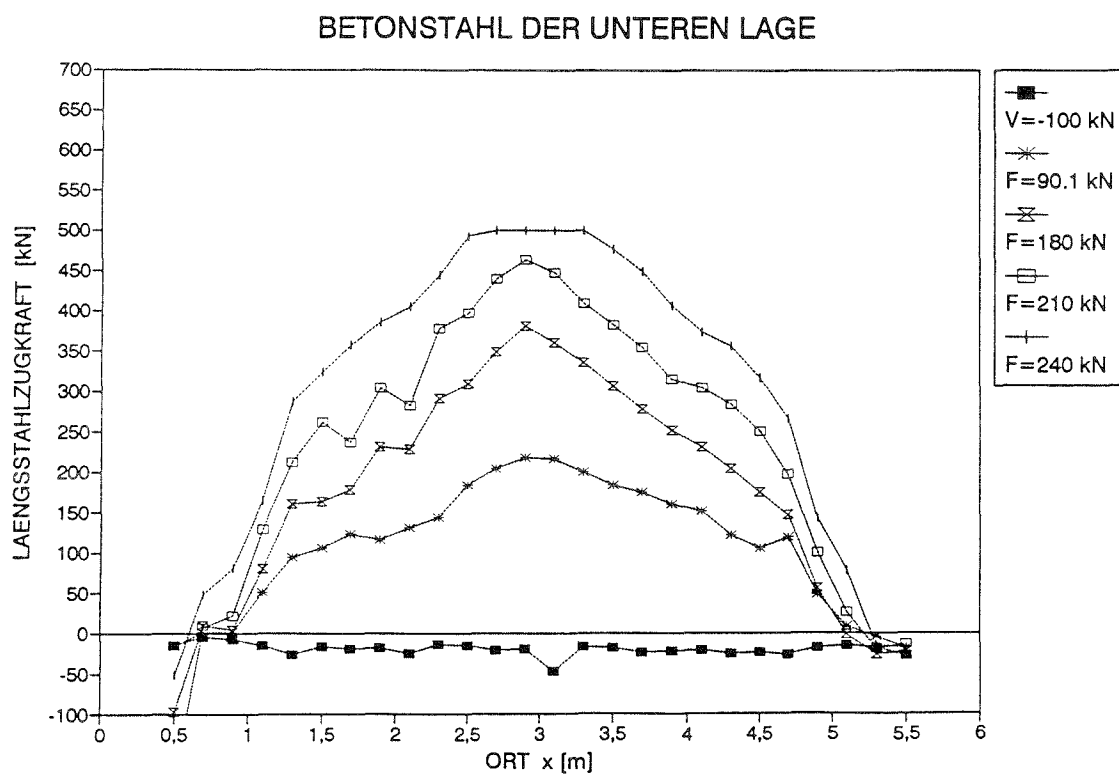
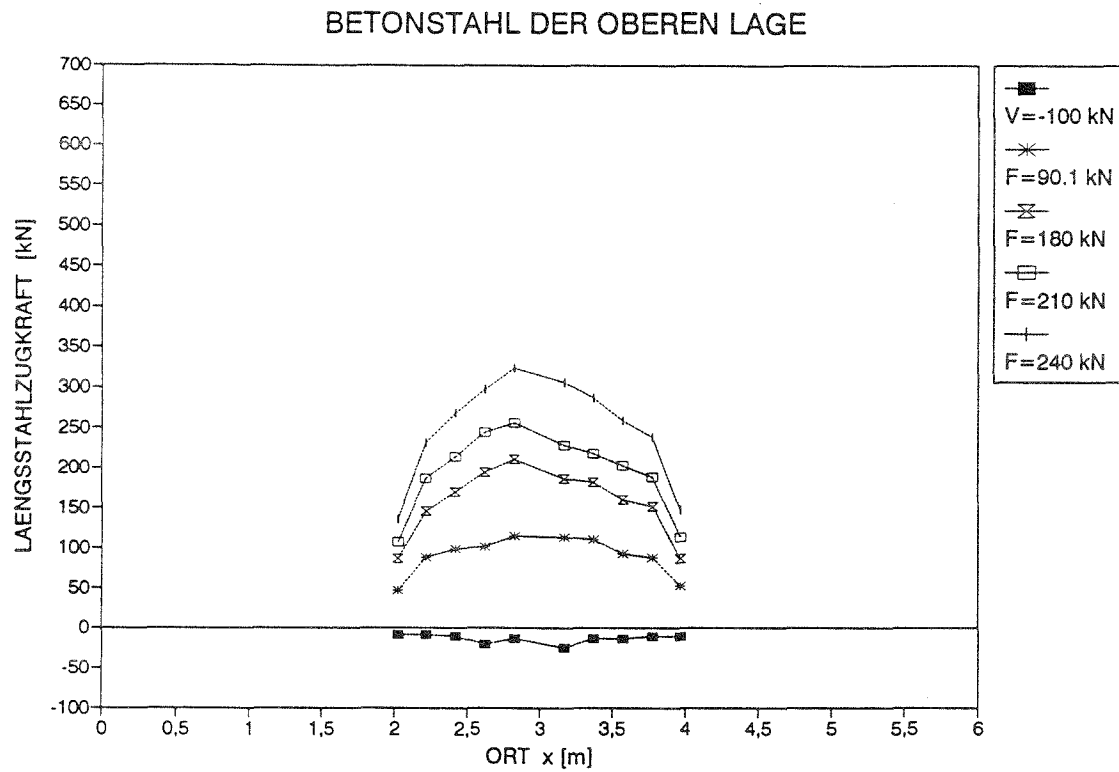


Bild 5.22: Zugkräfte der Längsbewehrung VT 8

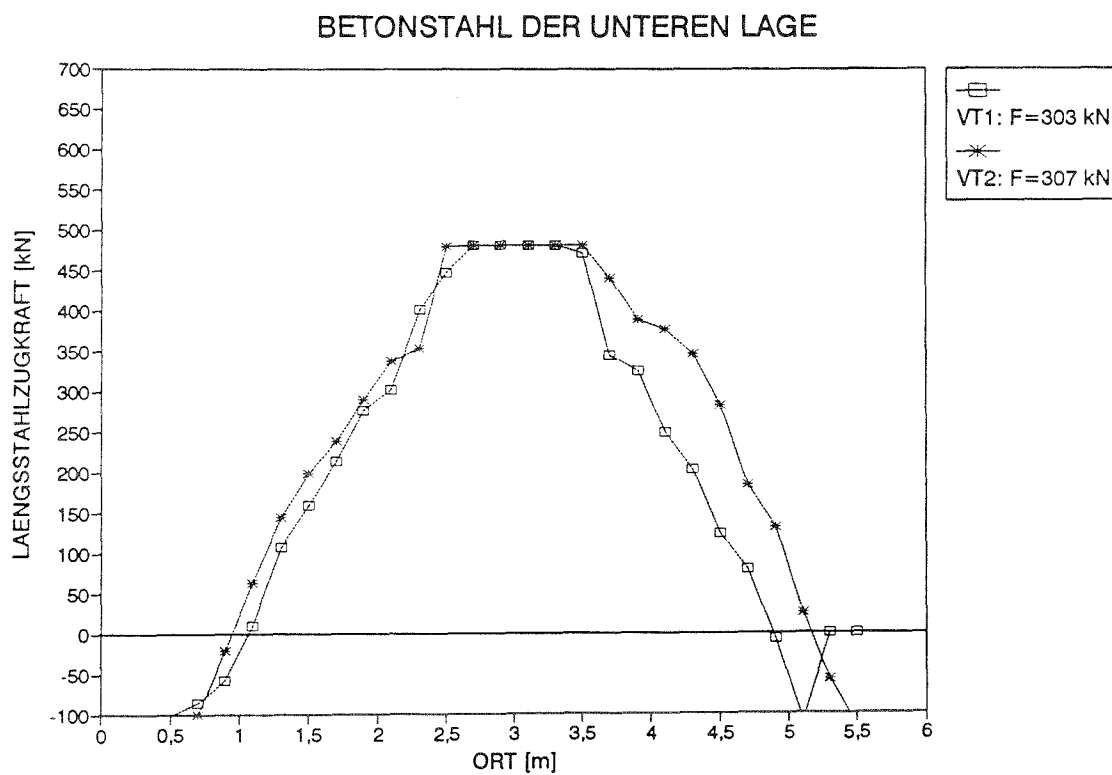
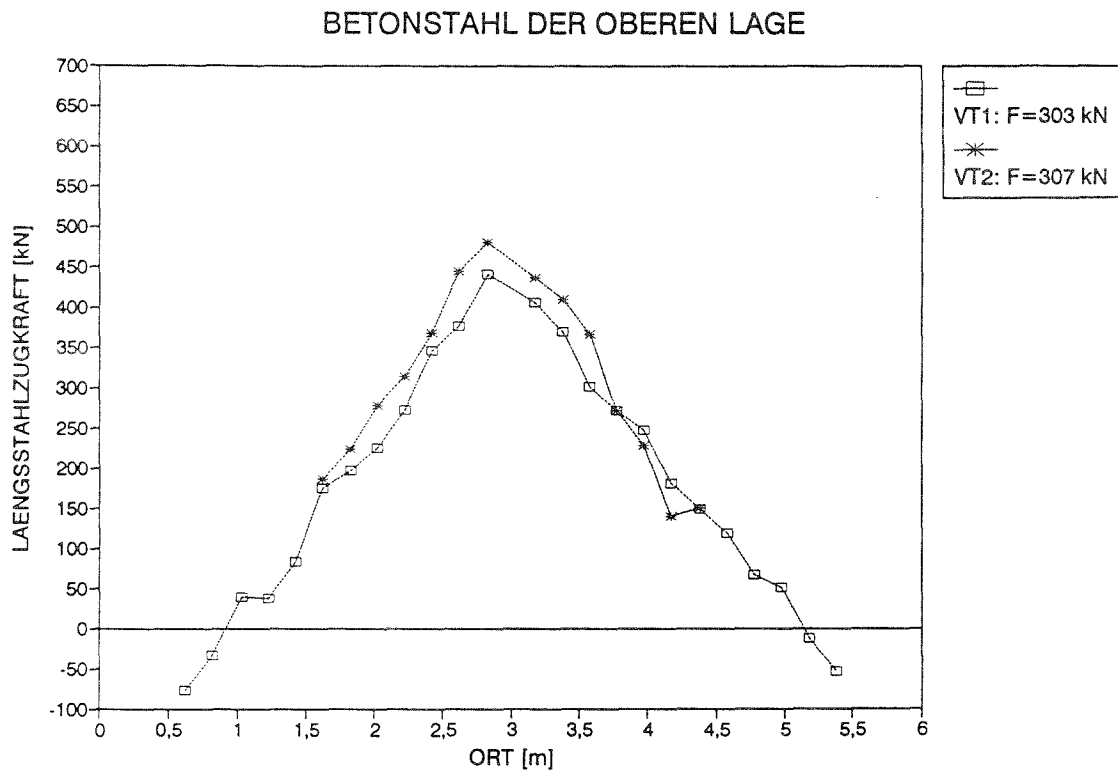


Bild 5.23: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 1 - VT 2

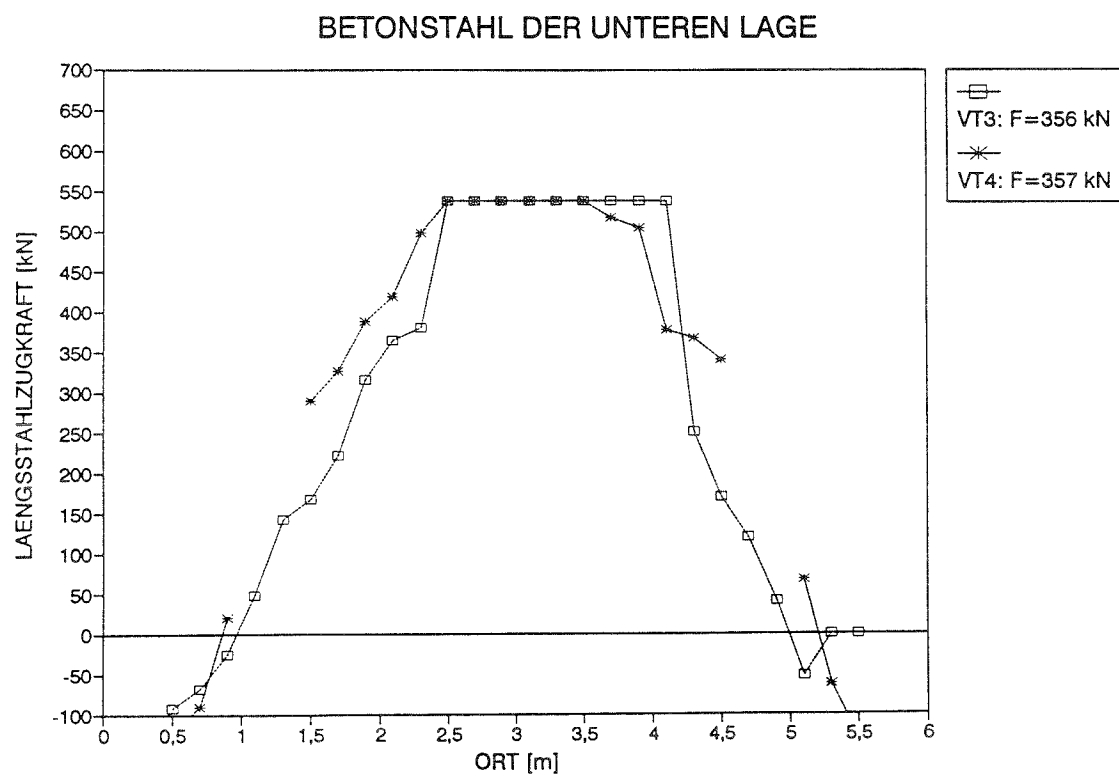
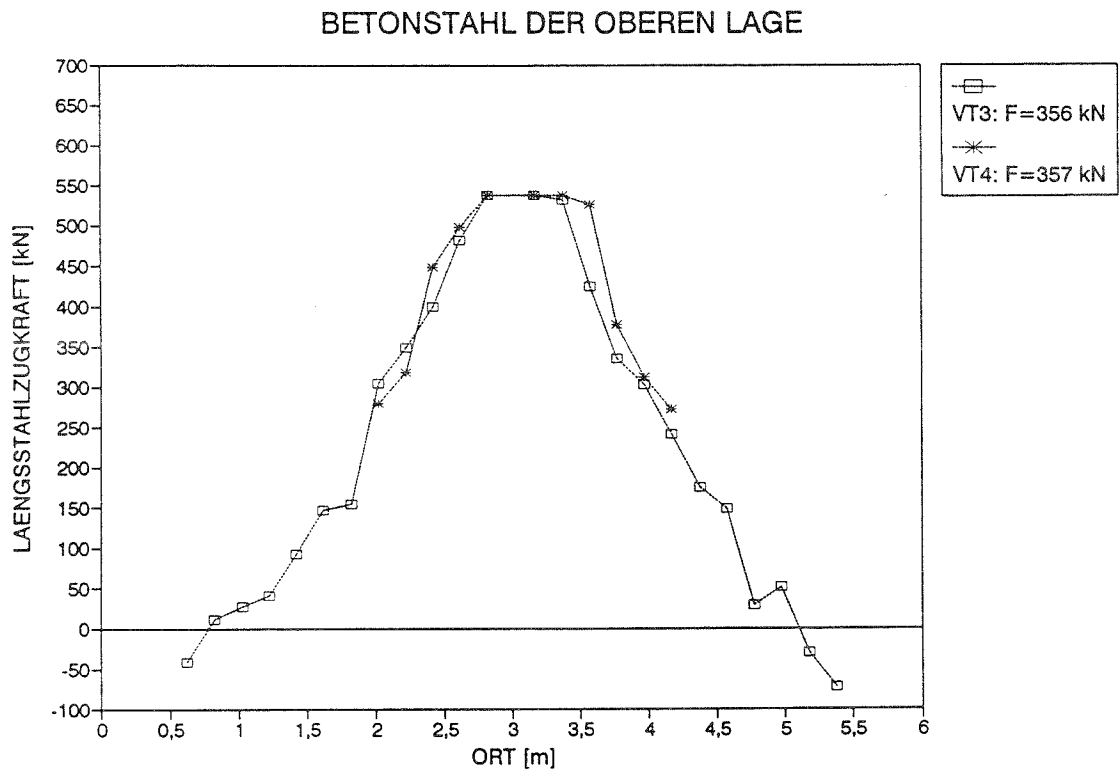


