

# Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 79

**bast**



# Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

von

Reinhard Maurer  
Halil Kiziltan  
Technische Universität Dortmund  
Lehrstuhl Betonbau

Konrad Zilch  
Zilch + Müller Ingenieure GmbH  
München

Daniel Dunkelberg  
Biol Fitik  
Technische Universität München  
Lehrstuhl für Massivbau

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 79

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines  
B - Brücken- und Ingenieurbau  
F - Fahrzeugtechnik  
M - Mensch und Sicherheit  
S - Straßenbau  
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

#### **Impressum**

**Bericht zu den Forschungsprojekten FE 29.244/2009:**  
Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

#### **Projektbetreuung**

Dieter von Weschpfennig

#### **Herausgeber**

Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

#### **Redaktion**

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

#### **Druck und Verlag**

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-86918-140-0

Bergisch Gladbach, August 2011



## Kurzfassung – Abstract

### Untersuchung zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung

Die Literaturrecherche zeigte, dass seit Beginn der Spannbetonbemessung der innere Hebelarm  $z$  auf der Grundlage von Annahmen bestimmt wird, die zum Teil stark variieren. Dies liegt vor allem daran, dass die Querkraftbemessung ursprünglich an Stahlbetonbauteilen hergeleitet wurde. Für Spannbetonbauteile wird in der Literatur ein Hebelarm von  $z = 0,67 d$  bis  $z = 0,90 d$  vorgeschlagen. Alle Quellen sind sich darüber einig, dass der Querkrafttraganteil der geneigten Spannlieder zu berücksichtigen ist. Des Weiteren sind Unterschiede in den aktuellen Normen zu finden. Während im DIN FB 102 [1] im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus dem Nachweis im GZT infolge Biegung mit oder ohne Längskraft im gleichen Querschnitt aus dem zugehörigen Moment verwendet werden soll, wird in der 1045-1 [2] nichts dergleichen erwähnt, sondern es darf  $z = 0,9 d$  angesetzt werden, sofern eine ausreichende Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist. Der EC 2 [3] erlaubt hingegen, den inneren Hebelarm  $z$  aus dem maximalen Biegemoment im betrachteten Bauteil zu berechnen. In einigen Literaturquellen, so auch im EC 2, wird außerdem gefordert, dass bei Bauteilen mit geneigten Spannliedern ausreichend Betonstahllängsbewehrung im Zuggurt einzulegen ist. Die Auswertung der Stuttgarter Versuche zeigte, dass bei der Frage nach dem korrekten Ansatz für  $z$  zwei Bereiche zu unterscheiden sind. In dem Bereich, in dem die Schubrisse aus Biegeanrissen am Querschnittsrand entstehen, ändert der Schubriss auf Höhe der Spannlieder seine Neigung. Die Änderung des Neigungswinkels ist abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der Zugbänder. Für diesen Bereich wird ein Ansatz vorgeschlagen, bei dem die Querschnittsflächen des Spannstahls  $A_p$  und Betonstahl  $A_s$  mit den für den Schub maßgebenden Spannungen gewichtet werden. Der Bereich, in dem die Spannlieder überdrückt sind und die flacher verlaufenden Schubrisse ohne Neigungswechsel kurz über die Spannlieder hinweg verlaufen, erstreckt sich horizontal vom Auflager bis zu ca.  $1,5 h$ . Hier wird das Stegfachwerk wesentlich entlastet durch den Druckbogen, der sich bei den hier untersuchten Trägern aufgrund der sehr schwachen schlaffen Zuggurtbewehrung zusammen mit der sich bis zum Auflager durchlaufenden Druckstrebe fast ausschließlich auf den Spannanker abstützt. Die Größe der gegebenenfalls erforderlichen schlaffen Zuggurtbewehrung für die Abdeckung der Zugkraft am Auflager muss noch untersucht werden.

### Shear resistance of post-tensioned concrete girders with curved bonded tendons

The literature research showed that since the beginning of prestressed concrete design the internal lever arm  $z$  has been determined on the basis of assumptions that vary greatly. This is mainly rooted in the fact that shear design was initially developed for reinforced concrete members. For prestressed concrete members the lever arms proposed in literature vary between  $z = 0.67 d$  and  $z = 0.90 d$ . All sources, however, agree that the shear component of the prestressing tendons must be considered. Additionally, differences can be found in currently valid codes. While DIN-FB 102 [1] generally requires the use of the internal lever arm  $z$  that is used in the ULS design in the same section for bending with or without axial force for the corresponding bending moment, DIN 1045-1 [2] does not mention this at all, but allows the use of  $z = 0.9 d$  instead as long as there is sufficient longitudinal reinforcement present. Eurocode 2 [3], however, allows the use of the internal lever arm  $z$  used in bending design for the section under consideration. Some sources, among them EC 2, also require that for members with inclined prestressing tendons a sufficient amount of longitudinal reinforcement has to be provided in the tension chord. The evaluation of the Stuttgart tests shows that regarding the correct approach for  $z$  two regions must be differentiated. In the first region the shear cracks develop from flexural cracks along the section's edge. Here the shear crack will change inclination at the intersection with the prestressing tendon. The change in angle depends on the stiffness ratio of the tension chords. For this region an approach is proposed where the cross-sectional areas of the prestressing steel  $A_p$  and the regular reinforcement  $A_s$  are weighted

based on their respective governing stresses due to shear load. The second region, in which the prestressing tendons are within a fully compressed zone and less inclined shear cracks form without changing inclination at the intersection with the tendon, reaches out to roughly  $1.5 h$  from the support. Here, the strut-and-tie model in the web is largely relieved by the compression arch which bears – at least for the girders investigated here – nearly entirely on the force flow of the prestressing anchorage due to the very small amount of regular tension reinforcement in combination with the compression strut bearing continuously onto the support. The size of the regular tension reinforcement required to cover the tensile force at the support has to be investigated further.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Literaturrecherche</b>	7
1.1	Ausgangslage	7
1.2	Historie in Deutschland	7
1.2.1	Beton-Kalender	7
1.2.2	MÖRSCH	11
1.2.3	DIN 1045	12
1.2.4	DIN 4227	12
1.2.5	DIN 1045-1	12
1.2.6	DAfStb-Hefte	13
1.3	Aktuelle Normen	13
1.3.1	DIN FB 102	13
1.3.2	DIN 1045-1	13
1.3.3	DIN EN 1992-1-1:2005	14
1.4	Internationale Normen	14
1.4.1	CSA A23.3-04	14
1.5	Anwendung der Normen auf vorhandene Versuche	17
1.5.1	Allgemeines	17
1.5.2	Versuchsbeschreibung	17
1.5.3	Untersuchung der höchstbelasteten Schnitte	19
1.5.4	Untersuchung der Schnitte im Abstand $d$ vom Auflager	22
1.5.5	Zusammenfassung	26
<b>2</b>	<b>Versuchsnachrechnung</b>	27
2.1	Auswahl repräsentativer Versuche	27
2.2	Auswertung der Versuche	28
2.2.1	Einfluss des Druckbogens auf den inneren Hebelarm $z$	28
2.2.2	Einfluss der unterschiedlichen Höhenlage der Zuggurte auf den inneren Hebelarm $z$	38
2.2.3	Ermittlung der Querkrafttraganteile	40
2.3	Ableitung geeigneter Fachwerkmodelle	49
<b>3</b>	<b>Entwicklung von Vorschlägen für die Bemessung</b>	52
3.1	Ansatz für den inneren Hebelarm $z$ bei der Querkraftbemessung	52
3.2	Berücksichtigung des Druckbogens	52
3.3	Berücksichtigung des Kraftflusses an den Spannankern	52

<b>4</b>	<b>Vorschläge für weiterführende Untersuchungen</b> .....	54
4.1	Experimentelle Untersuchungen .....	54
4.2	Theoretische Untersuchungen .....	55
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung, Schlussfolgerungen</b> .....	55
<b>6</b>	<b>Literatur</b> .....	58

# 1 Literaturrecherche

## 1.1 Ausgangslage

Das Widerstandsmodell bei Querkraftbeanspruchung beruht auf einem Fachwerkmodell. Es besteht aus einem parallelen Zug- und Druckgurt sowie aus geneigten Betondruckstreben und Querkraftbewehrung im Steg. Der Tragwiderstand gegen Querkraft wird einerseits durch die Zugtragfähigkeit der Bügel und des Zuggurtes und andererseits durch die Druckfestigkeit des Betons begrenzt. Alle diese Widerstände müssen nachgewiesen werden, da der kleinste maßgebend ist.