Bild 5.24: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 3 - VT 4

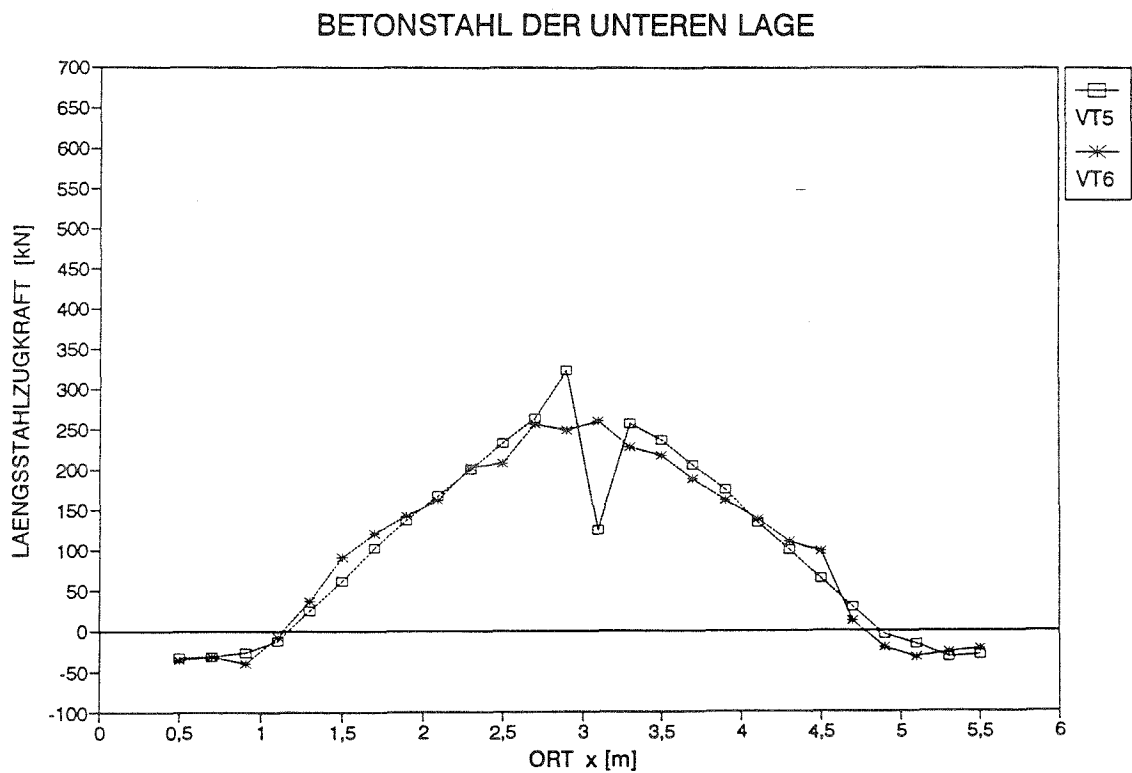
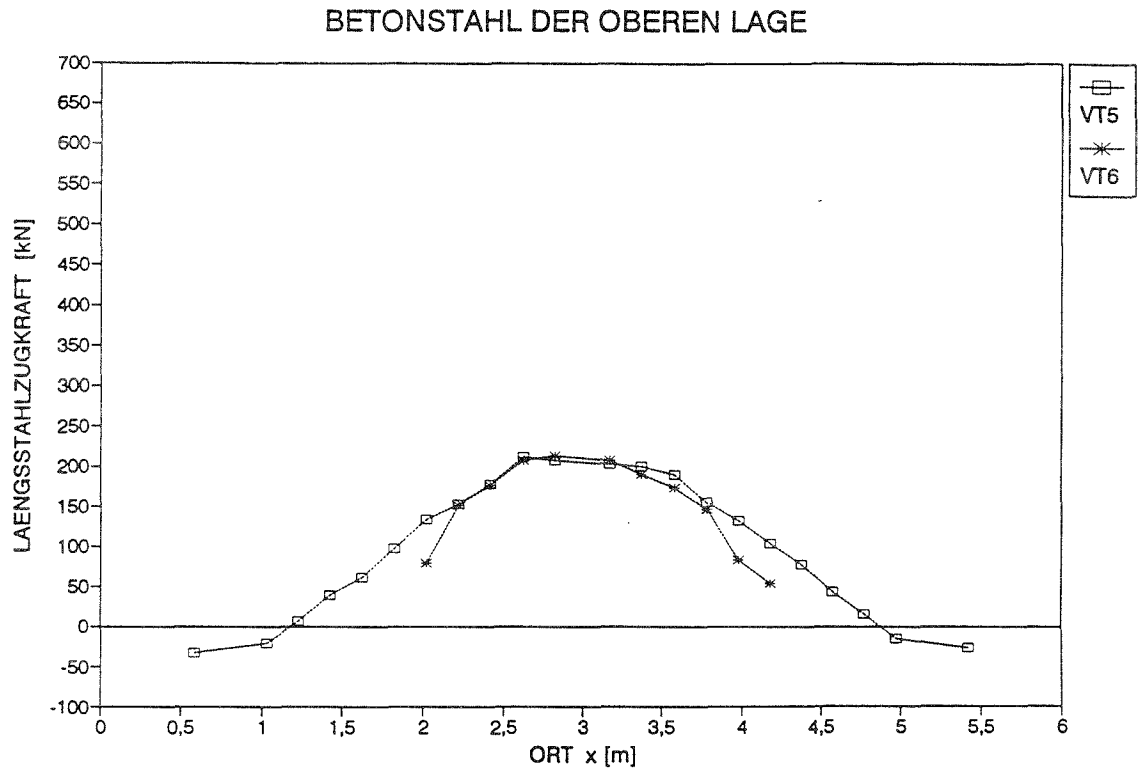


Bild 5.25: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 5 - VT 6, F = 180 kN

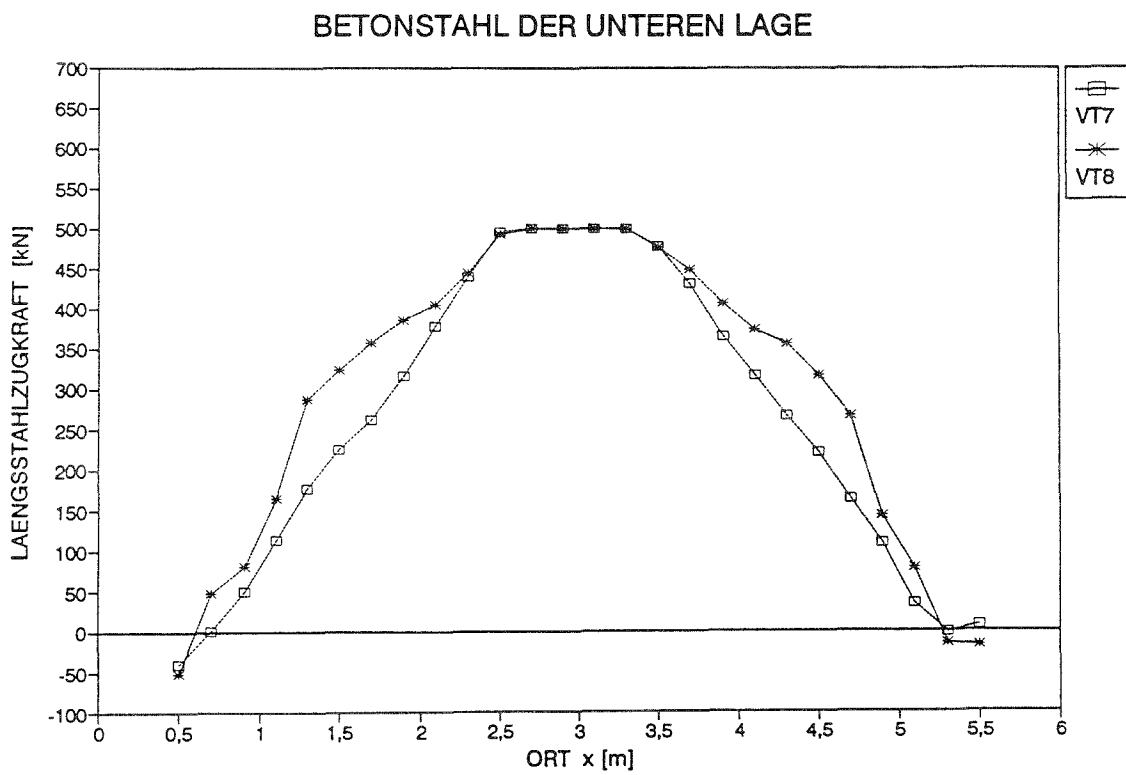
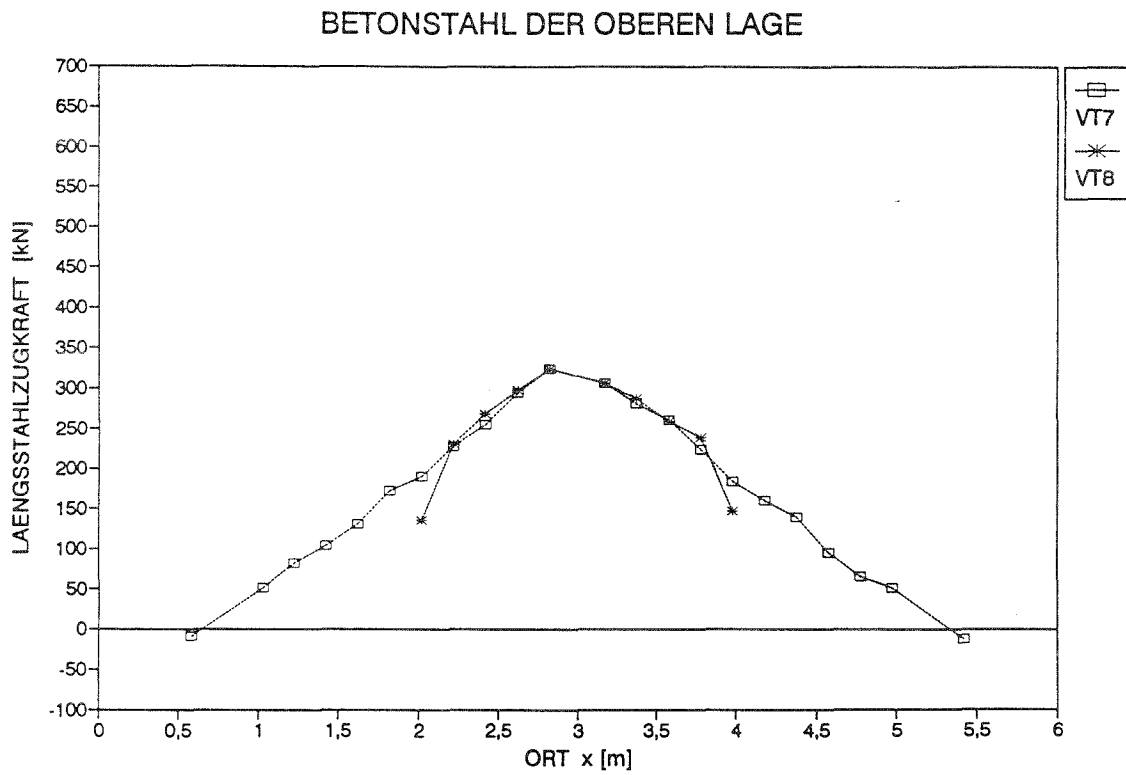


Bild 5.26: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 7 - VT 8, F = 240 kN

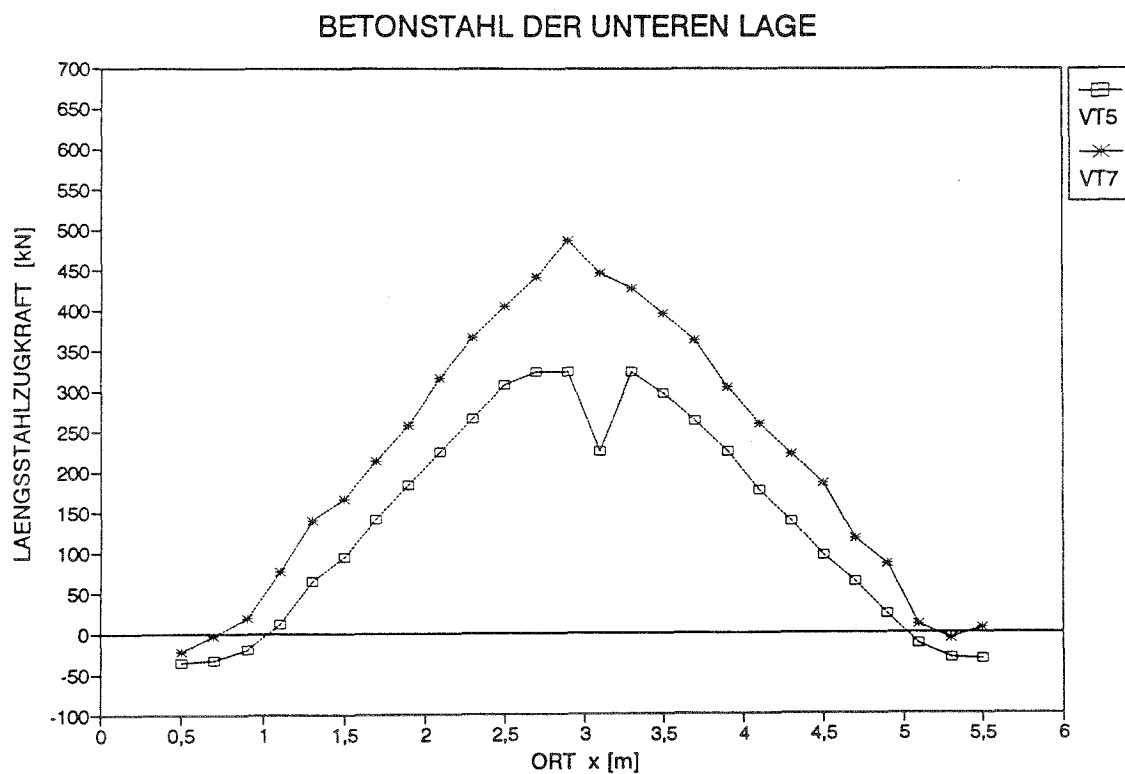
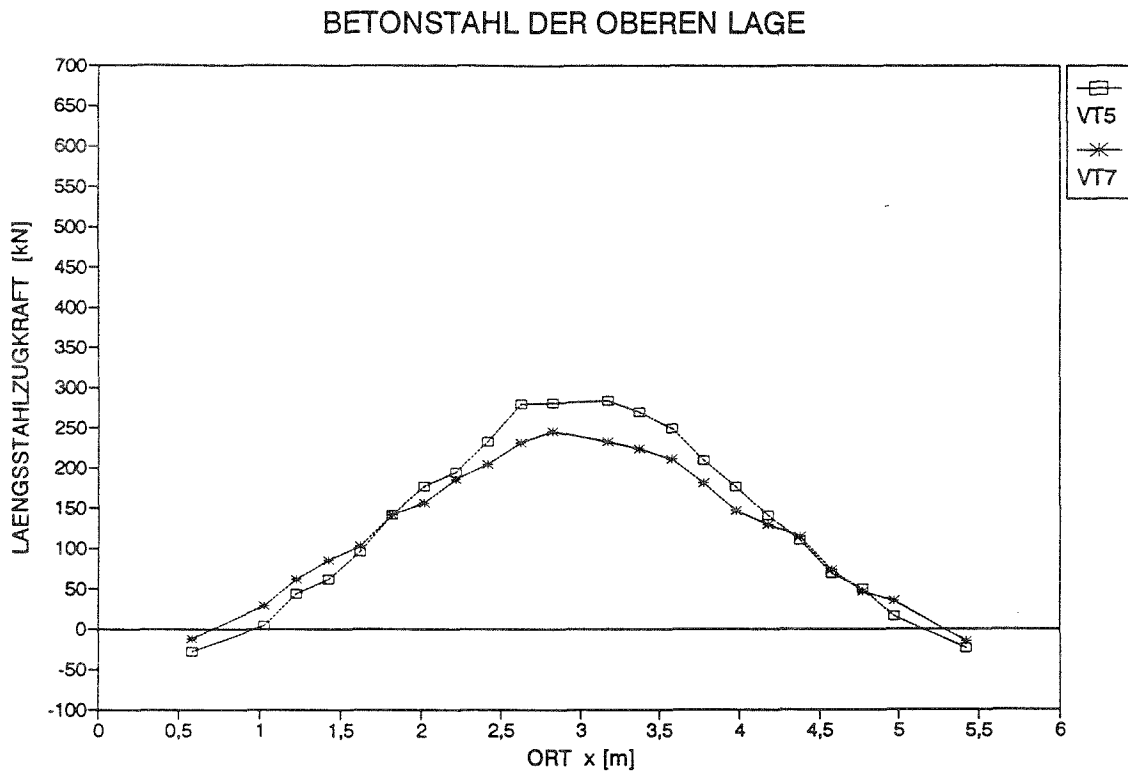