Nach DIN FB 102 [1], Betonbrücken gilt für den Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad [\text{kN}] \quad (1.1)$$

und den Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft (Querkraftbewehrung senkrecht zur Bauteilachse):

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta \quad [\text{kN}] \quad (1.2)$$

Wie aus den Gleichungen zu ersehen ist, sind die beiden Tragwiderstände direkt proportional zum inneren Hebelarm  $z$ . Dieser darf bei Stahlbetonbauteilen mit nur einem Zuggurt mit  $z \approx 0,9 d$  angesetzt werden.

Dagegen weisen Spannbetonträger mit girlandenförmigen Spanngliedern im nachträglichen Verbund zwei Zuggurte in unterschiedlicher Höhenlage auf. Auf beide stützen sich die geneigten Betondruckstreben im Steg mit ihren horizontalen Kraftkomponenten ab. Die aktuellen Normen des Betonbaus

- DIN FB 102 [1],
- DIN 1045-1:2008-08 [1],
- DIN EN 1992-1-1:2005 [3]

enthalten für diesen Fall im Detail unterschiedliche Regeln für den Ansatz des inneren Hebelarms  $z$ .

Im Folgenden werden die in der Literatur aufgeführten Unterschiede aufgezeigt und Vorschläge für die Lösung dieses Problems aufgeführt.

Damit keine Verwechslungen entstehen, wurden im Folgenden die früheren Bezeichnungen für die statische Nutzhöhe bzw. die Bauteilhöhe durch die neuen Bezeichnungen ersetzt.

## 1.2 Historie in Deutschland

### 1.2.1 Beton-Kalender

#### 1.2.1.1 Bemessung von Stahlbetonbauteilen

In [18] (aus dem Jahre 1929) wird erstmals die folgende Näherung für den inneren Hebelarm  $z$  bei der Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen vorgeschlagen:

**Für Rechteckquerschnitte und Plattenbalken mit Nulllinie im Flansch:**

$$z = 0,89 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.3)$$

### Für Plattenbalken mit Nulllinie im Steg:

- mit reiner Zugbewehrung

$$z = d - 0,5 \cdot h_f \quad [\text{m}] \quad (1.4)$$

mit:

$h_f$  Höhe des Flansches

- mit Zug- und Druckbewehrung

$$z = d - 0,4 \cdot h_f \quad [\text{m}] \quad (1.5)$$

In den folgenden Ausgaben des Beton-Kalenders sind keine Näherungen für den inneren Hebelarm zu finden.

Weitere Vorschläge für den inneren Hebelarm  $z$  bei Stahlbetonbauteilen werden anschließend erst wieder ab dem Jahr 1971 im Beton-Kalender erwähnt. In [19] wird Folgendes vorgeschlagen:

Während der Vorschlag für den inneren Hebelarm  $z$  bei Plattenbalken unverändert bleibt, verkleinert sich der innere Hebelarm bei Platten und bei Balken mit Rechteckquerschnitten.

### Für Plattenbalken:

$$z = d - 0,5 \cdot h_f \quad [\text{m}] \quad (1.4)$$

Für Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt:

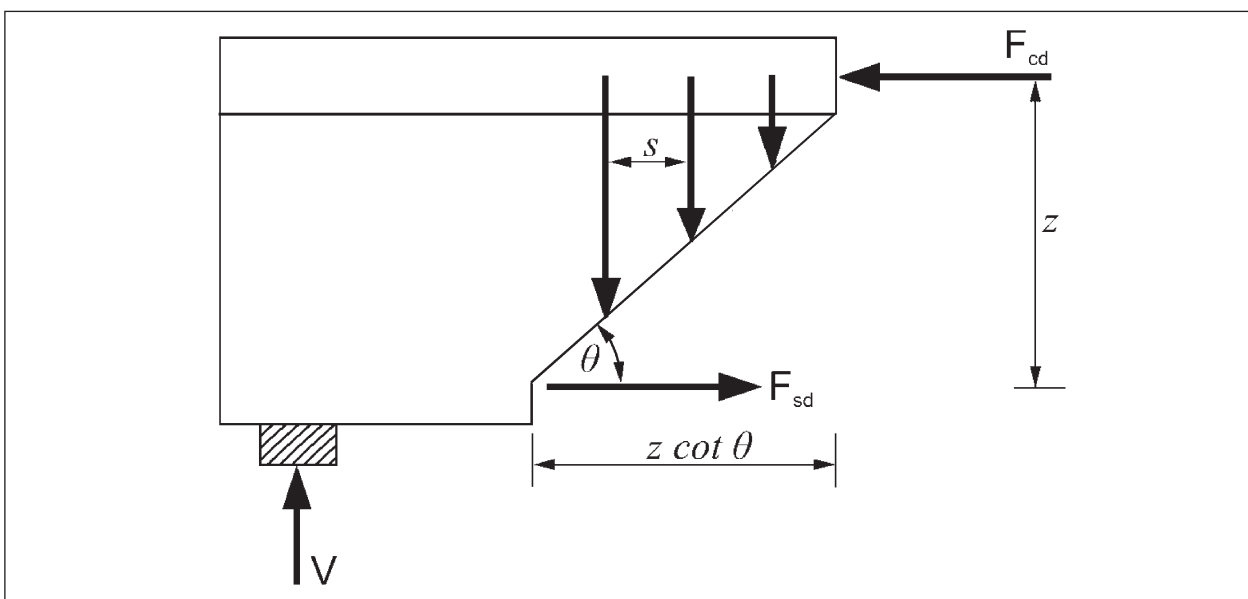
$$z = 0,80 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.6)$$

Bereits ein Jahr später wird in [20] für Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt ein neuer Ansatz vorgeschlagen:

$$z = 0,85 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.7)$$

Der Ansatz für Plattenbalken bleibt dabei wieder unverändert. Woher die Unterschiede in den Hebelarmen stammen, ist aus den Aufsätzen nicht ersichtlich.

Die beiden Gleichungen (1.4) und (1.7) wiederholen sich bis zum Jahr 1992 in den Aufsätzen des Beton-Kalenders. Die Ausgaben des Beton-Kalenders ab 1993 enthalten nur noch Fachartikel bzw. die Aufsätze zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen wurden nicht mehr fortgeführt.



**Bild 1.1:** Bezeichnungen an einem Trägerelement zur Ermittlung der Schubbewehrung (aus [21])

Im Jahr 1980 wird in [21] bei der Bemessung für Querkraft für Stahlbetonbauteile erstmals das zugehörige Trägerelement dargestellt (s. Bild 1.1).

### 1.2.1.2 Bemessung von Spannbetonbauteilen

Die Bemessung von Spannbetonbauteilen findet erstmals im Jahr 1954 den Einzug in die Reihe der Beton-Kalender.

RÜSCH und KUPFER schlagen in [22] dabei auch Überschlagsformeln, z. B. für die Bestimmung des Spanngliedquerschnittes vor.

Dabei werden für den inneren Hebelarm  $z$  sowohl für den Gebrauchslastnachweis als auch für den Bruch-sicherheitsnachweis folgende Vorschläge unterbreitet:

#### Gebrauchslastnachweis

- Für Rechteckquerschnitte:

$$z = 0,57 \cdot h \quad [\text{m}] \quad (1.8)$$

- Für schwachprofilerte symmetrische Querschnitte:

$$z = 0,65 \cdot h \quad [\text{m}] \quad (1.9)$$

- Für Plattenbalken und Hohlkasten normaler Breite:

$$z = 0,70 \cdot h \quad [\text{m}] \quad (1.10)$$

- Für Plattenbalken und Hohlkasten mit sehr breiten Platten und schmalen Steg:

$$z = 0,80 \cdot h \quad [\text{m}] \quad (1.11)$$

#### Bruch-sicherheitsnachweis

- Bei rechteckiger und stark ausgenutzter Druckzone:

$$z = 0,80 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.12)$$

- Für Hohlkasten und Plattenbalken:

$$z = 0,90 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.13)$$

Die Überschlagsformeln werden jedes Jahr regelmäßig in den Aufsätzen der darauffolgenden Beton-Kalender wiederholt.