Bild 5.27: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 5 - VT 7, F = 210 kN

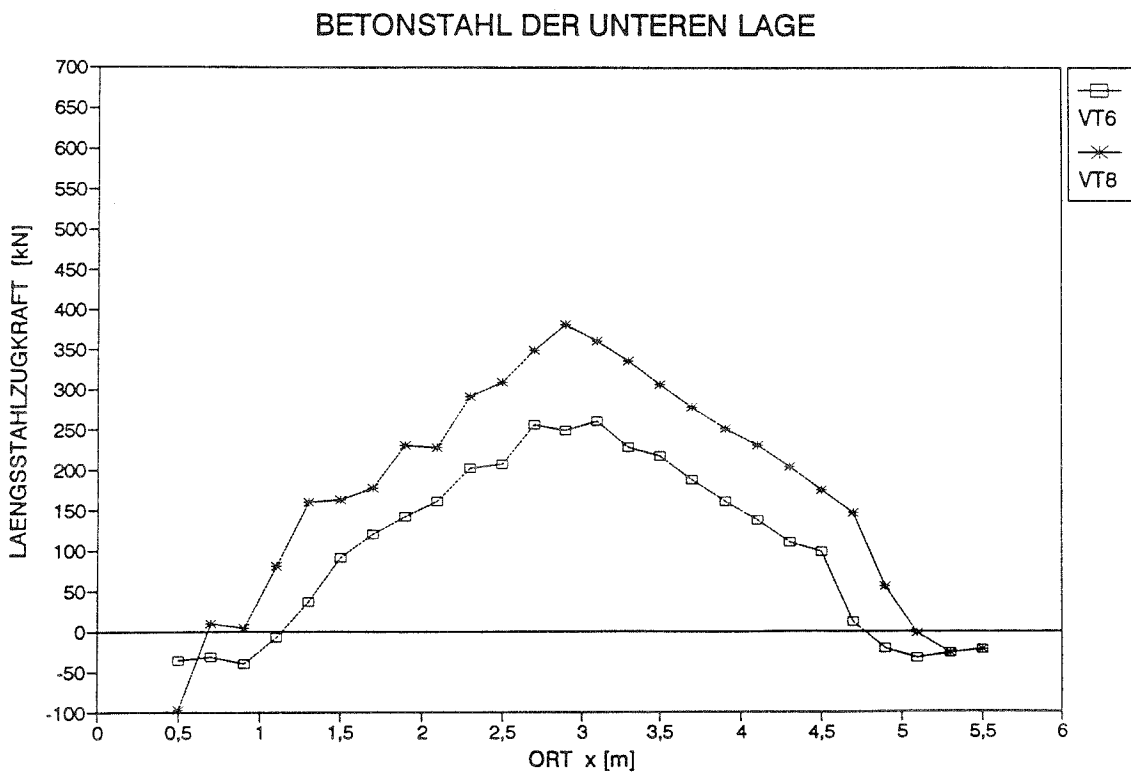
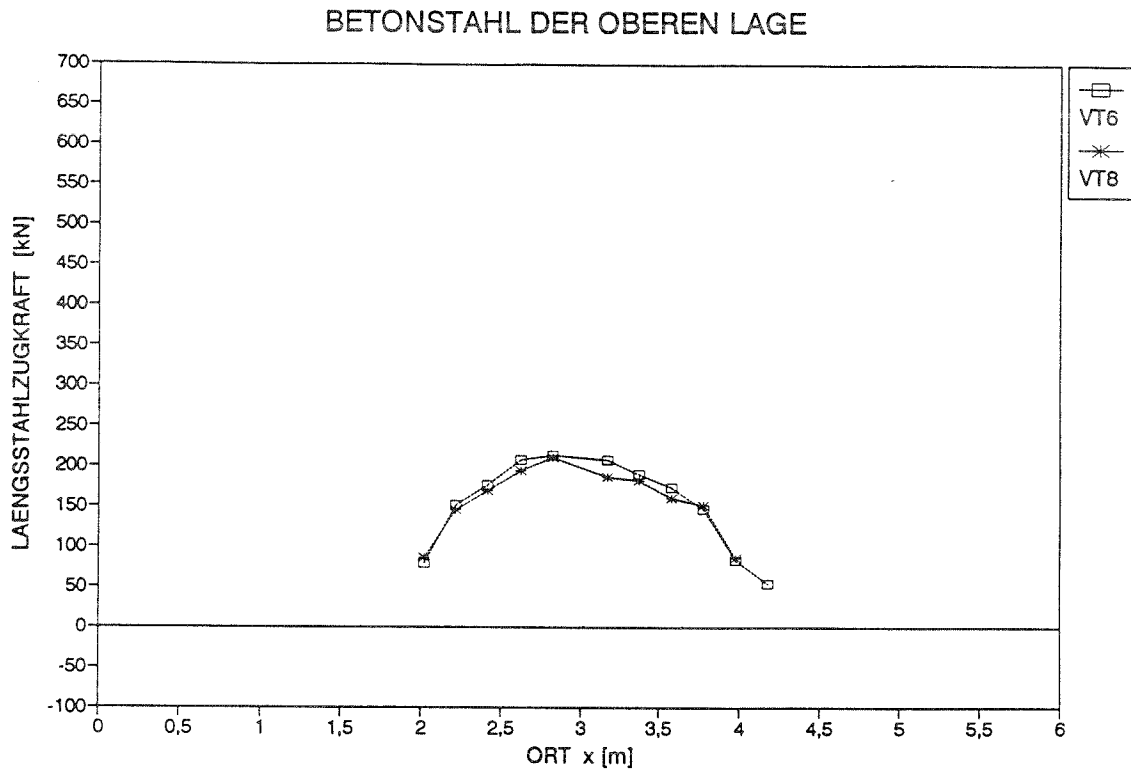


Bild 5.28: Vergleich Zugkräfte der Längsbewehrung VT 6 - VT 8, F = 180 kN

5.5 Dehnungen und Zugkräfte der Bügelbewehrung

Die Bilder 5.29 bis 5.30 zeigen die Dehnungen der Bügel für verschiedene Laststufen. In allen Laststufen ist von Bügel zu Bügel ein sprunghafter Wechsel der gemessenen Dehnungen zu erkennen. Zunächst scheinen diese Bilder einer weiteren Auswertung nicht zugänglich zu sein. Trägt man jedoch, wie in den Bildern 5.31 bis 5.38 gezeigt, den Mittelwert der Bügelzugkraft benachbarter Bügel über die Querkraft auf, so sind die Bügelkräfte eindeutig ablesbar. In den Bildern 5.31 bis 5.38 wurden die Zugkräfte als Mittelwert von drei Bügeln ausgewertet. Die Bügelgruppen wurden außerhalb der Störbereiche neben den Umlenkträgern ausgewählt.

Diese Kurven zeigen für alle Träger erst in den Laststufen nach der zweiten Vorspannphase einen deutlichen Anstieg der Bügelzugkraft. Nach dem Fachwerkmodell müßte dieser Zugkraftzuwachs bereits bei Beginn der Belastung einsetzen.

Wie bereits bei der Betrachtung des Rißverhaltens festgestellt wurde, scheint das Bogen-Zugbandmodell in den unteren Laststufen einen wesentlichen Querkraftanteil zu übernehmen. Erst mit Belastungen in der Nähe des Bruchzustands und mit fortschreitender Rißbildung setzt die Tragwirkung des Fachwerks ein.

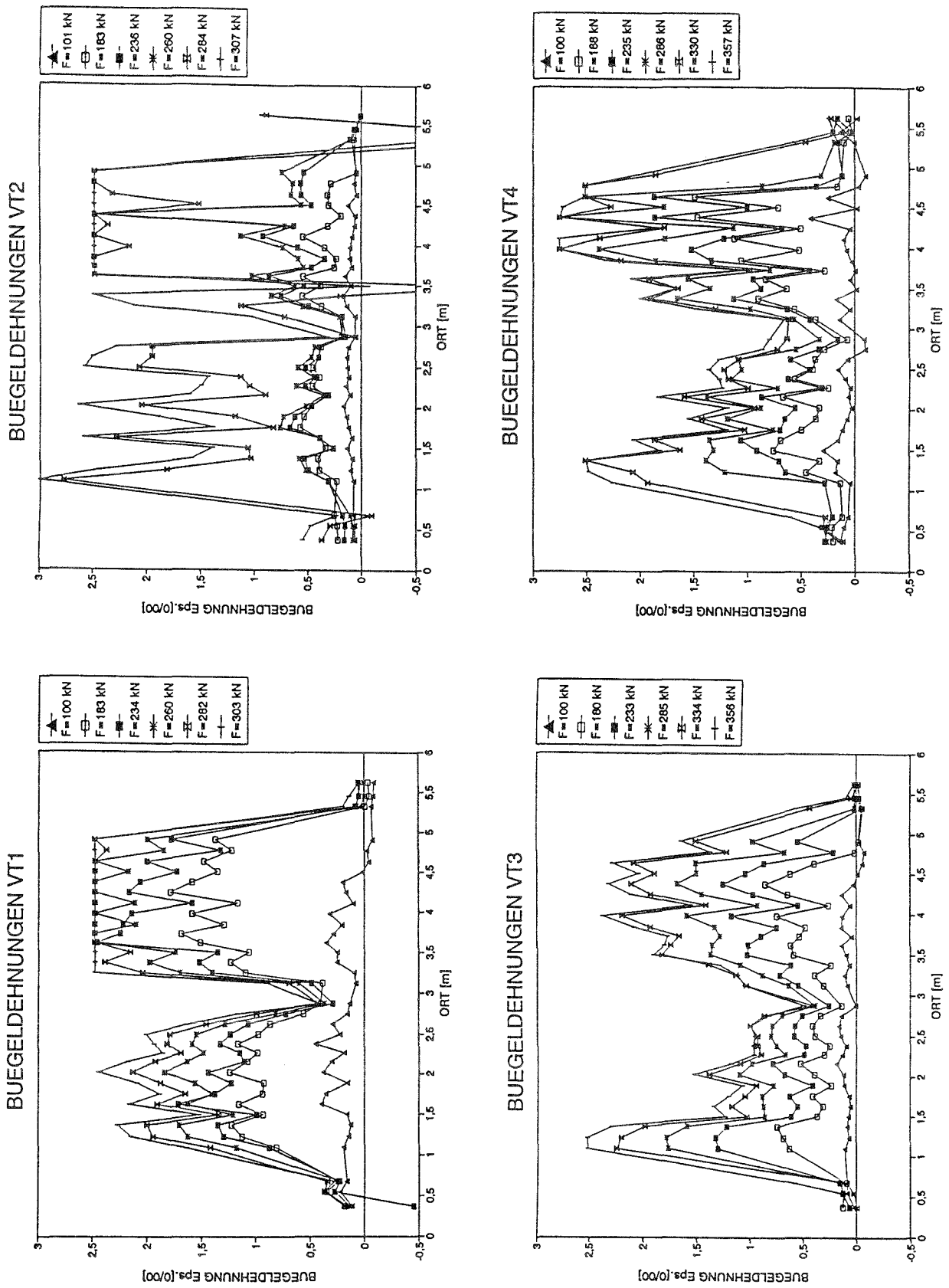


Bild 5.29: Biegeldehnungen der Träger VT 1 bis VT 4

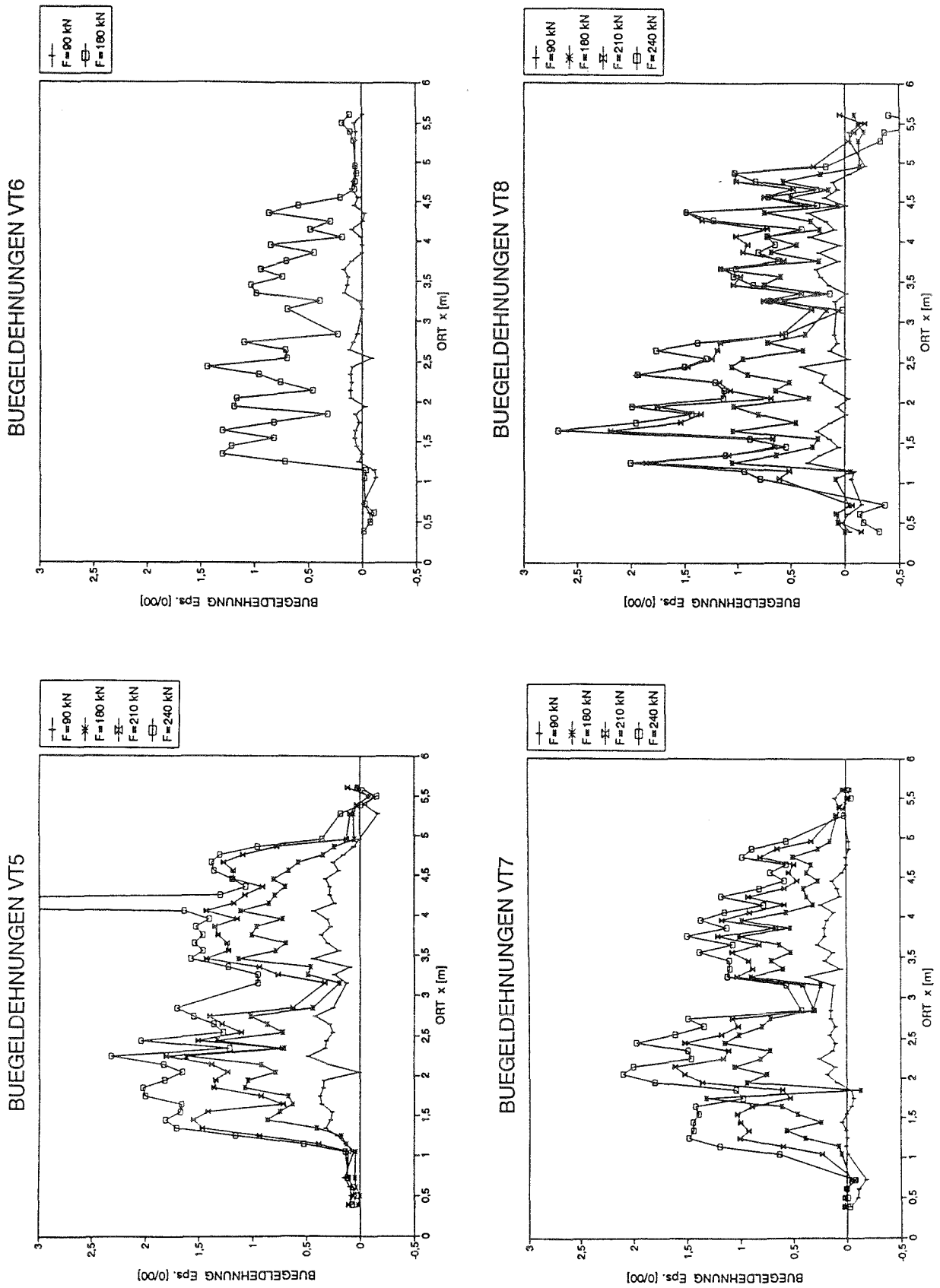


Bild 5.30: Biegeldehnungen der Träger VT 5 bis VT 8

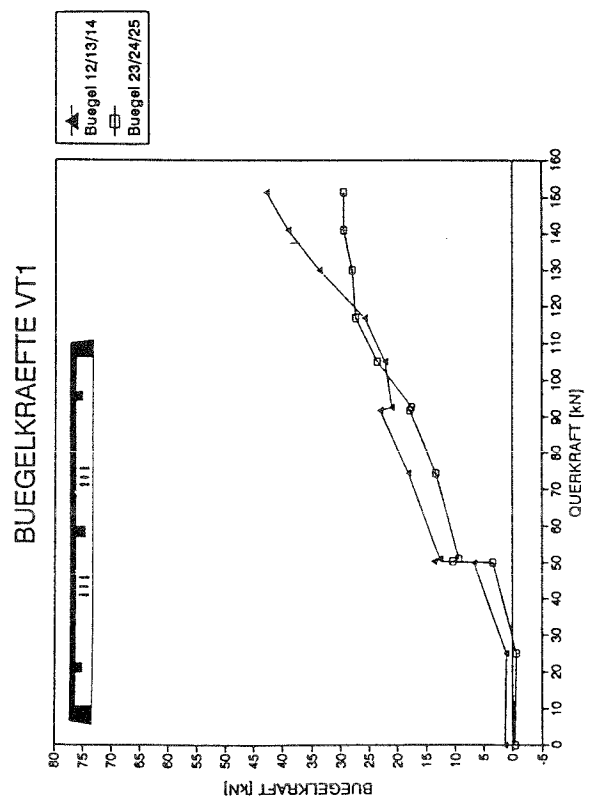
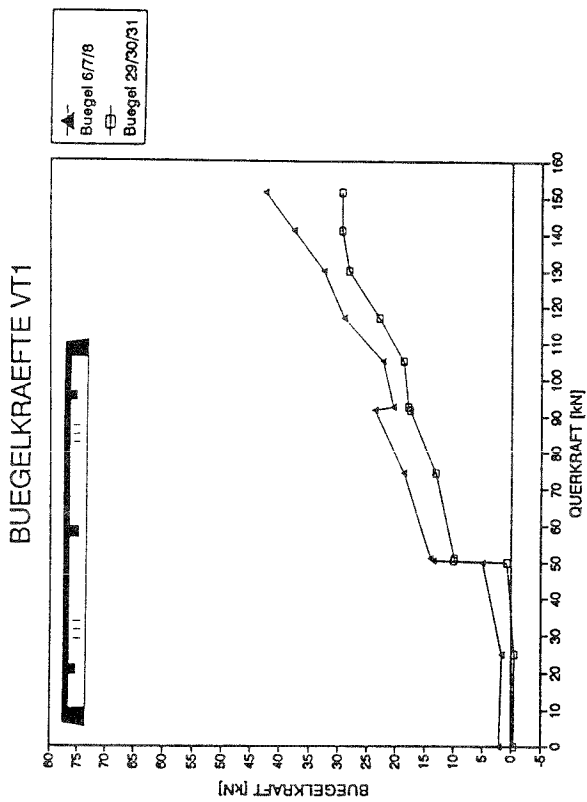
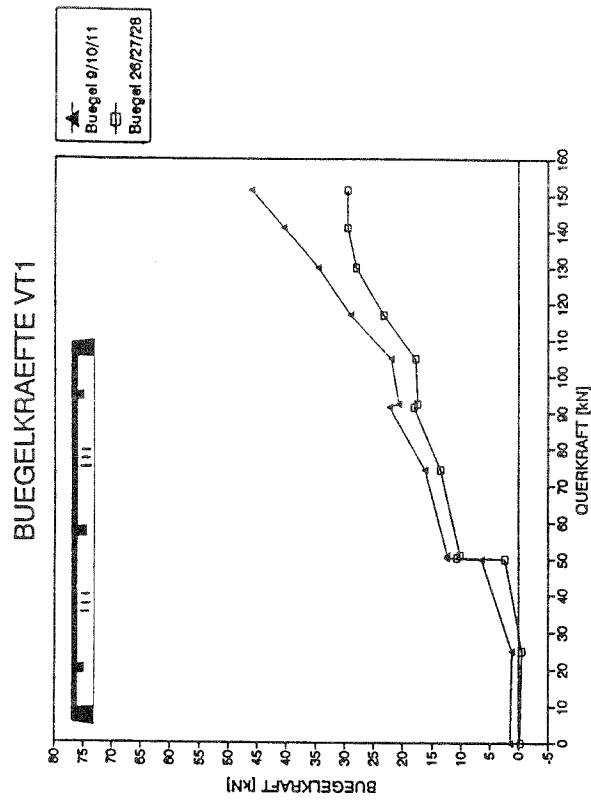