In [23] ist drei Jahre später für die Berechnung der Schubspannungen nach Zustand II zusätzlich folgende Formel zu finden:

$$\sigma = \frac{\text{red}Q_b}{b_w \cdot z} \quad [\text{Mpa}] \quad (1.14)$$

Interessant sind dabei die Definitionen für die reduzierte Querkraft  $\text{red}Q_b$  und den inneren Hebelarm  $z$ :

Innerer Hebelarm  $z$ :

„Man ermittelt die inneren Kräfte im Querschnitt für das der maßgeblichen Querkraft zugeordnete Biegemoment, wobei man das Formänderungsgesetz (Bruchzustand) zugrunde legt. Je nach der Verteilung der Spannglieder und der Form der Druckzone sind hierzu mehr oder weniger viele Proberechnungen erforderlich. Man fasst sodann alle inneren Kräfte ober- bzw. unterhalb der Nulllinie zu je einer Resultierenden  $D$  und  $Z$  zusammen. Der Abstand dieser Resultierenden ist der Hebelarm  $z$  der inneren Kräfte.“

Reduzierte Querkraft  $redQ_b$ :

„Die Abminderung der Querkraft durch die schräg gerichteten Spanngliedkräfte und eine eventuelle schräg gerichtete Betondruckkraft wird bei der Berechnung der reduzierten Querkraft berücksichtigt:

$$redQ_b = Q - \sum Z_v - \sum D_v \quad [\text{kN}] \quad (1.15)$$

In Fällen mit Druckplatte kann die Neigung der Druckkraft der Neigung der Plattenmittelfläche gleichgesetzt werden. Bei Rechteckquerschnitten ist dagegen meist die Untersuchung eines eng benachbarten Querschnittes erforderlich, um aus dem Unterschied der Höhenlage von D die Neigung der Betondruckkraft zu ermitteln.“

Daraus folgt, dass die Problematik der geneigten Spannglieder bereits damals bekannt war. Nicht nur die vertikale Komponente der Spanngliedkraft muss bei der Querkraftbemessung berücksichtigt werden, sondern auch die unterschiedlichen Höhenlagen der inneren Kräfte.

Im Jahr 1963 werden in [24] die Überschlagsformeln (1.12) und (1.13) für den Bruchsicherheitsnachweis durch folgende Gleichung ersetzt. Die Gleichungen für den Gebrauchslastnachweis bleiben dabei unverändert.

$$z = d \cdot \left( 1 - 1,6 \cdot \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cm,ci200}} \right) \quad [\text{m}] \quad (1.16)$$

mit:

$M$  Moment um die Spanngliedachse

$f_{cm,ci200}$  Mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ( $a = 200 \text{ mm}$ )

Als zusätzliche Bedingung wird gefordert, dass der innere Hebelarm  $z$  nicht kleiner als  $0,8 d$  sein soll, da sonst die Druckzone vergrößert oder eine höhere Betongüte angewandt werden muss.

In [25] werden durch RÜSCH und KUPFER im Jahr 1967 neue Überschlagsformeln für den Gebrauchslastnachweis vorgeschlagen. Dabei wird nun der innere Hebelarm  $z$  auf die statische Nutzhöhe  $d$  und nicht wie bisher auf die Bauteilhöhe  $h$  bezogen. Die Überschlagsformeln für den Bruchsicherheitsnachweis bleiben unverändert.

### Gebrauchslastnachweis

- Für Rechteckquerschnitte:

$$z = 0,67 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.17)$$

- Für schwachprofilierter symmetrischer Querschnitte:

$$z = 0,73 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.18)$$

- Für Plattenbalken und Hohlkasten normaler Breite:

$$z = 0,80 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.19)$$

- Für Plattenbalken und Hohlkasten mit sehr breiten Platten und schmalen Stegen:

$$z = d - 0,5 \cdot h_f \quad [\text{m}] \quad (1.4)$$

Beim Vergleich zwischen den alten Gleichungen und diesen neuen stellt sich heraus, dass für die statische Nutzhöhe  $d$  ein Wert zwischen  $0,85$  und  $0,89 h$  angesetzt worden ist.

Die Gleichungen für den Gebrauchslastnachweis bleiben bis zum Ende der Aufsätze zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen im Jahr 1992 im Beton-Kalender unverändert.



Die Gleichung für den inneren Hebelarm  $z$  beim Bruchsicherheitsnachweis ändert sich dagegen im Jahr 1974 in [26]. Dabei wird, wahrscheinlich wegen der neuen Bezeichnungen in der damaligen Norm, die mittlere Druckfestigkeit der Würfel durch die charakteristische Würfeldruckfestigkeit ersetzt. Dies wird auch der Grund für den geänderten Beiwert sein. Die Überschlagsformel für den inneren Hebelarm lautet:

$$z = d \cdot \left( 1 - 1,0 \cdot \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck,cu200}} \right) \quad [\text{m}] \quad (1.20)$$

mit:

$f_{ck,cu200}$  Charakteristische Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ( $a = 200 \text{ mm}$ )

Eine weitere Änderung erfolgt im Jahr 1985. In [27] wird die oben genannte Gleichung erneut verändert. Diesmal wird die charakteristische Würfeldruckfestigkeit durch den Bemessungswert der Würfeldruckfestigkeit ersetzt.

$$z = d \cdot \left( 1 - 0,6 \cdot \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd,cu200}} \right) \quad [\text{m}] \quad (1.21)$$

mit:

$f_{cd,cu200}$  Bemessungswert der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ( $a = 200 \text{ mm}$ )

Die zusätzliche Bedingung, dass der innere Hebelarm  $z > 0,8 d$  sein soll, bleibt dabei in allen Fällen erhalten.

Wie bereits mehrfach erwähnt enden die Überschlagsformeln mit der im Jahr 1992 erscheinenden Ausgabe des Beton-Kalenders.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Ansätze für den inneren Hebelarm  $z$  zum einen von mehreren Parametern abhängen und sich zum anderen seit Beginn der Beton-Kalender-Aufsätze mehrmals geändert haben. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass zwischen Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unterschieden werden muss.

### 1.2.2 MÖRSCH

Bereits Anfang des 19. Jahrhunderts wurde von MÖRSCH ein klassisches Fachwerkmodell vorgeschlagen. Dabei wurde ein Stahlbetonbalken in horizontale Druck- und Zuggurte aufgeteilt. Anschließend wurden Druck- und Zugdiagonalen im Winkel von  $45^\circ$  zwischen die Gurte gelegt.

In [28] ist folgende Vereinfachung für den inneren Hebelarm  $z$  bei Stahlbetonbalken zu finden:

$$z = 0,875 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.22)$$

Diese Formel für den inneren Hebelarm darf auch bei geneigten Stahlbetonbalken angesetzt werden. Die Querkraft ist jedoch um den Vertikalanteil des geneigten Druckgurtes zu reduzieren.

Im Jahr 1950 erscheint mit [29] eine erweiterte Auflage der Bemessung im Eisenbetonbau. Dabei wird die Näherung vom Jahre 1922 ergänzt.

Für Rechteckquerschnitte gilt:

$$z = 7/8 \cdot d \text{ bis } 8/9 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.23)$$

Für Plattenbalken gilt:

$$z = d - 0,5 \cdot h_f \quad [\text{m}] \quad (1.4)$$

Die Näherungen gelten, wie bereits erwähnt, nur für Stahlbetonbauteile. Näherungsformeln für Spannbetonbauteile sind nicht zu finden.

### 1.2.3 DIN 1045

Im Folgenden soll eine Durchsicht der alten Normen stattfinden. Es wird dabei mit der DIN 1045, der alten Stahlbetonnorm, begonnen.