Bild 5.31: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 1

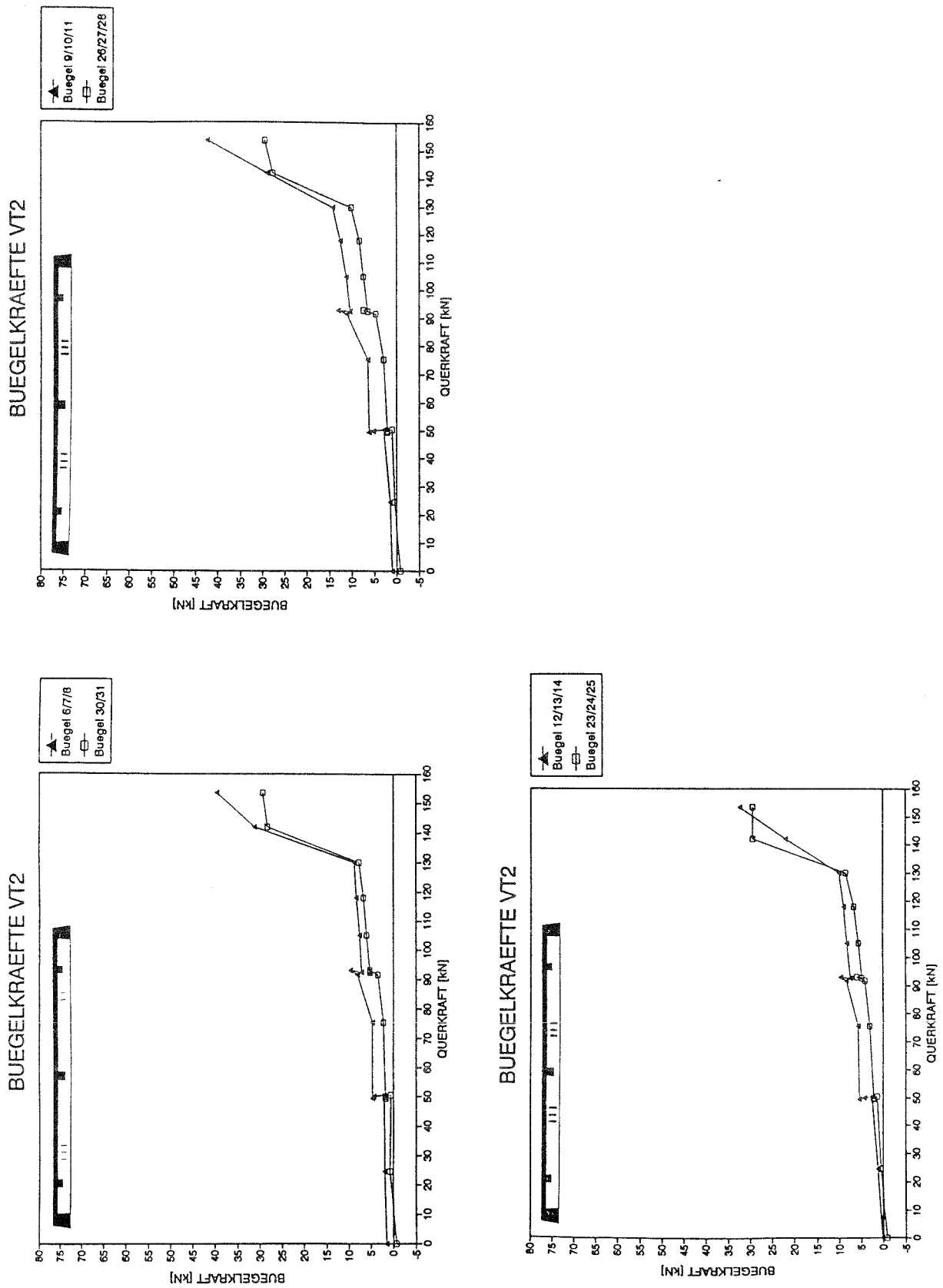


Bild 5.32: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 2

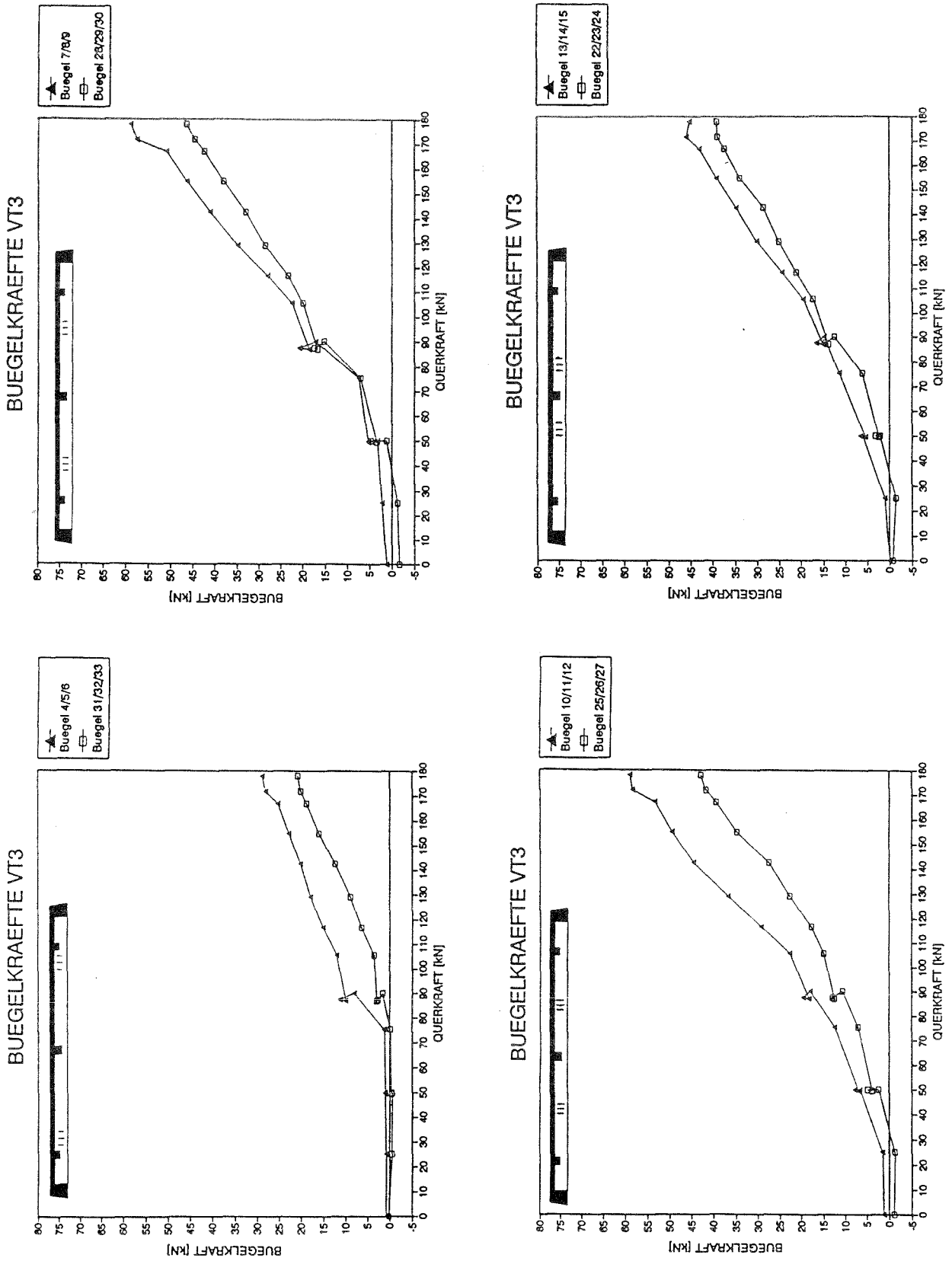


Bild 5.33: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 3

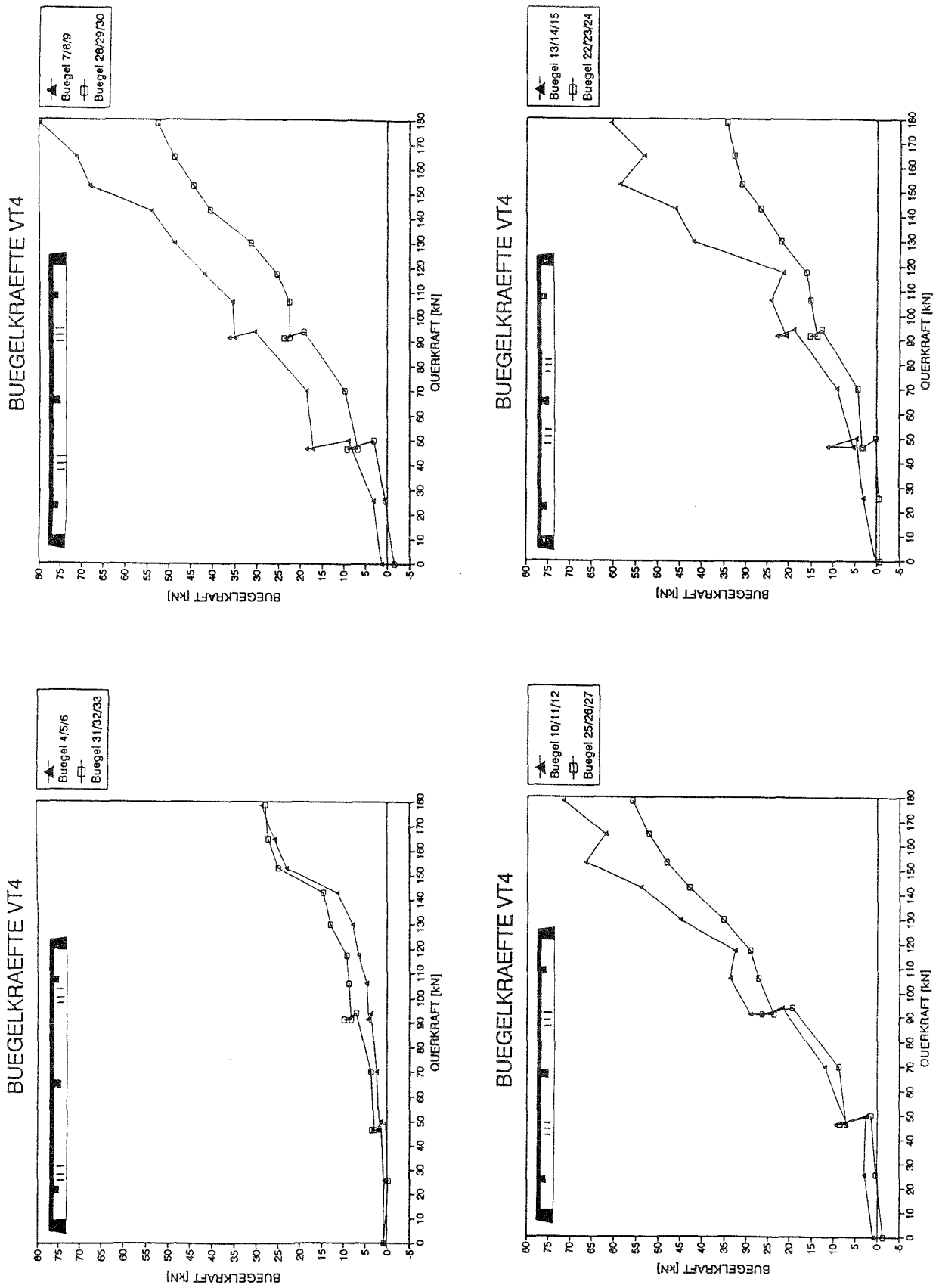


Bild 5.34: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 4

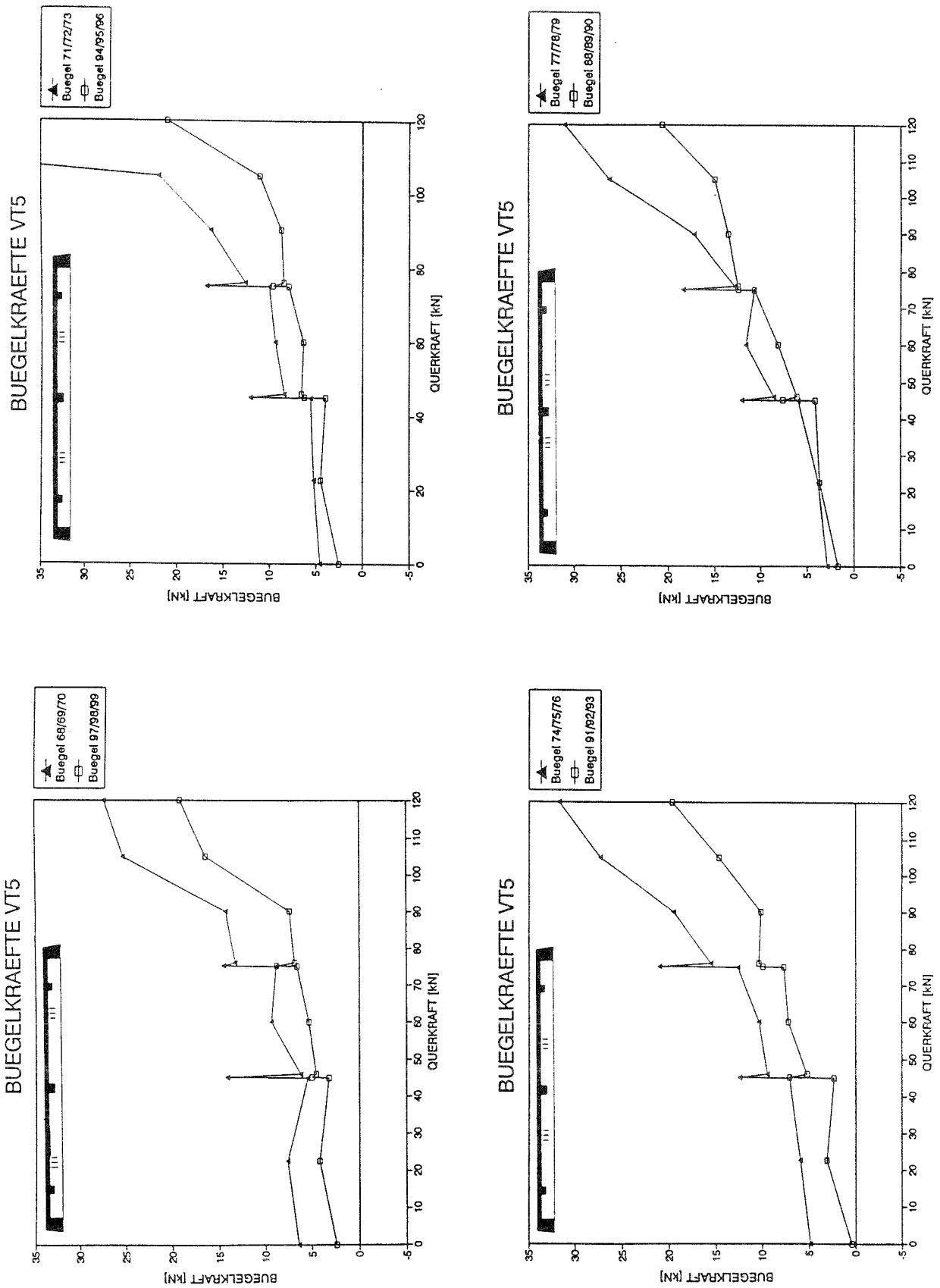


Bild 5.35: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 5

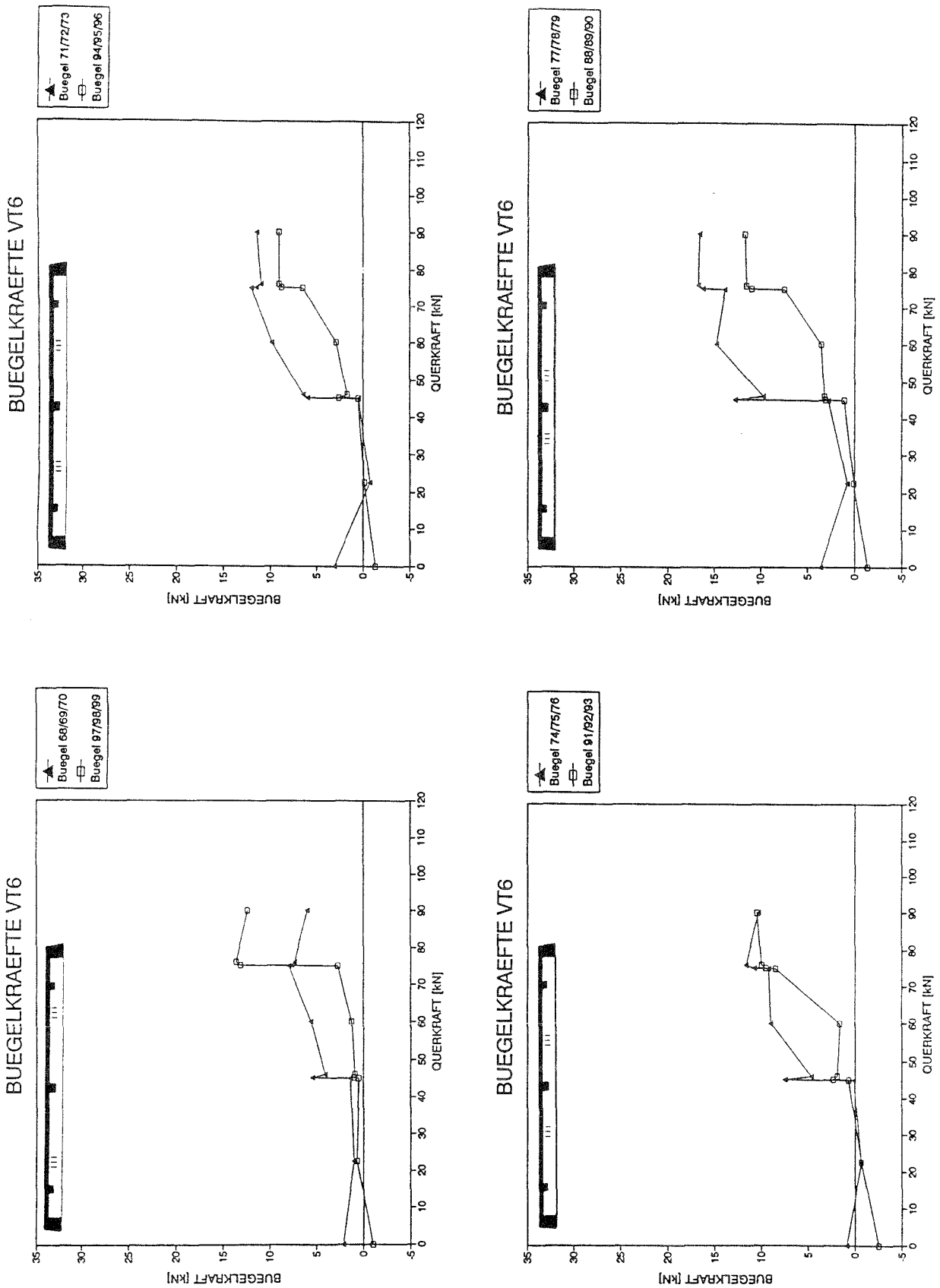


Bild 5.36: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 6

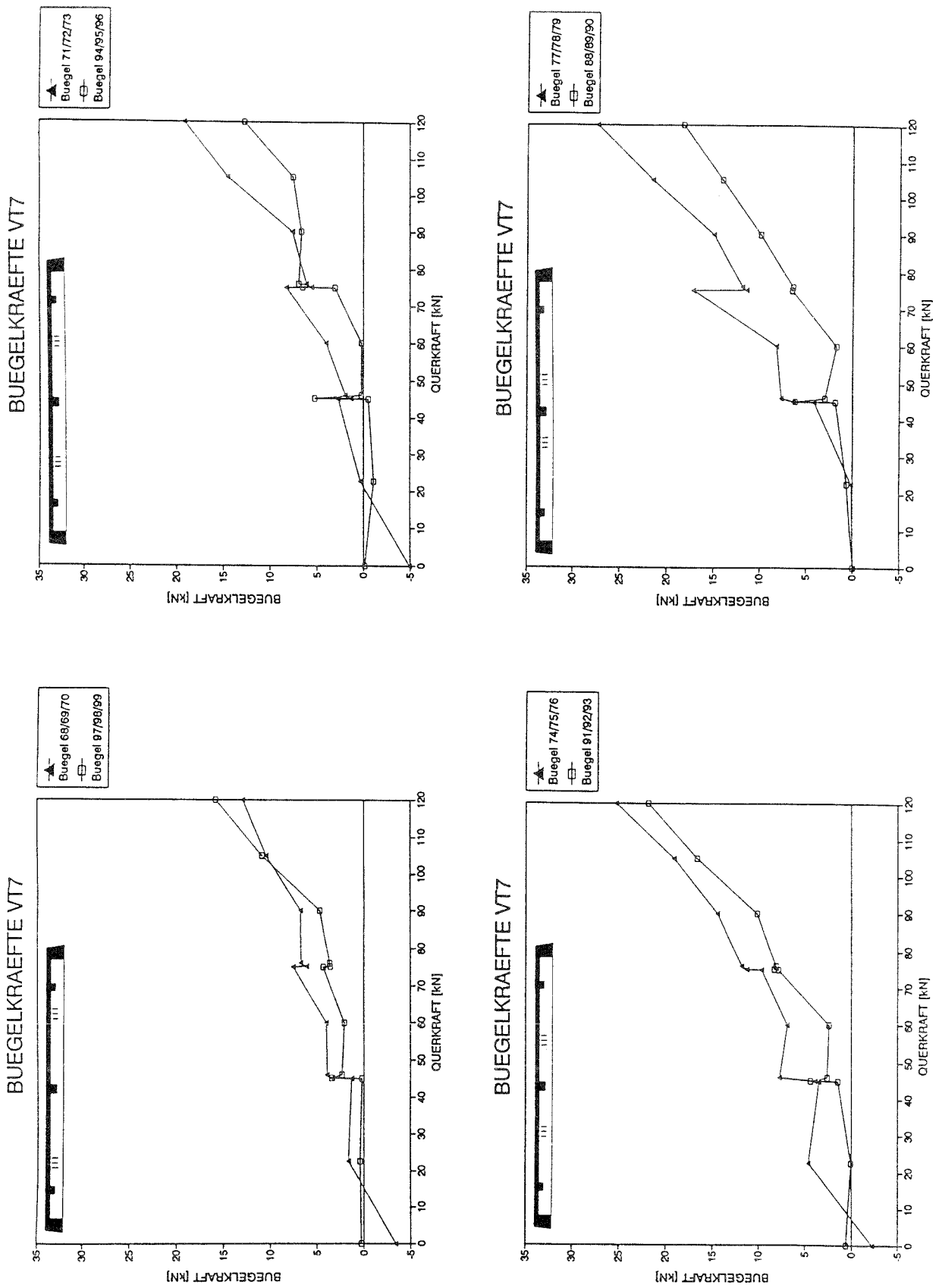


Bild 5.37: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 7

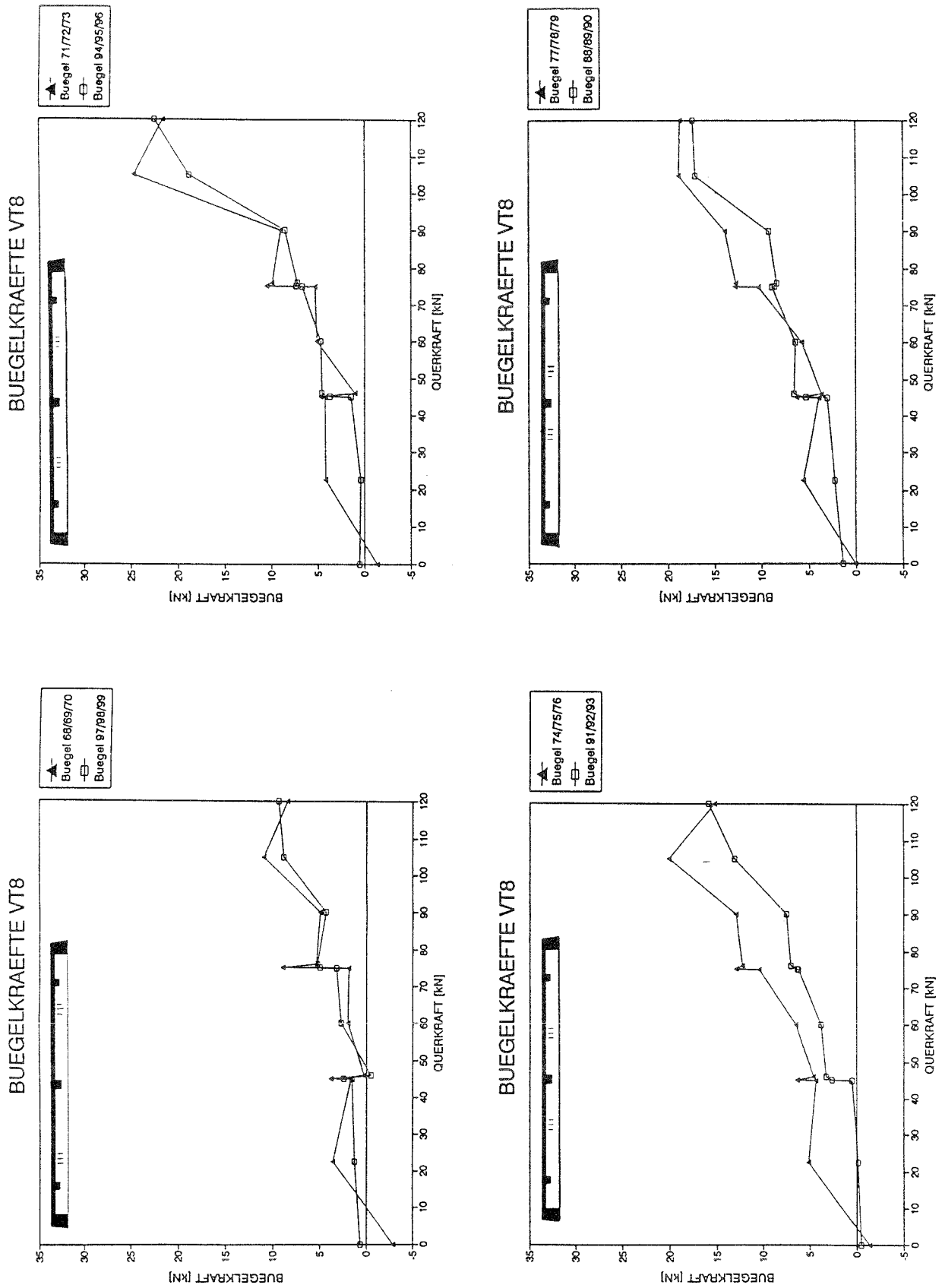


Bild 5.38: Summe der Zugkräfte ausgewählter Bügelgruppen, VT 8

5.6 Bestimmung vorhandener Zugkraftlinien und Ermittlung eines Versatzmaßes

Aus den Bildern 5.15 bis 5.22 wurden durch Überlagerung der Zugkräfte der oberen und unteren Bewehrungslage die im Versuch vorliegenden Zugkraftverläufe der Betonstahlbewehrung bestimmt. Diese werden in den Bildern 5.39 bis 5.46 gezeigt. Je Träger ist die Zugkraftlinie für die letzte Messung vor dem Bruchzustand und für eine Messung mit deutlichem Abstand zum Bruchzustand dargestellt. Abweichungen hiervon ergeben sich bei den Trägern VT 5 und VT 6, da die letzte Messung fehlerhafte Werte enthielt (VT 5) und durch den Versuchsabbruch bei Träger VT 6.

In diese Bilder wurden die rechnerischen M/z-Linien der Träger für die angegebene Laststufe unter Berücksichtigung des Trägereigengewichts eingetragen.

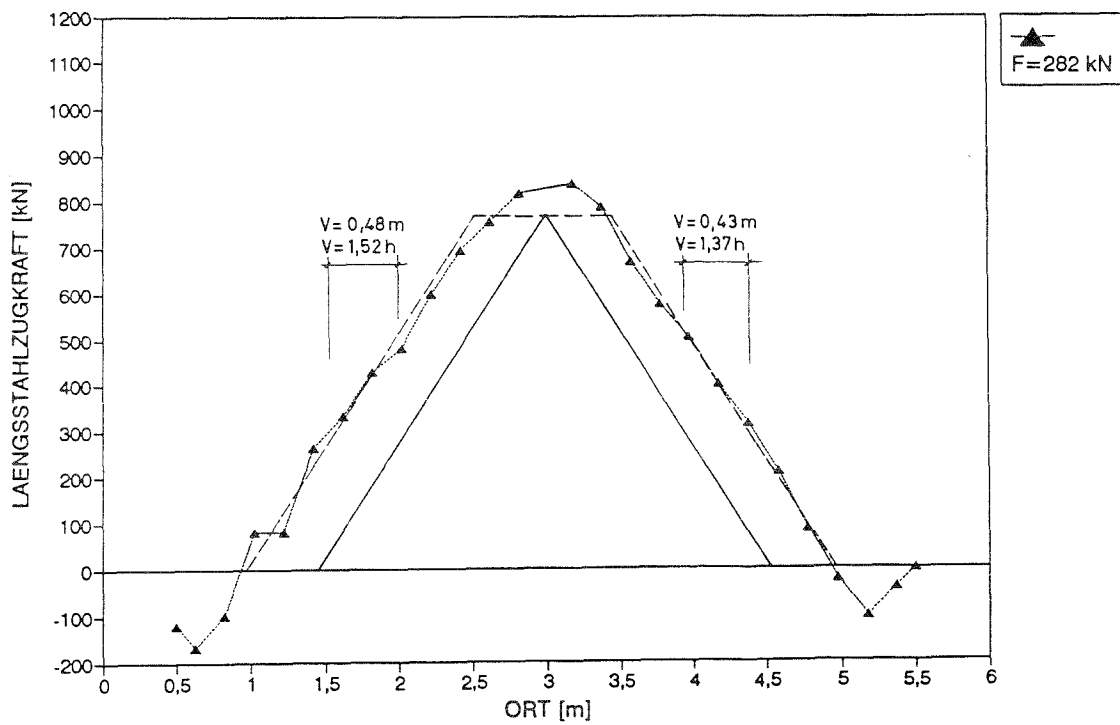
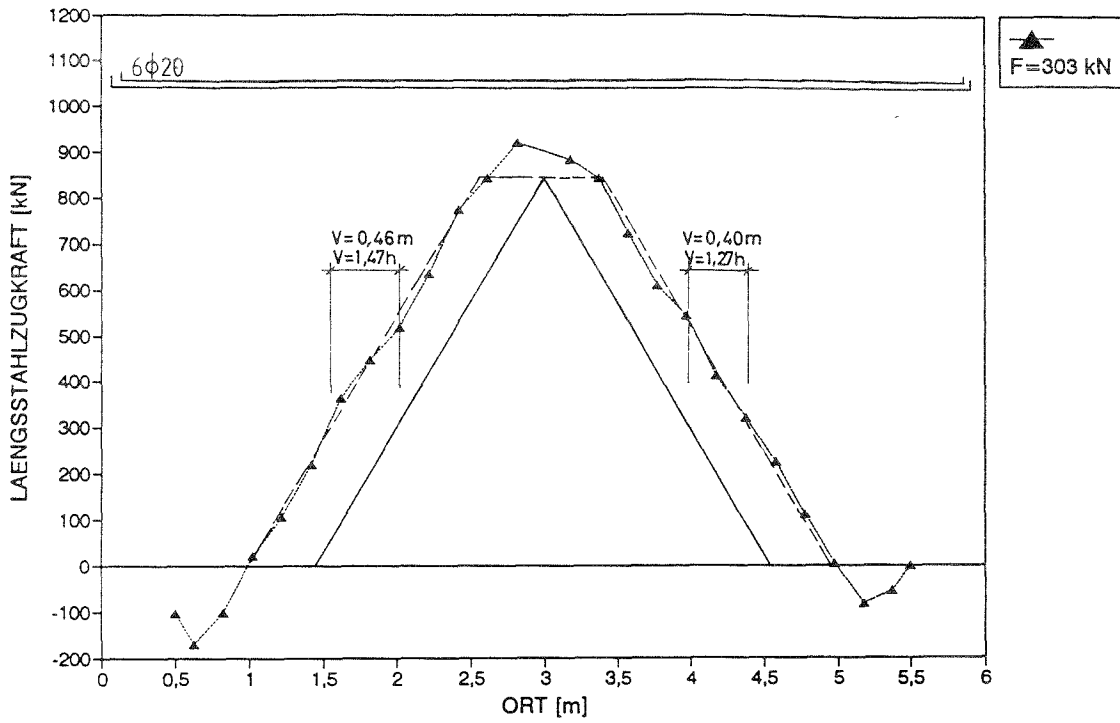


Bild 5.39: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 1

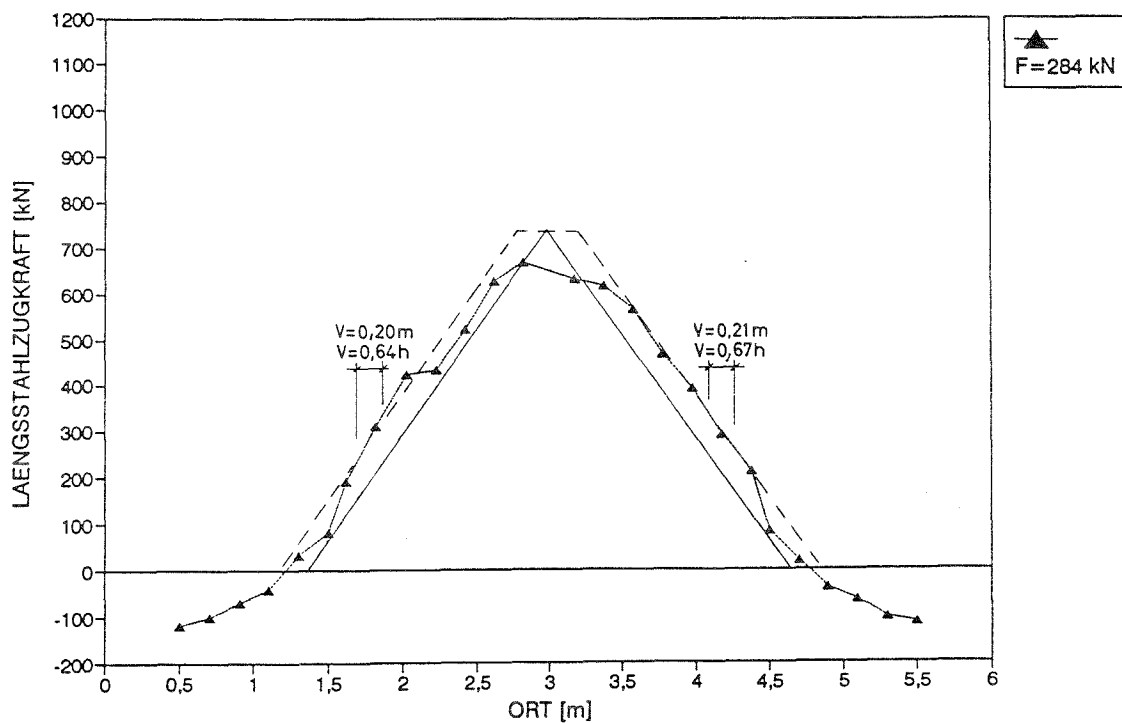
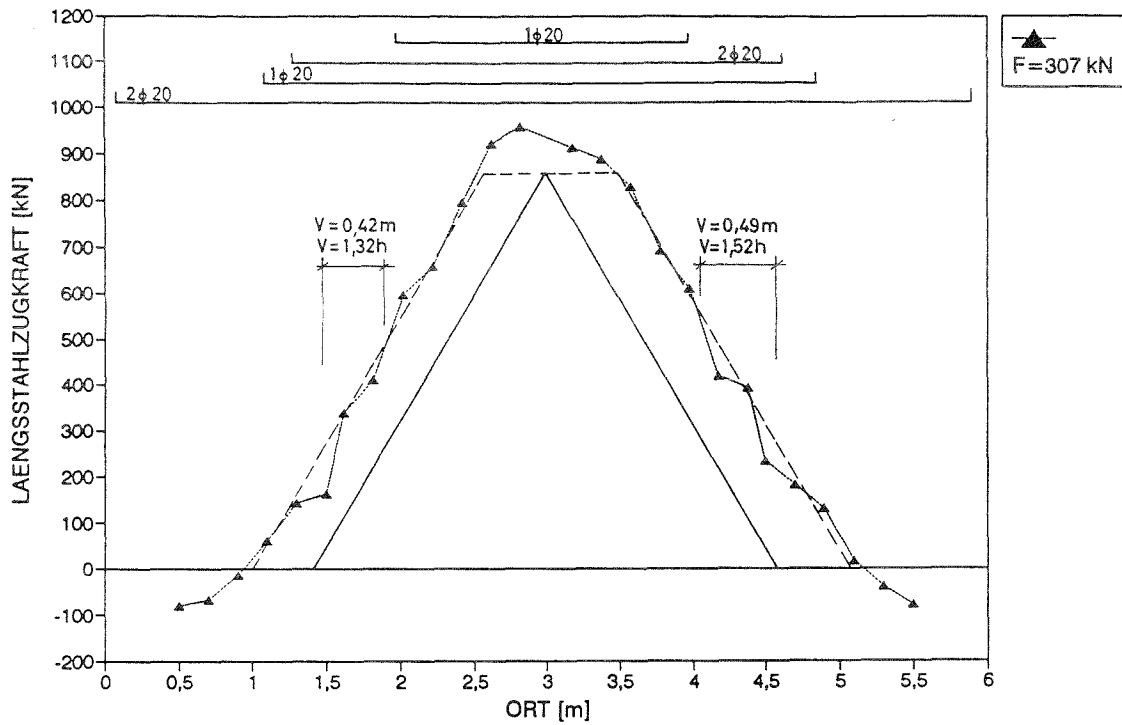


Bild 5.40: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 2

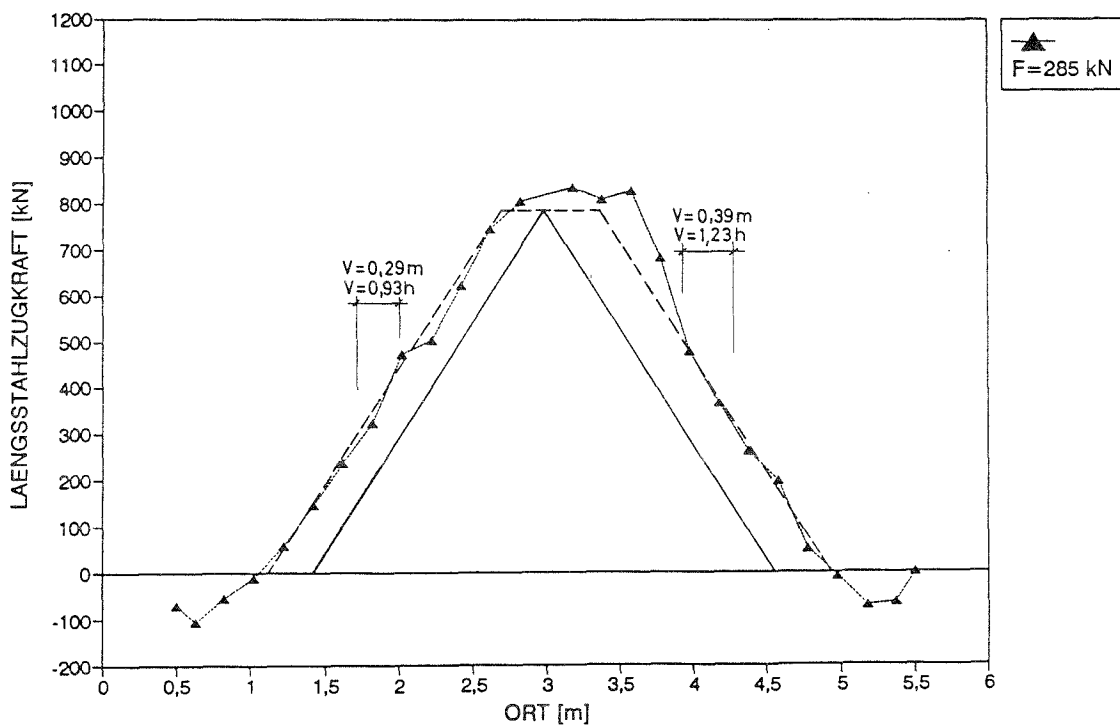
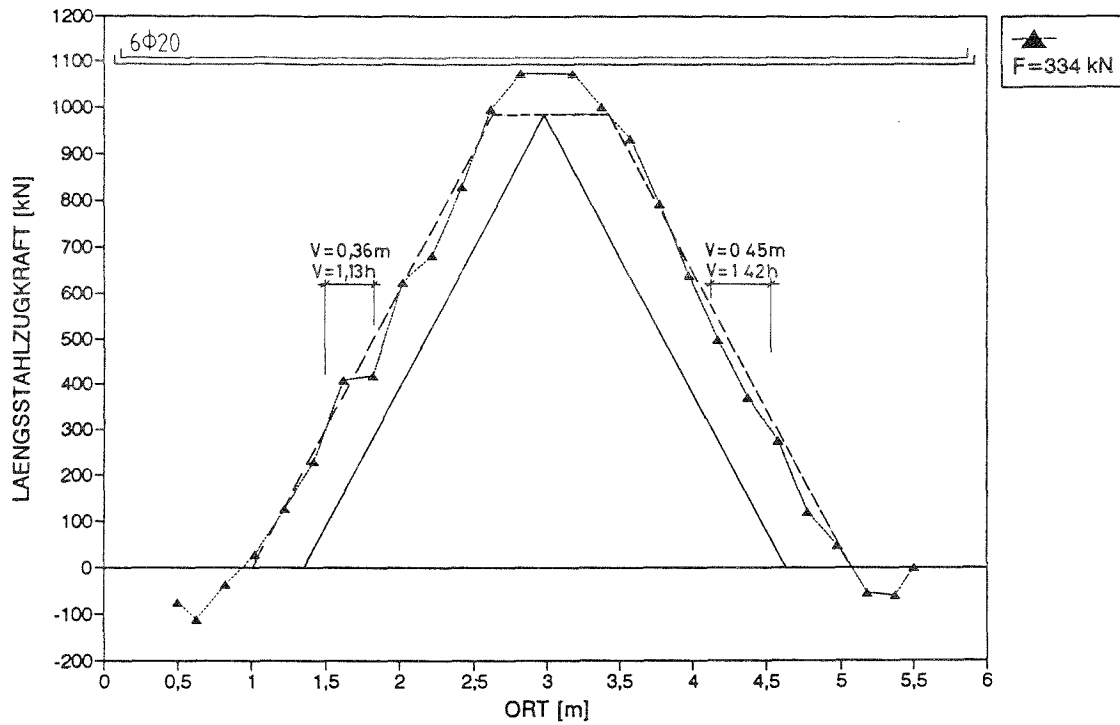