In [4] aus dem Jahre 1952 ist im § 20 Schubsicherung lediglich der Satz zu finden, dass  $z$  der Abstand des Schwerpunktes der Zueinlagen vom Druckmittelpunkt sei. Des Weiteren ist die Verminderung der Schubspannung durch die Querschnittsänderung in den Balkenschrägen zu berücksichtigen. Dabei wird auf MÖRSCH in [29] verwiesen. Dieselbe Formulierung findet sich auch in [5] wieder. In den nachfolgenden Ausgaben der DIN 1045 ([6], [7] und [8]) wird der innere Hebelarm  $z$  nicht mehr erwähnt.

### 1.2.4 DIN 4227

Die zugehörige Norm für den Spannbeton wurde erstmals im Jahr 1953 eingeführt.

In [9] und [10], welche auch die zusätzlichen Bestimmungen des Jahres 1966 enthalten, sind keine expliziten Anmerkungen zum inneren Hebelarm  $z$  aufgeführt.

Im Jahr 1979 wurde erstmals eine ausführliche Spannbetonnorm veröffentlicht. Diese wurde aufgrund des Umfanges in sechs Teile aufgeteilt. Dabei beinhaltet der erste Teil den Spannbeton mit beschränkter und voller Vorspannung bei Bauteilen aus Normalbeton.

In [11] und [12] aus dem Jahr 1979 bzw. 1988 sind folgende Absätze zu finden:

„Ungünstig wirkende Querkräfte, die sich aus einer Neigung der Spannglieder gegen die Querschnittsnormale ergeben, sind zu berücksichtigen; günstig wirkende Querkräfte infolge Spanngliedneigung dürfen berücksichtigt werden.“

„Sofern die Größe des Hebelarmes der inneren Kräfte nicht genauer nachgewiesen wird, darf sie bei der Ermittlung der Schubspannung infolge Querkraft dem Wert gleichgesetzt werden, der beim Biegenachweis im betrachteten Schnitt ermittelt wurde. Bei Trägern mit konstanter statischer Nutzhöhe  $d$  darf mit jenem Hebelarm gerechnet werden, der sich an der Stelle des maximalen Momentes im zugehörigen Querkraftbereich ergibt.“

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass nach damaliger Norm die Neigung der Spannglieder durch ungünstig bzw. günstig wirkende Querkräfte zu berücksichtigen ist. Des Weiteren wurde damals der innere Hebelarm  $z$  vereinfacht aus der Biegebemessung verwendet.

### 1.2.5 DIN 1045-1

Durch die Änderung der DIN 1045 bzw. die Aufteilung der Norm in mehrere Teile im Jahr 1997 wurde auch die komplette Norm überarbeitet. Während die alte DIN 1045 nur für Stahlbetonbauteile galt, ist die neue DIN 1045-1 sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbauteile zu verwenden und ersetzt somit auch die alte DIN 4227.

Nach [13], [14] und [2] darf der innere Hebelarm  $z$  dabei vereinfacht folgenderweise angenommen werden:

$$z = 0,90 \cdot d \quad [\text{m}] \quad (1.24)$$

Dabei wird vorausgesetzt, dass bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern in der vorgedrückten Zugzone Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist und dass die Bügel in der Druckzone verankert sind.

### 1.2.6 DAfStb-Hefte

Die Hefte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, besser bekannt als die „grünen Hefte“, präsentieren nicht nur Forschungsberichte bzw. -ergebnisse, sondern auch Erläuterungen zu den jeweils aktuellen Normen.

Im Jahre 1980 erschienen in [30] Erläuterungen zur DIN 4227, Spannbeton (Ausgabe 12.1979). Hierin finden sich auch Erläuterungen zur damaligen Querkraftbemessung.

Dabei wird auf Folgendes hingewiesen:

„Die Annahme zur Wahl des Hebelarms  $z$  der inneren Kräfte wurde bei Trägern konstanter Nutzhöhe im Wesentlichen wie bisher beibehalten. Neu ist dagegen die bei Trägern mit geneigten Spanngliedern und damit stark veränderlicher Nutzhöhe im Abschnitt 14.3, Abs. 3 enthaltene Regelung, wonach der Hebelarm  $z$  in diesem Fall auf die schlaffe Zuggurtbewehrung bezogen werden darf, sofern diese für eine Zugkraft von  $Z_u \geq 0,5 Q_u$  bemessen wird.“

Hier wird wieder deutlich, dass die richtige Annahme des inneren Hebelarms  $z$  alleine nicht ausreicht, um das Bauteil sicher und optimal zu bemessen.

In [31], den Erläuterungen zur DIN 1045-1, steht folgender Absatz zum inneren Hebelarm  $z$ :

„Der innere Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung stimmt in vielen Fällen gut mit dem Wert  $z = 0,9 d$  überein, aber bei höheren Beanspruchungen müssen ggf. auch geringere Werte eingesetzt werden, wie z. B. im Stützbereich von Plattenbalken.“

Dabei wird dieser Absatz in [32] durch Folgendes ersetzt:

„Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,sy}$  und  $V_{Rd,max}$  darf im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung oder näherungsweise mit  $0,9 d$  angenommen werden. Bei höheren Beanspruchungen müssen ggf. auch geringere Werte angesetzt werden, wie z. B. im Stützbereich von Plattenbalken.“

Die Durchsicht der DAfStb-Hefte erzielt keine neuen Erkenntnisse über eine zutreffende Annahme des inneren Hebelarms  $z$  bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern. Es ist jedoch ersichtlich, dass Unterschiede zwischen Bauteilen mit geneigten Spanngliedern und Stahlbetonbauteilen bzw. Bauteilen mit horizontalen Spanngliedern vorhanden sind.

## 1.3 Aktuelle Normen

### 1.3.1 DIN FB 102

Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über die aktuellen Normen gegeben, wobei die Interpretation bzw. die Annahmen für den inneren Hebelarm  $z$  beschrieben werden.

In [15] und [1] wird gefordert, dass beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit oder ohne Längskraft verwendet werden soll. Für Stahlbetonrechteckquerschnitte darf dabei im Allgemeinen näherungsweise der Wert  $z = 0,90 d$  angenommen werden.

Des Weiteren muss in vorgespannten Tragwerken bei der Berechnung des Bemessungswertes der Querkraft  $V_{Ed}$  der Einfluss geneigter Spannglieder berücksichtigt werden.

### 1.3.2 DIN 1045-1

Die aktuelle Norm DIN 1045-1 [2] vereinfacht den inneren Hebelarm  $z$  zu  $z = 0,90 d$ . Dabei wird vorausgesetzt, dass bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern in der vorgedrückten Zugzone Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist und dass die Bügel in der Druckzone verankert sind.

### 1.3.3 DIN EN 1992-1-1:2005

Im neu erschienenen Eurocode 2 [3] ist  $z$  bei einem Bauteil mit konstanter Höhe als innerer Hebelarm, der zum maximalen Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört, definiert. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert  $z = 0,90 d$  verwendet werden. Außerdem ist bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern in der Regel ausreichend Betonstahllängsbewehrung im Zuggurt einzulegen, um die Längszugkraft infolge Querkraft aufzunehmen.

Im zugehörigen Nationalen Anhang [16] ist noch folgende Anmerkung zu finden:

„Für die Annahme von  $z = 0,90 d$  wird vorausgesetzt, dass die Bügel in der Druckzone verankert werden.“

Es ist festzustellen, dass die aktuellen Normen bei Stahlbetonrechteckquerschnitten dieselbe Annahme  $z = 0,90 d$  vorschlagen.

Während im DIN FB 102 [1] im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit oder ohne Längskraft verwendet werden soll, wird in der DIN 1045-1 [2] nichts dergleichen erwähnt. Der Eurocode 2 [3] erlaubt hingegen, den inneren Hebelarm  $z$  aus dem maximalen Biegemoment im betrachteten Bauteil zu berechnen.

## 1.4 Internationale Normen

### 1.4.1 CSA A23.3-04

Die kanadische Bemessungsnorm für Bauwerke aus Beton: CSA Standard A23.3-04 „Design of Concrete Structures“ [17] wurde letztmalig im Jahr 2004 überarbeitet und neu herausgegeben. Die in dieser Ausgabe enthaltenen Bemessungsvorschriften für Querkraft werden im Folgenden kurz erläutert.