Bild 5.41: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 3

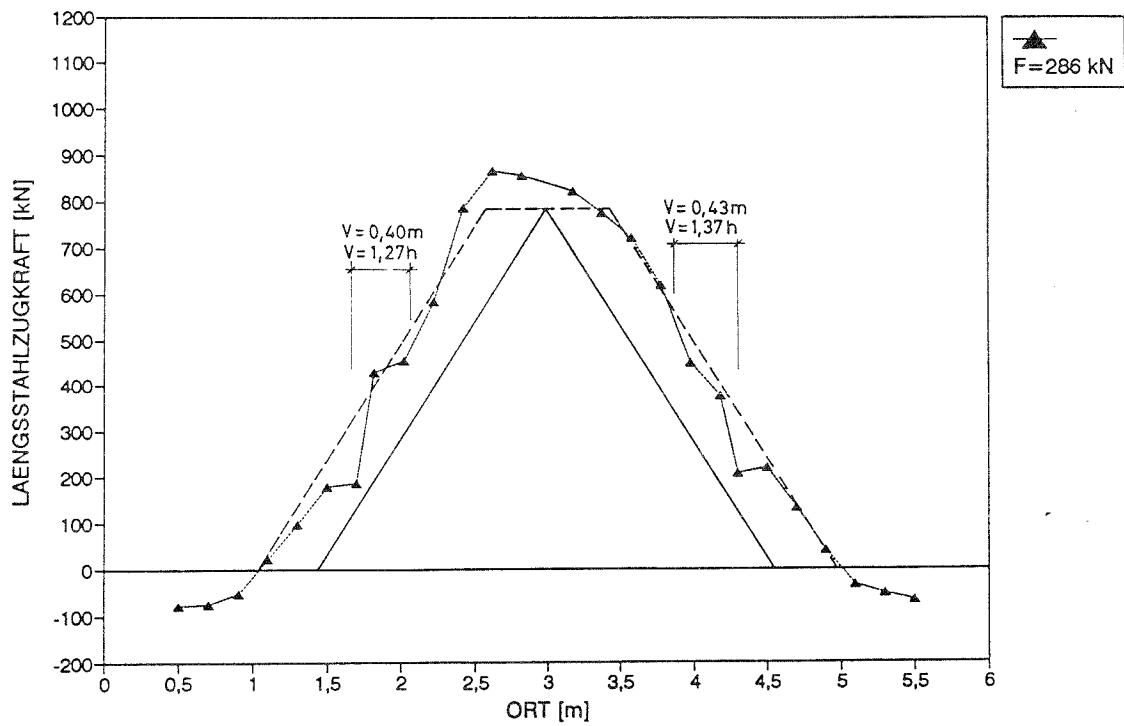
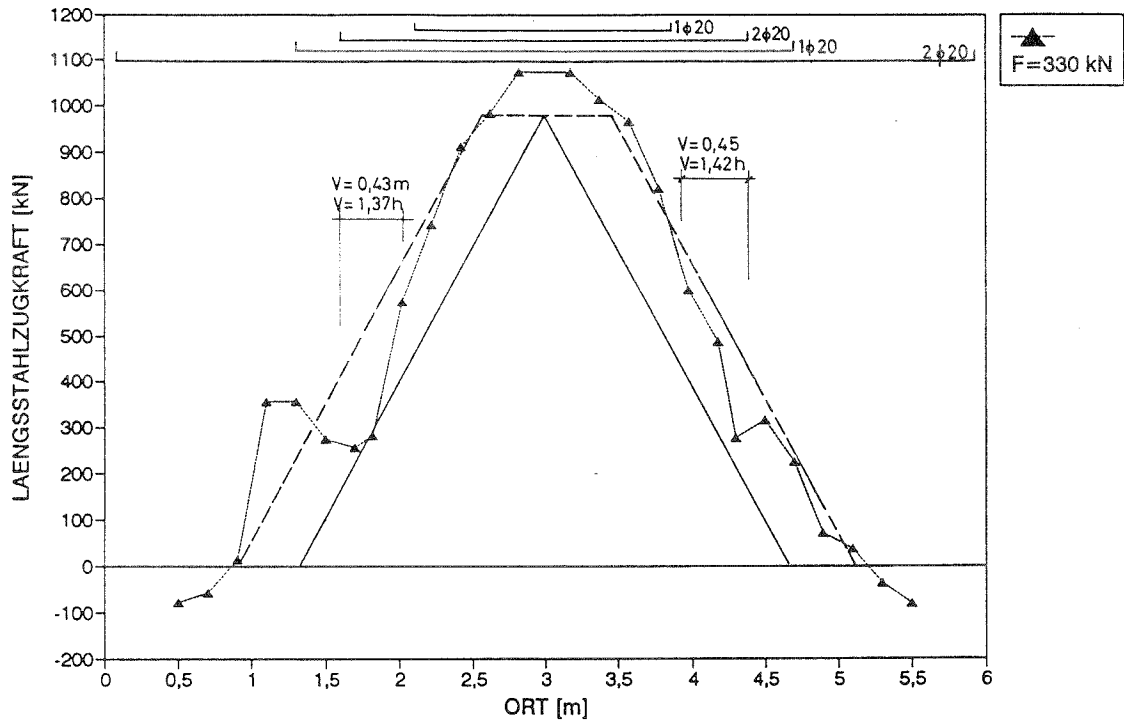


Bild 5.42: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 4

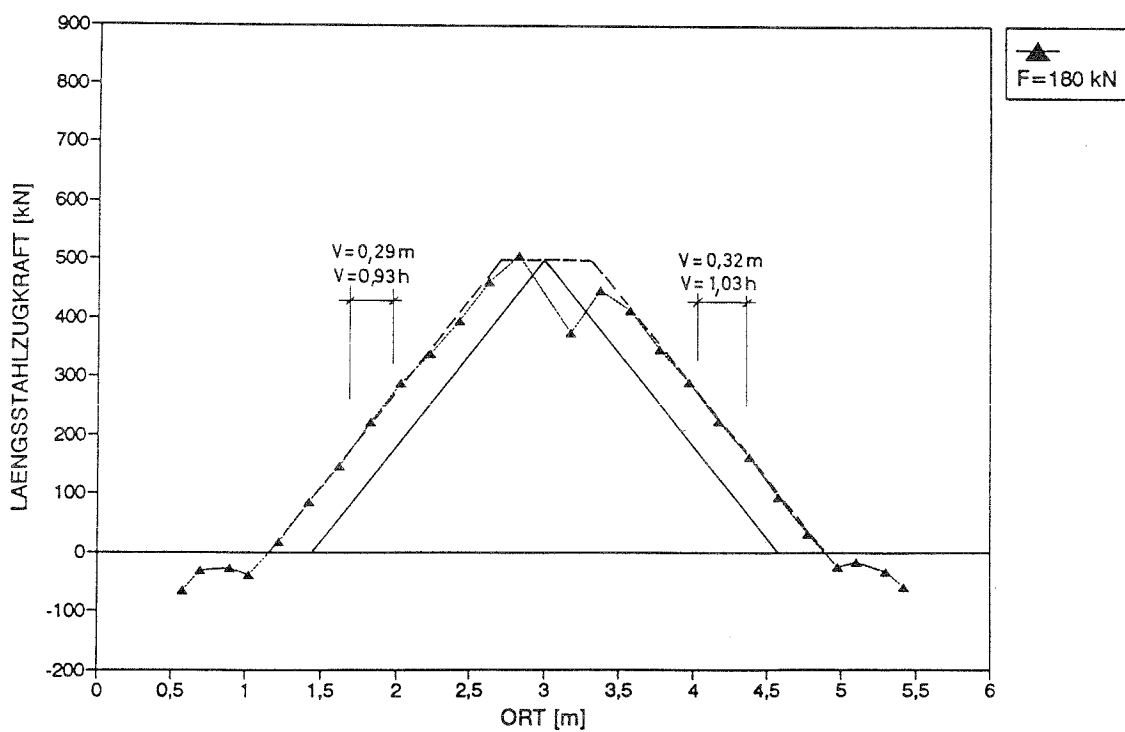
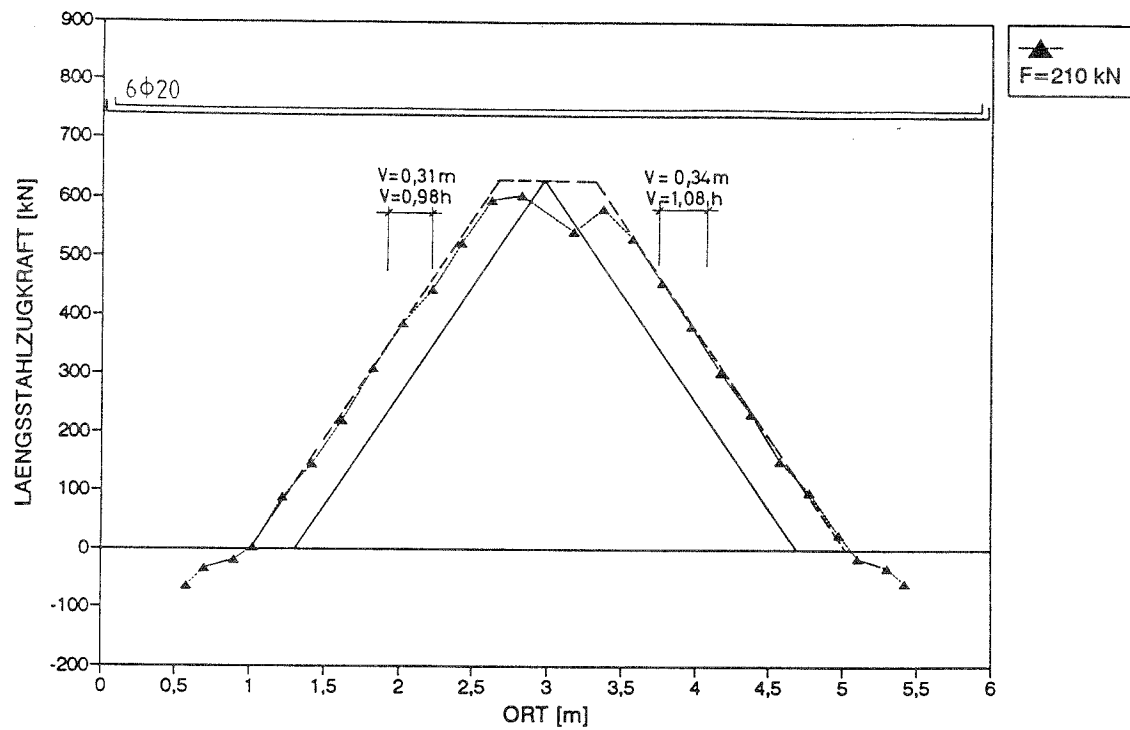


Bild 5.43: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 5

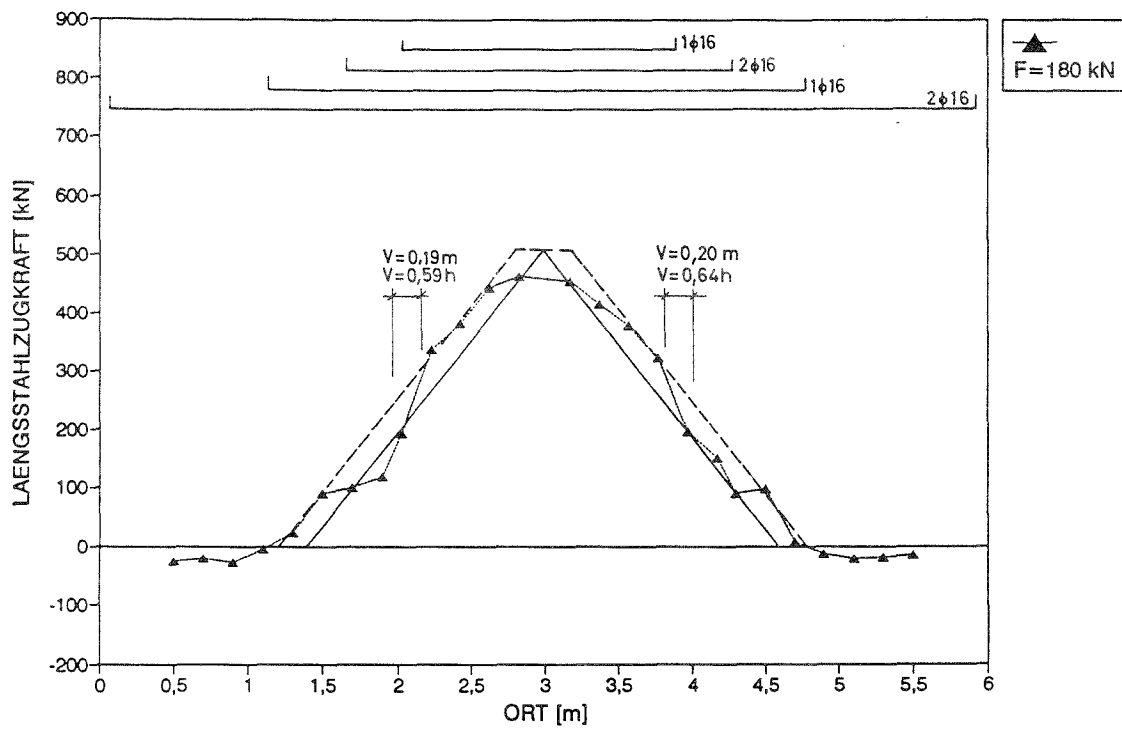


Bild 5.44: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 6

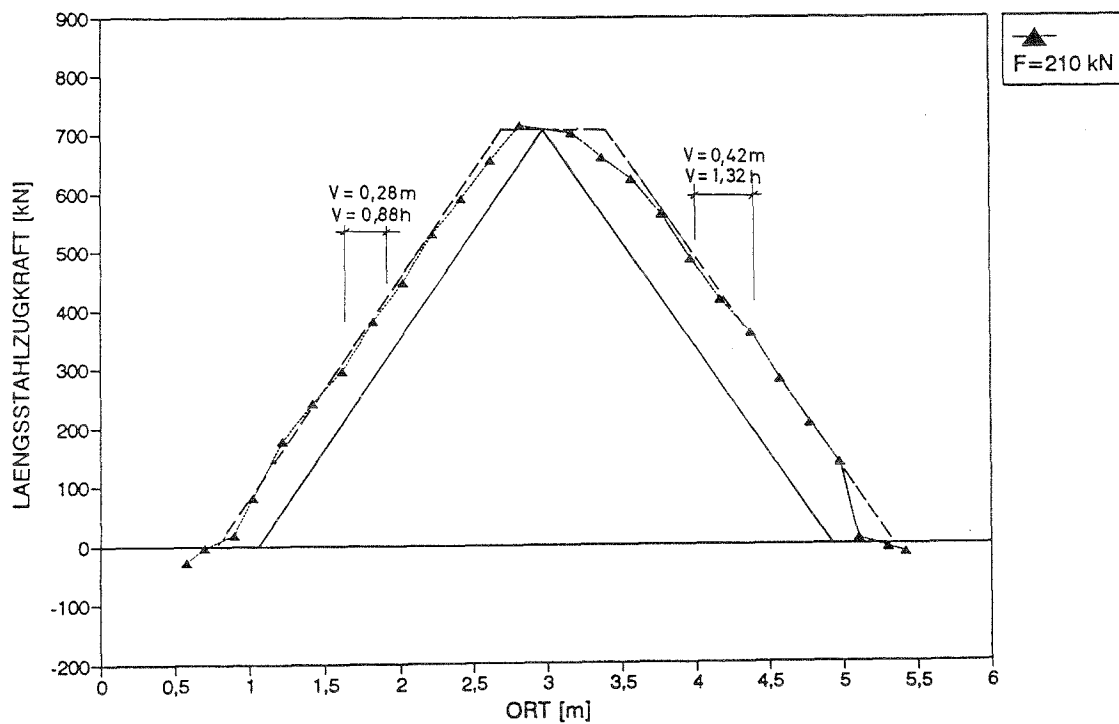
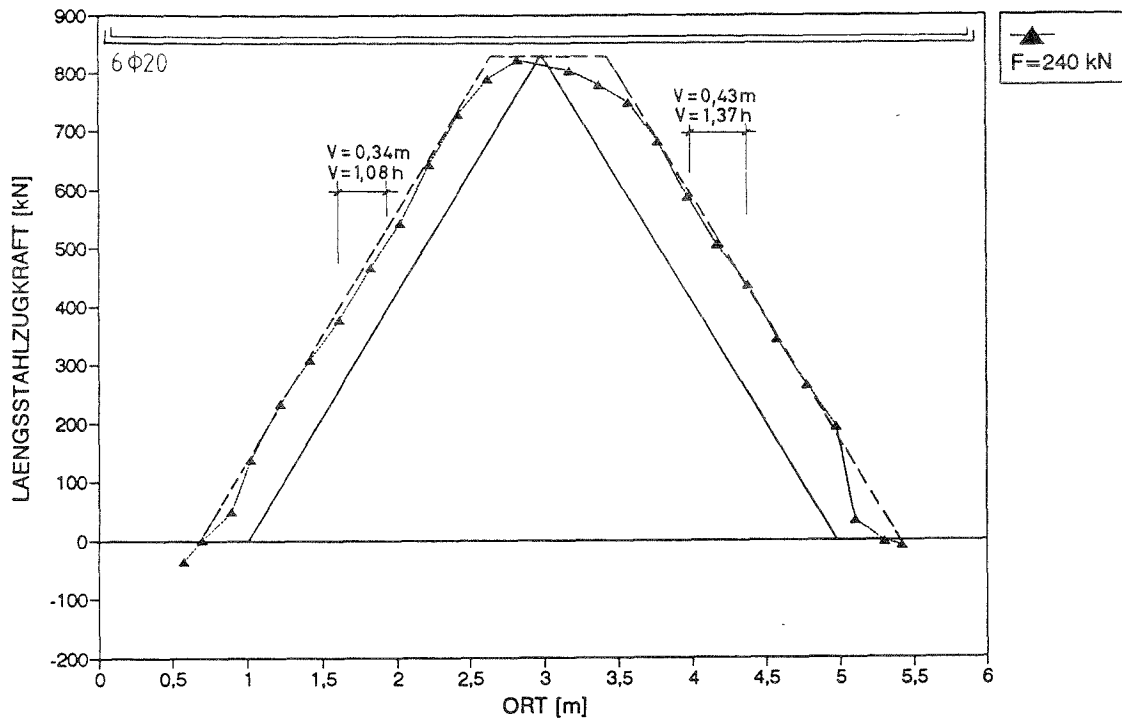