Die Bemessungsgleichungen in der kanadischen Norm wurden auf der Grundlage der an der University of Toronto entwickelten Modified Compression Field Theory (MCFT) hergeleitet. Hierbei handelt es sich um einen Ansatz, der die Querkrafttragfähigkeit unter Verwendung von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen sowie zutreffenden Materialgesetzen für Beton und Betonstahl an einem gerissenen Betonelement mit Längs- und Bügelbewehrung herleitet. Um auch Bauteile ohne Querkraftbewehrung beschreiben zu können, werden bei der Formulierung des Gleichgewichts am Element planmäßig Betonzugspannungen zugelassen, d. h., die Spannungs-Dehnungslinie des Betons wird um einen Ast für Zugspannungen ergänzt. Die Berechnungen erfolgen mit über das Element gemittelten Spannungen und Dehnungen. Die MCFT ist von COLLINS et al. ausführlich in [33] und [34] beschrieben und wird hier nicht weiter erläutert.

Die Querkraftbemessung kann laut CSA A23.3-04 nach einem vereinfachten und einem allgemeinen Verfahren erfolgen (Abschnitt 11.3.6.3 [17]: Simplified Method und Abschnitt 11.3.6.4 [17]: General Method). Aufgrund der sehr speziellen Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Verfahren wird an dieser Stelle nur das allgemeine Verfahren genauer beschrieben.

Die aufnehmbare Querkraft  $V_r$  bestimmt sich nach kanadischer Norm aus der Summe des Betontraganteils  $V_c$ , des Bewehrungsanteils  $V_s$  und aus den evtl. wirkenden günstigen Einflüssen einer vertikalen Komponente der Vorspannkraft  $V_p$ .

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad [\text{kN}] \quad (1.25)$$

Der Traganteil der Bügelbewehrung wird für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zu  $V_s = 0$  gesetzt. Im Gegensatz zum DIN-FB 102 wird auch bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung der Betontraganteil explizit ausgerechnet und in Ansatz gebracht.  $V_c$  ist dabei als der Traganteil zu verstehen, der durch Rissverzahnung (aggregate interlock) entsteht.

Gemäß den Erläuterungen zur Entwicklung der Bestimmungen zur Querkraftbemessung nach CSA A23.3-04 [35] werden die wesentlichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit eines vorgespannten Betonbauteils durch zwei Parameter berücksichtigt.

Der Längsdehnungsparameter  $\varepsilon_x$  (longitudinal strain parameter) dient u. a. zur Berücksichtigung der Einflüsse des Längsbewehrungsgrads, der Interaktion zwischen einwirkender Normalkraft, Querkraft sowie dem einwirkenden Moment und der Normalspannungen aus der vorhandenen Vorspannkraft. Mit größeren ermittelten Längsdehnungen  $\varepsilon_x$  steigen die zu erwartenden Rissbreiten und der Traganteil infolge Rissverzahnung wird geringer. Die Längsdehnung wird per Definition in der Mitte der Querschnittshöhe berechnet. Unter der Annahme, dass sich die horizontale Komponente der geneigten Betondruckkraft zur Hälfte auf den Zug- und Druckgurt des Querschnitts aufteilt und dass  $0,5 \cdot \cot \theta \approx 1,0$  ist, ermittelt sich der Parameter  $\varepsilon_x$  mit den in Bild 1.2 gezeigten Zusammenhängen nach Gleichung (1.26) zu:

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f - V_p + 0,5 \cdot N_f - A_p \cdot f_{p0}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p)} \geq -0,2 \cdot 10^{-3} \quad [-] \quad (1.26)$$

mit:

$M_f$  Bemessungsmoment

$d_v = \max(0,9 \cdot d; 0,72 \cdot h)$ ; bei der Querkraftbemessung ansetzbarer innerer Hebelarm

$V_f$  Bemessungsquerkraft

$V_p$  vertikaler Anteil der Vorspannkraft

$N_f$  Bemessungsnormalkraft ohne Wirkung der Vorspannung

$A_p$  Fläche des Spannstahls

$A_s$  Fläche des Betonstahls

$f_{p0}$  Spannung im Spannstahl, wenn die Spannungen im umgebenden Beton auf Höhe des Spannstahls = 0 sind

$E_s, E_p$  E-Modul von Betonstahl bzw. Spannstahl

Der zweite wesentliche Parameter ist der so genannte mittlere Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  (effective crack spacing parameter). Mit Hilfe der Längsdehnung und des mittleren Rissabstands können Rissbreiten abgeschätzt werden. Je größer diese Rissbreiten, desto geringer ist die übertragbare Schubspannung in den Rissen. Über den Parameter  $s_{ze}$  wird außerdem der Einfluss der Korngröße des Zuschlags auf die Rissverzahnung berücksichtigt. Der mittlere Rissabstandsparameter  $s_{ze}$  bestimmt sich wie folgt:

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_z \quad [-] \quad (1.27)$$

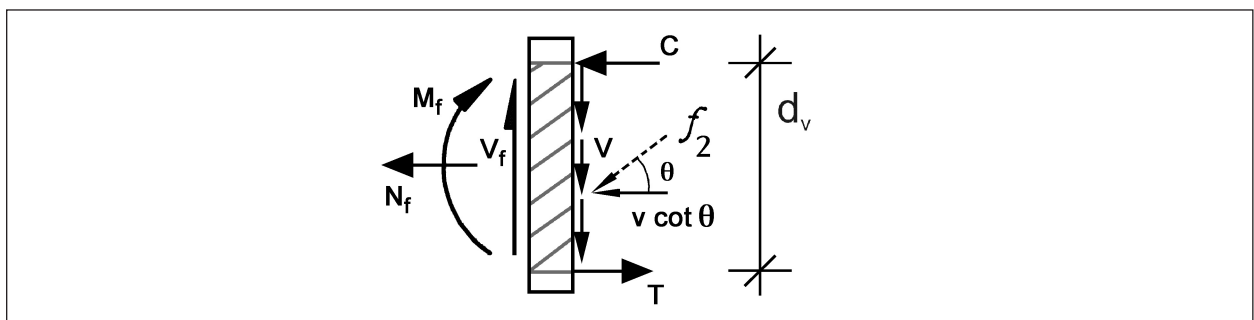


Bild 1.2: Grundlagen für die Ermittlung des Parameters  $\varepsilon_x$  aus [35]

mit:

$s_z$  Rissabstandsparameter (crack spacing parameter) [mm];  $s_z = \min(d_v; \text{vertikaler Abstand der Längsbewehrung an den Querschnittsseiten})$

$\alpha_g$  Korngröße des größten Zuschlagkorns [mm]

Die beiden beschriebenen Parameter  $\varepsilon_x$  und  $s_{ze}$  gehen über den Faktor  $\beta$  in die Bestimmung des Betontraganteils  $V_c$ , und damit in die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ein:

$$\beta = \frac{0,40}{1 + 1500\varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad [-] \quad (1.28)$$

Der bei der Querkraftbemessung verwendete Druckstrebenwinkel  $\theta$  wird nach der kanadischen Norm in Abhängigkeit vom Längsdehnungsparameter  $\varepsilon_x$  bestimmt. Die vereinfachte Gleichung zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels wurde durch Parameterstudien auf der Grundlage der Modified Compression Field Theory hergeleitet.

$$\theta = 29 + 7000 \varepsilon_x \quad [^\circ] \quad (1.29)$$

Mit den Eingangswerten  $\beta$  und  $\theta$  lassen sich die Anteile  $V_c$  und  $V_s$  des Querkraftwiderstands folgendermaßen bestimmen:

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f_c' b_w d_v} \quad [\text{kN}] \quad (1.30)$$

mit:

$\phi_c = 0,65$ ; Sicherheitsbeiwert für Beton

$\lambda$  Korrekturfaktor für Leichtbeton

$f_c$  charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$d_v = \max(0,9 \cdot d; 0,72 \cdot h)$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad [\text{kN}] \quad (1.31)$$

mit:

$\phi_s = 0,85$ ; Sicherheitsbeiwert für Betonstahl

$f_y$  charakteristische Streckgrenze des Betonstahls

Auch in der kanadischen Norm wird die Querkrafttragfähigkeit eines Querschnitts nach oben durch die maximale Tragfähigkeit der Betondruckstreben begrenzt. Um ein Versagen der Betondruckstreben zu verhindern, darf die einwirkende Querkraft den Wert  $V_{r,\max}$  nicht überschreiten.

$$V_{r,\max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d_v + V_p \quad [\text{kN}] \quad (1.32)$$

mit:

$\phi_c = 0,65$ ; Sicherheitsbeiwert für Beton

$V_p$  evtl. vorhandener, günstig wirkender vertikaler Anteil der Vorspannkraft

## 1.5 Anwendung der Normen auf vorhandene Versuche

### 1.5.1 Allgemeines

1973 wurden von LEONHARD [36] Querkraftversuche an vorgespannten Einfeldträgern aus Normalbeton mit geraden und geneigten Spanngliedern durchgeführt. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen werden einige dieser Versuchsträger nach DIN-FB 102 bzw. DIN 1045-1 und CSA A23.3-04 nachgerechnet. Anschließend erfolgt ein Vergleich der im Versuch erzielten Traglasten mit den nach den verschiedenen Normen bestimmten Traglasten sowie der tatsächlich vorhandenen mit der rechnerisch erforderlichen Bügelbewehrung. Auf diese Weise soll eine erste Aussage über die Vorhersagegenauigkeit der verschiedenen Normen bei der Bemessung von vorgespannten Trägern mit girlandenförmig geführten Spanngliedern getroffen werden. Weiterhin sollen durch die Nachrechnung Stellen identifiziert werden, an denen noch Anpassungsbedarf an den Modellen und Festlegungen der aktuellen Bemessungsvorschriften besteht.

Bei der Versuchsnachrechnung wurden durchgehend die durch Prüfung ermittelten Materialkennwerte als Mittelwerte der Baustoffeigenschaften angesetzt. Die Untersuchungen erfolgten für die Versuchsbalken TG1, TG2 und TP3. Bild 1.3 zeigt eine Übersicht der Versuchsträger.

### 1.5.2 Versuchsbeschreibung

Die Balken waren mit je zwei Spanngliedern im nachträglichen Verbund vorgespannt. Bei den Balken TG1 und TG2 kamen geneigte, zum Auflager hochgezogene Spannglieder zum Einsatz, beim Balken TP3 verlief die Vorspannung parallel zur Biegebewehrung im Zuggurt. Es wurde Spannstahl St 145/160 [kp/cm<sup>2</sup>] verwendet. Die wesentlichen Parameter der Vorspannung sind:

- $A_p = 14,0 \text{ cm}^2$  je Spannglied,
- $f_{p0,1} = 1.189 \text{ N/mm}^2$  (0,1%-Dehngrenze),
- $f_p = 1.337 \text{ N/mm}^2$  (Zugfestigkeit),
- $E_p = 203.067 \text{ N/mm}^2$ .

Die Betonstahlbewehrung im Obergurt und in der Zugzone bestand aus Betonstahl St 42/50 (III) RK. Für die Nachrechnung wurde die in Versuchen ermittelte 0,2 %-Dehngrenze des Stahls als Streckgrenze  $f_y$  angenommen. Die Parameter der Betonstahlbewehrung sind:

- $A_{s,\text{oben}} = 18,5 \text{ cm}^2$  (12  $\emptyset$  14),
- $f_{y,\text{oben}} = 389,5 \text{ N/mm}^2$  (0,2%-Dehngrenze),
- $E_{s,\text{oben}} = 203.067 \text{ N/mm}^2$ ,
- $A_{s,\text{unten}} = 1,0 \text{ cm}^2$  (2  $\emptyset$  8),
- $f_{y,\text{unten}} = 451,3 \text{ N/mm}^2$  (0,2%-Dehngrenze),
- $E_{s,\text{unten}} = 193.257 \text{ N/mm}^2$ .

Die Bügelbewehrung bestand ebenfalls aus Betonstahl St 42/50 (III) RK. Weitere Angaben können Tabelle 1.1 entnommen werden.

Der verwendete Beton sollte der Betongüte B 300 gemäß DIN 1045:1972-01 [6] entsprechen. Für die Nachrechnung nach kanadischer Norm wird der Durchmesser des Zuschlaggrößtkorns benötigt. Der Anteil der Zuschlagkörner mit einem Durchmesser größer 15 mm und kleiner 30 mm betrug 8 %. Für die Nachrechnung wurde als Größtkorndurchmesser  $a_g = 15 \text{ mm}$  angenommen.



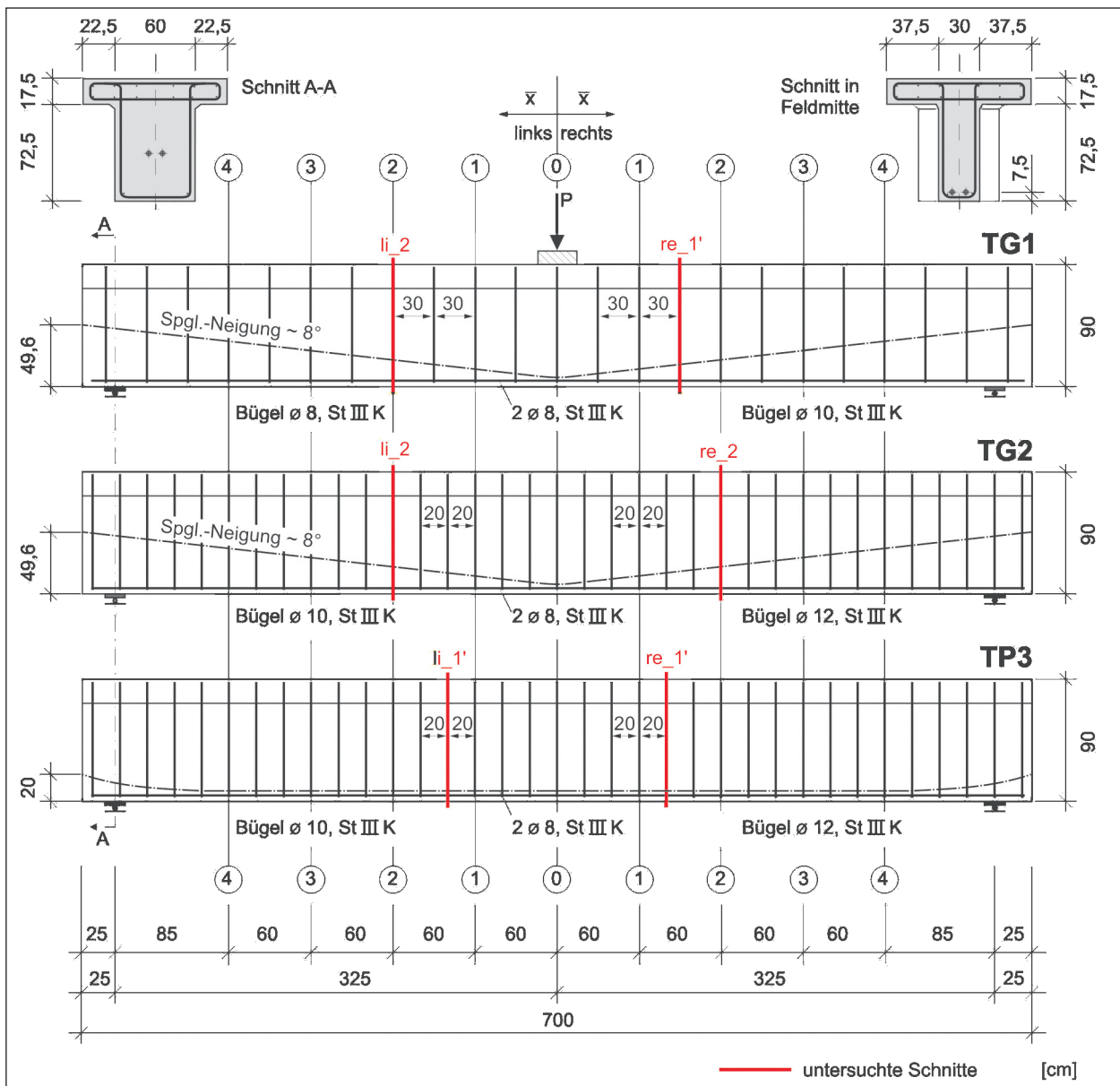


Bild 1.3: Darstellung der betrachteten Versuchsträger aus [36] sowie der höchstbelasteten Schnitte