Bild 5.45: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 7

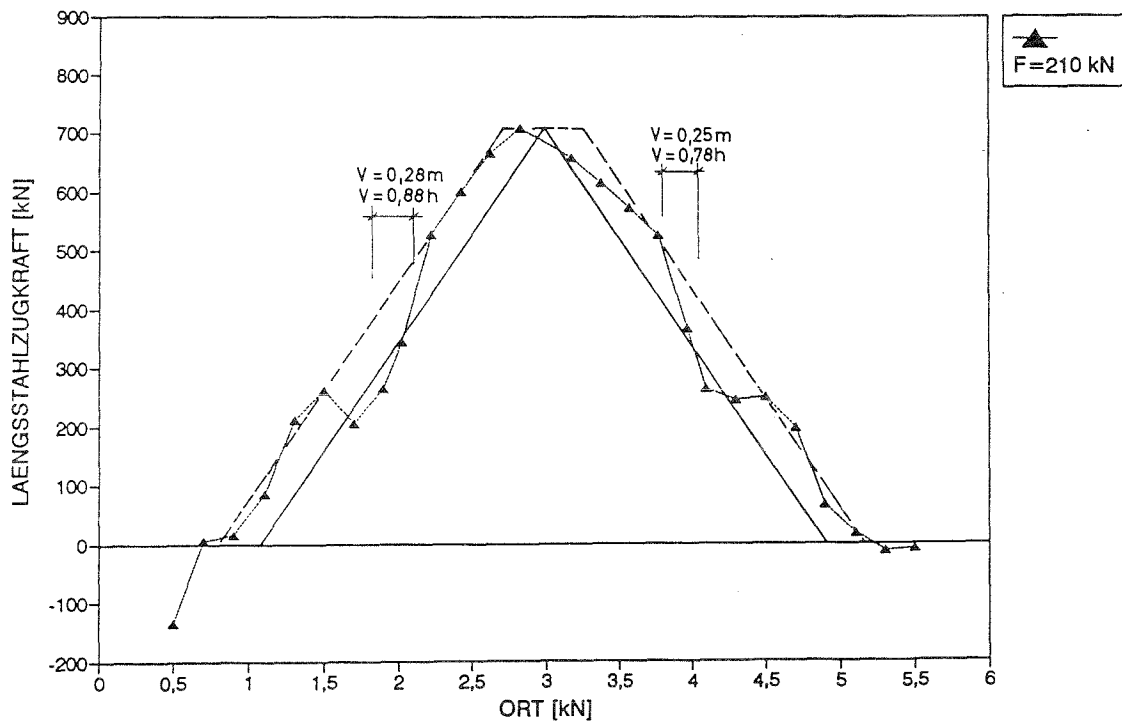
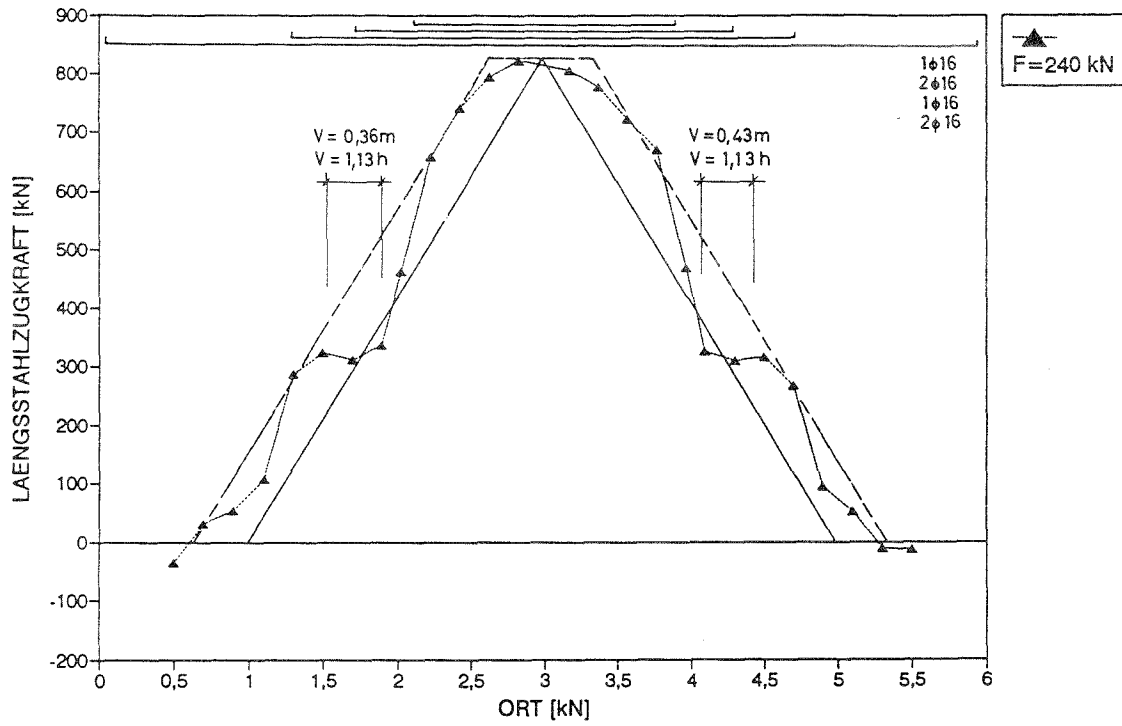


Bild 5.46: Zugkraftlinie und Versatzmaß VT 8

6. Zusammenfassung

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens war es Aufschluß über die Bemessung und Bewehrungsführung von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund zu erhalten. Insbesondere sollten Vorschläge für das Versatzmaß einer im Verbund liegenden Betonstahlbewehrung erarbeitet werden.

Um das Tragverhalten verbundlos vorgespannter Stahlbetonbalken experimentell zu untersuchen, wurden Versuchsträger hergestellt und am Institut für Baukonstruktion und Festigkeit der Technischen Universität Berlin bis zum Bruchzustand stufenweise belastet.

Folgende Parameter wurden variiert:

- der Schubbewehrungsgrad,
- die Bewehrungsführung der im Verbund liegenden Biegezugbewehrung (gestaffelt bzw. durchlaufend),
- der Vorspanngrad.

Für den Lastabtrag stehen nach DIN 4227 bei Bauteilen mit teilweiser Vorspannung ohne Verbund zwei Tragmodelle zur Verfügung

- a) das Bogen-Zugbandmodell,
- b) das Fachwerkmodell,

wobei es denkbar wäre, daß sich ein Bogen-Zugband System sowohl für die verbundlose Spannbewehrung als auch für die im Verbund liegende durchgezogene Betonstahlbewehrung ausbildet. Ferner ist eine Kombination beider Modelle möglich. Erste Aufschlüsse über das Tragverhalten lassen sich anhand der Rißbildung und der Rißentwicklung der einzelnen Versuchsträger ablesen. In den unteren Laststufen wirkt besonders bei höheren Vorspanngraden das Bogen-Zugband Modell, was durch eine nahezu senkrechte Rißbildung -bezogen auf die Trägerlängsachse- sichtbar wird. In höheren Laststufen verstärkt sich der Traganteil des Fachwerkmodells, erkennbar durch eine vermehrte Schrägrißbildung.

Dieses kombinierte Tragverhalten ist auch am Verlauf der Bügelkräfte, siehe Bild 5.31 bis 5.38, ablesbar. Diese Kurven zeigen für alle Träger erst in höheren Laststufen einen deutlichen Anstieg der Bügelzugkraft.

In den Bildern 5.39 bis 5.46 wurden die experimentell ermittelten Zugkräfte der im Verbund liegenden Biegezugbewehrung mit der rechnerischen, um die Vorspannkraft reduzierten, M/z -Linie dargestellt. Der horizontale Abstand beider Linien entspricht dem gerückten Versatzmaß. Der jeweils unterschiedliche Schubbewehrungsgrad der zwei Trägerseiten führt zu nicht symmetrischen Zugkraftlinien.

Bei den Versuchsträgern VT 1 bis VT 4 - sie unterscheiden sich im Schubbewehrungsgrad und in der Art der Staffelung der schlaffen

Biegezugbewehrung - ist keine eindeutige Tendenz des Versatzmaßes erkennbar, es liegt im Mittel bei $v \approx 1,4$ h.

Um eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung für das Versatzmaß geben zu können, muß sichergestellt sein, daß die schrägen Druckstreben i.d.R. weniger flach als zugrunde gelegt verlaufen. Die Druckstrebenneigung wird besonders gering, wenn

- a) die Schubbewehrung niedrig ist,
- b) die Vorspannkraft groß ist und
- c) der Anteil der durchlaufenden Bewehrung groß ist.

Im Vergleich zu den Versuchsträgern VT 1 bis VT 4 besaßen die Versuchsträger VT 5 bis VT 8 geringere Vorspanngrade. Vergleicht man die experimentell ermittelten Versatzmaße miteinander, so zeigt sich daß mit steigendem Vorspanngrad das Versatzmaß zunimmt. Dies bestätigt die von Leonhardt (vgl. S. 9) angegebene Abhängigkeit vom Vorspanngrad. Eine eindeutige Abhängigkeit von der Bewehrungsführung des Betonstahls läßt die Auswertung der Versuchsergebnisse erkennen. Vielmehr widersprechen sich die Ergebnisse sogar teilweise. Dies ist u.a. darauf zurückzuführen, daß nur bei zwei Versuchen (VT 1 und VT 2) ein Schubbruch eintrat, was eine Versatzmaßaussage sehr erschwert.

Alle Versuchsträger befanden sich im Bruchzustand im Schubbereich 2 nach DIN 1045. Im vorliegenden Fall müßte somit ein Versatzmaß von $v = 1,0$ h vorgesehen werden (verminderte Schubdeckung).

Tatsächlich zeigen die Auswertungen, daß eine Vergrößerung auf $v = 1,5$ h erforderlich ist.

Durch die Versuche nicht direkt belegbar, wenn auch wahrscheinlich, ist, daß bei voller Schubabdeckung eine Reduzierung des Versatzmaßes möglich ist. Im Vergleich zu der Regelung nach DIN 1045 erscheint eine Vergrößerung des jeweiligen Versatzmaßes um 0,5 h angemessen, um die Wirkung der Vorspannung zu berücksichtigen. Da ein signifikanter Einfluß der Verbundbewehrung nicht festzustellen war, gelten diese Werte auch als zu erwartende Obergrenze bei Vorspannung mit Verbund.

Berlin, den 5. April 1994

Prof. Dr.-Ing. Manfred Specht

7. Literatur:

- [1] Wölfel, E.: Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bemessung, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9/1981
- [2] Specht, M.: Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand
Bautechnik 10/1986, S. 339 - 350
- [3] Specht, M.: Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern im Bruchzustand
Bautechnik 11/1987, S. 371 - 378
- [4] Specht, M.: Mindestbügelbewehrung, Abzugswert und Festigkeit des schrägen Druckfelds eines querkraftbeanspruchten Biegeträgers aus Stahlbeton
Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), H. 1, S. 23 - S. 28
- [5] Specht, M.: Die Abhängigkeit der Querkraft-Tragfähigkeit eines Stahlbetonträgers von seiner Querschnittsform
Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 4, S. 88 - 90
- [6] Specht, M.: Zur Querkraft-Tragfähigkeit im Stahlbetonbau
Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 8, S. 193 - 198, H. 9, S. 228 - 231
- [7] Kordina, K., Hegger, J.: Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund. Systematische Auswertung von Schubversuchen an Spannbetonbalken
DAfStb. Heft 381, Berlin 1987
- [8] DIN 4227: Spannbeton. Teil 1 - 6. Ausgabe 1988.
- [9] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1:1991 Juni 1992

- [10] Rösler, M.: Auswertung von Versuchen an verbundlos vorgespannten Stahlbeton-Versuchsträgern
Diplomarbeit am Fachgebiet Stahlbetonbau der TU Berlin.
Berlin 1987

- [11] Funke, B.: Auswertung von Versuchen an verbundlos vorgespannten Stahlbeton-Versuchsträgern (2. Teil)
Diplomarbeit am Fachgebiet Stahlbetonbau der TU Berlin.
Berlin 1990

- [12] Leonhardt: Vorlesungen über Massivbau, Teil V, Spannbeton
Springer Verlag, Heidelberg, 1980, Heft 320

- [13] Bertram, D.: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton. DAfStb Heft 320,
Beuth Verlag Berlin 1990

- [14] Kordina, K.: Zur Ermittlung der Biegebruchtragfähigkeit bei Vorspannung
Hegger, J. ohne Verbund
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1987

- [15] DAfStb Richtlinien für die Anwendung Europäischer Normen im
Betonbau. Beuth Verlag Berlin 1991

A n h a n g

Because of the increased implementation of conventional reinforcement on the one hand and factory builded corrosion protection on the other, the use of prestressing without bond is very reliable in conjunction with a partial prestressing in order to produce economic structures. Both, the tied-arch-model as well as the truss-analogy can be used in design operations. Yet both models create different constructions of reinforcement.

Eight beams with partial prestressing without bond were examined at the Technical University of Berlin. The following parameters were changed:

- grade of shear-reinforcement
- construction of the bonded longitudinal reinforcement
- grade of prestressing

For higher prestress grades vertical cracks in the lower load levels points to the tied-arch-model. In higher load levels the carrying capacity of the truss-model is increased, which is recognizable by the inclined shear-cracks.

In comparison to the test beams VT1 - VT4 the beams VT5 - VT8 showed modest prestress grades. By comparing the measured displacements one can conclude that by increasing the prestress grade the displacement becomes greater, too. A certain dependancy from the construction of the bonded longitudinal reinforcement cannot be deducted out of the test results.

The ultimate limit state of all tested beams were within the thrust range 2 as stated in DIN 1045. In this case there would have to be a displacement of $v = 1,0 h$ (decreased thrust). The results, however, actually show an increase of $v = 1,5 h$ is necessary.

T 26/10

"Placement d'armature non adhérente moyennement précontrainte"

En bref:

La précontrainte non adhérente est spécialement favorable comme précontrainte sous contraintes moyennes, car le surplus d'acier d'armature d'une part et la protection anti-corrosion préfabriquée de l'autre fournit des systèmes porteur robustes et économiques.

Les systèmes arc-tirant ou bien le treillis peuvent servir comme modèle d'effort tranchant pour le dimensionnement (en respectant le placement singulier de l'armature de chacun des deux modèles).

L'institut du béton armé de l'Université Technique de Berlin a examiné huit poutres en béton armé en variant les trois paramètres suivants:

- le degré d'armature pour l'effort tranchant
- le placement de l'armature adhérente de flexion et de traction (échelonnée/continue)
- le degré de la précontrainte

Les hauts degrés à précontrainte forte mais à charges faibles indiquent les caractéristiques du système porteur du modèle arc-tirant par l'apparence de fissures verticales.

Mais en augmentant les charges, le modèle porteur du treillis devient successivement plus important, indiqué par des fissures obliques.

Les degrés de précontrainte des poutres VT5 à VT8 étaient moins importants que ceux des poutres VT1 à VT4.

En comparant le décalage entre la ligne de traction et celle des moments, on constate lors de l'expérience que ce décalage augmente avec le degré de la précontrainte.

Au moment de la rupture, toutes les poutres étaient dans l'"état 2" (d'effort tranchant) d'après la DIN 1045. En ce cas-ci, il faut prévoir un décalage de $v = 1,0 h$ (hauteur statique), donc moins d'armature pour l'effort tranchant. En effet, les évaluations de ces expériences exigent qu'une augmentation de $v = 1,5 h$ est nécessaire.