Träger [-]	Teil [-]	Ø [mm]	s <sub>w</sub> [cm]	a <sub>sw, vorh.</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	f <sub>yw</sub> [kN]	E <sub>sw</sub> [kN]
TG1	links	8	30	3,35	445,4	194.238
	rechts	10	30	5,24	454,2	199.143
TG2	links	10	20	7,85	402,2	201.105
	rechts	12	20	11,31	470,9	201.105
TP3	links	10	20	7,85	402,2	201.105
	rechts	12	20	11,31	419,9	202.086

Tab. 1.1: Bügelbewehrung der Versuchsträger

Träger [-]	Prüfalter [d]	β <sub>Wm,200</sub> [kp/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cm, cyl</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>b</sub> · 10 <sup>-3</sup> [kp/cm <sup>2</sup> ]	E <sub>c0m</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
TG1	28	368	30,0	262	25.702
TG2	29	322	26,3	279	27.370
TP3	27	300	24,4	271	26.585

Tab. 1.2: Betonmaterialkennwerte



Gemäß den damals gültigen Bestimmungen wurde die Druckfestigkeitsprüfung an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm durchgeführt. Pro Träger wurden 6 Probewürfel hergestellt und getestet. Tabelle 1.2 zeigt die Mittelwerte der Betonmaterialkennwerte der drei betrachteten Versuchsträger.

Die Belastung erfolgte durch eine Einzellast in Trägermitte. Die Spannweite betrug für alle Träger 6,50 m und die Trägerhöhe 0,90 m. Bezogen auf die Spannliedlage in Feldmitte ergibt sich eine Schubslankheit von  $a/d = 3,94$ .

### 1.5.3 Untersuchung der höchstbelasteten Schnitte

Für jede Trägerhälfte wurde der höchstbelastete Querschnitt betrachtet. Als höchstbelasteter Querschnitt gilt der Schnitt, in dem die eingelegte Bügelbewehrung zuerst die Fließspannung erreicht. Die maßgebenden Schnitte sind in Bild 1.3 gekennzeichnet. Die Träger versagten alle nahe der Lasteinleitung, in einem Bereich, in dem die konstante Querkraft mit einem relativ hohen einwirkenden Biegemoment zusammenfällt.

Da die Versuchsträger unterschiedliche Versagensarten aufweisen (Stegzugbruch, Biegebruch, Biegedruckbruch), wurde nicht die endgültige Bruchlast aus dem Versuch als maßgebende Bruchquerkraft für die Nachrechnung angesetzt. Vielmehr wurde die Bedingung ausgenutzt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Bemessung der Querkraftbewehrung sowohl nach DIN-FB 102/DIN 1045-1 als auch nach CSA A23.3-04 so erfolgt, dass bei Erreichen der Bemessungsquerkraft  $V_{Ed}$  bzw.  $V_f$  die Spannung in der Bügelbewehrung gerade die Streckgrenze erreicht. Also ergibt sich die maßgebende Bruchquerkraft  $V_{test}$  als die Kraft im Versuch, bei der der erste Bügel gerade ins Fließen gerät. Diese Kräfte ließen sich aufgrund der ausführlichen Beschreibung der Versuche in [36] für jeden Träger ermitteln und sind in Tabelle 1.3 dargestellt. Tabelle 1.3 enthält außerdem die im jeweiligen Schnitt bei der Querkraftbemessung ansetzbaren, günstig wirkenden vertikalen Anteile aus der Vorspannkraft  $V_{p,test}$ . Aufgrund der geraden Spannliedführung bei Träger TP3 ist dieser Anteil dort nicht vorhanden.

Die Ermittlung des bei der Querkraftbemessung ansetzbaren Hebelarms  $z$  ist für Spannbetonbauteile mit geneigten Spannliedern in den verwendeten Normansätzen nicht eindeutig geregelt. Aus diesem Grund wurden verschiedene Ansätze zur Ermittlung des Hebelarms berücksichtigt. Zuerst wurde ein gemittelter Hebelarm betrachtet, der sich wie folgt bestimmt:

$$z_m = 0,9 \cdot d_m \quad [\text{kN}] \quad (1.33)$$

mit:

$$d_m = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d_s + A_p \cdot f_{p0,1} \cdot d_p}{A_s \cdot f_y + A_p \cdot f_{p0,1}} \quad [\text{kN}] \quad (1.34)$$

Im DIN-FB 102 ist bei der Querkraftbemessung der innere Hebelarm  $z$  zu verwenden, der sich aus der Biegebemessung für das zur maximalen Querkraft zugehörige Moment im betrachteten Schnitt ergibt. Dieser Hebelarm wird im Folgenden mit  $z_{flex}$  bezeichnet. Für die Berechnungen nach DIN 1045-1 darf außerdem bei ausreichender Längsbewehrung ein Hebelarm  $z_s = 0,9 \cdot d_s$  angesetzt werden. Die berechneten Hebelarme sind in Tabelle 1.4 zusammengestellt.

Unter Ansatz von  $V_{test}$  und  $V_{p,test}$  aus Tabelle 1.3, der planmäßigen Versuchsträgergeometrie sowie der durch Prüfung ermittelten Materialkennwerte wurde für jede Trägerhälfte die aufnehmbare Querkraft  $V_R$  gemäß CSA A23.3-04 [17], DIN-FB 102 [1] und DIN 1045-1 [2] unter Ansatz der verschiedenen Hebelarme  $z$  ermittelt. Bei der Berechnung wurde der Einfluss sämtlicher Sicherheitsbeiwerte eliminiert. Die Ergebnisse für eine Berechnung mit dem gemittelten Hebelarm  $z_m$  sind in Tabelle 1.5 zusammengefasst.

Das generelle Vorgehen war, die vorhandene Bügelbewehrung als konstant vorauszusetzen und dann die einwirkende Querkraft so lange zu variieren, bis die rechnerisch erforderliche Bügelbewehrung gleich der

Träger [-]	Schnitt [-]	Abstand $\bar{x}$ * [m]	$a_{sw,vorh.}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$P_{y,Bügel,test}$ [kN]	$V_{test}$ † [kN]	$V_{p,test}$ [kN]
TG1	li_2	1,2	3,35	1.546,1	773,0	255,5
	re_1'	0,9	5,24	1.532,8	766,4	255,5
TG2	li_2	1,2	7,85	1.597,7	798,8	255,5
	re_2	1,2	11,31	1.765,8	882,9	255,5
TP3	li_1'	0,8	7,85	1.569,6	798,8	0,00
	re_1'	0,8	11,31	1.765,8	882,9	0,00

\* Abstand von Feldmitte  
† Querkraft V, bei der der erste Bügel die Fließspannung erreicht

Tab. 1.3: Eingangswerte der Nachrechnung: Bruchlast und vertikaler Anteil der Vorspannkraft

Träger [-]	Schnitt [-]	$z_m$ [m]	$z_{flex}$ [m]	$z_s = 0,9 \cdot d_s$ [m]
TG1	li_2	0,625	0,619	0,781
	re_1'	0,662	0,660	0,779
TG2	li_2	0,625	0,618	0,779
	re_2	0,625	0,618	0,778
TP3	li_1'	0,743	0,742	0,779
	re_1'	0,743	0,742	0,778

Tab. 1.4: Hebelarme  $z$  für die Nachrechnung in den höchstbelasteten Schnitten

Träger [-]	Schnitt [-]	$V_{R,CSA}$ [kN]	$V_{R,CSA}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN-FB}$ [kN]	$V_{R,DIN-FB}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN}$ [kN]	$V_{R,DIN}/V_{test}$ [-]
TG1	li_2	658,5	0,85	536,5 <sup>1</sup>	0,69	536,5 <sup>3</sup>	0,69
	re_1'	685,0	0,89	548,1 <sup>2</sup>	0,72	599,1	0,78
TG2	li_2	740,7	0,93	600,6	0,75	646,0	0,81
	re_2	854,4	0,97	838,0	0,95	841,8	0,95
TP3	li_1'	608,6	0,78	410,3	0,52	464,1	0,59
	re_1'	696,2	0,79	617,6	0,70	638,5	0,72
Mittelwert:			0,87		0,72		0,76

<sup>1</sup>  $V_{R,ct}$  maßgebend; min. erf.  $a_{sw} = 5,78$  cm<sup>2</sup>/m zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$   
<sup>2</sup>  $V_{R,ct}$  maßgebend; min. erf.  $a_{sw} = 5,56$  cm<sup>2</sup>/m zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$   
<sup>3</sup>  $V_{R,ct}$  maßgebend; min. erf.  $a_{sw} = 4,24$  cm<sup>2</sup>/m zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$

Tab. 1.5: Ergebnis der Nachrechnung der Versuchsträger TG1, TG2 und TP3 in den höchstbelasteten Schnitten nach verschiedenen Normen unter Ansatz des gemittelten Hebelarms  $z_m$

vorhandenen Bügelbewehrung ist. Die zugehörige Traglast kann dann mit der im Versuch ermittelten Traglast verglichen werden. Die Ergebnisse dieses Vergleichs finden sich ebenfalls in Tabelle 1.5.

Bei einigen der sehr gering bügelbewehrten Träger ergab sich jedoch bei diesem Vorgehen unter Ansatz der vorhandenen Querkraftbewehrung gemäß DIN-FB 102 und DIN 1045-1 eine aufnehmbare Querkraft  $V_{R,sy}$ , die geringer war als die zugehörige aufnehmbare Querkraft  $V_{R,ct}$  ohne Ansatz der Bewehrung.

Gemäß Norm gelten diese Träger damit als unbewehrt. In Tabelle 1.5 ist für diese Träger zusätzlich die mindestens erforderliche Bügelbewehrung zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$  angegeben. Diese Werte überschreiten die vorhandene Bügelbewehrung um bis zu 160 %. Im Versuch zeigte sich jedoch, dass auch bei sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden ein Teil der Querkraft von den Bügeln aufgenommen wird und die erzielten Traglasten deutlich über der aufnehmbaren Querkraft eines unbewehrten Trägers liegen. Während die deutschen Regelwerke im Bereich gering bügelbewehrter Spannbetonträger sehr konservative Ergebnisse liefern, ergeben sich nach der kanadischen Norm aufgrund des additiven Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (vgl. Gl. (1.25)) deutlich zutreffendere Ergebnisse.

Grundsätzlich zeigte sich, dass nach dem kanadischen Ansatz rechnerische Traglasten bestimmt wurden, die im Mittel bei etwa 87 % der im Versuch ermittelten Werte liegen. Die beste Übereinstimmung ergab sich bei Trägern mit einer relativ hohen Querkraftbewehrung und geeigneten Spanngliedern. Die Anwendung der deutschen Regelwerke hingegen lieferte Traglasten, die im Mittel nur zwischen 72 % und 76 % der Versuchslasten lagen. Tendenziell ergeben sich jedoch die besten Übereinstimmungen für dieselben Träger wie nach kanadischer Norm.

Die schlechtesten Übereinstimmungen zwischen Versuch und Nachrechnung ergeben sich für den Träger TP3 mit gerader Spanngliedführung, vor allem im Bereich der schwächer bewehrten linken Trägerhälfte. Die Vorhersagegenauigkeit nach CSA A23.3-04 liegt jedoch um fast 30 % höher als nach DIN-FB 102. Dies kann vermutlich wiederum auf den in der kanadischen Norm explizit erfassten Betontraganteil  $V_c$  zurückgeführt werden. Anscheinend wird der Betontraganteil nach DIN-FB 102 und DIN 1045-1 bei der indirekten Berücksichtigung über einen modifizierten Druckstrebenwinkel  $\theta$  in  $V_{R,sy}$  für vorgespannte Träger mit geringer Querkraftbewehrung unterschätzt. Insgesamt sind die Ergebnisse nach DIN 1045-1 durchgängig etwas günstiger als nach DIN-FB 102, da laut DIN 1045-1 ein niedrigerer Druckstrebenwinkel von  $\theta = 18,43^\circ$  ( $\cot\theta = 3,0$ ) zulässig ist.

Tabelle 1.6 zeigt dieselben Ergebnisse unter Ansatz der verschiedenen normgemäßen Hebelarme. Für die kanadische Norm wurde weiterhin der gemittelte Hebelarm  $z_m$  angesetzt. Bei der Berechnung nach DIN-Fachbericht kam der Hebelarm aus der Biegebemessung zum Einsatz. Gemäß DIN 1045-1 wurden 90 % der statischen Nutzhöhe des Betonstahls in Ansatz gebracht. Es zeigt sich, dass die Ergebnisse nach DIN-FB unter Ansatz des gemittelten Hebelarms in den betrachteten Schnitten fast genau den Ergebnissen unter Ansatz des Hebelarms aus der Biegebemessung entsprechen. Dies resultiert aus dem relativ hohen einwirkenden Moment, infolgedessen der Hebelarm aus der Biegebemessung hier sehr gut mit  $0,9 \cdot d_m$  abgeschätzt werden kann. Aufgrund des gegenüber  $z_m$  vergrößerten Hebelarms  $z_s = 0,9 \cdot d_s$  liefert die DIN 1045-1 durchgängig günstigere Ergebnisse als der DIN-FB und liegt im Mittel etwa 10-15 % näher an den im Versuch beobachteten Werten.

Träger [-]	Schnitt [-]	$V_{R,CSA}$ [kN]	$V_{R,CSA}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN-FB}$ [kN]	$V_{R,DIN-FB}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN}$ [kN]	$V_{R,DIN}/V_{test}$ [-]
TG1	li_2	658,5	0,85	494,7 <sup>1</sup>	0,69	563,0	0,73
	re_1'	685,0	0,89	548,1 <sup>2</sup>	0,72	660,0	0,86
TG2	li_2	740,7	0,93	596,7	0,75	742,5	0,93
	re_2	854,4	0,97	831,6	0,95	985,1	1,12
TP3	li_1'	608,6	0,78	409,8	0,52	486,8	0,62
	re_1'	696,2	0,79	616,8	0,70	668,2	0,76
Mittelwert:			0,87		0,71		0,84

<sup>1</sup>  $V_{R,ct}$  maßgebend; min. erf.  $a_{sw} = 4,96 \text{ cm}^2/\text{m}$  zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$

<sup>2</sup>  $V_{R,ct}$  maßgebend; min. erf.  $a_{sw} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{m}$  zur Aufnahme einer Last  $> V_{R,ct}$

**Tab. 1.6:** Ergebnis der Nachrechnung in den höchstbelasteten Schnitten unter Ansatz des gemittelten Hebelarms  $z_m$  für die kanadische Norm,  $z_{flex}$  für den DIN-FB und  $z_s = 0,9 \cdot d_s$  für die DIN 1045-1

Träger [-]	Schnitt [-]	vorh. $a_{sw}$ = erf. $a_{sw,CSA}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]	erf. $a_{sw,DIN}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]
TG1	li_2	3,35	8,28	2,47	7,35	2,19
	re_1'	5,24	8,16	1,56	7,26	1,39
TG2	li_2	7,85	11,04	1,41	10,46	1,33
	re_2	11,31	11,63	1,03	11,61	1,03
TP3	li_1'	7,85	11,64	1,48	11,14	1,42
	re_1'	11,31	12,75	1,13	12,57	1,11
Mittelwert:				1,51		1,41

Tab. 1.7: Erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Traglasten nach CSA A23.3-04 (Hebelarm  $z_m$ )

Träger [-]	Schnitt [-]	vorh. $a_{sw}$ = erf. $a_{sw,CSA}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]	erf. $a_{sw,DIN}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]
TG1	li_2	3,35	8,36	2,50	5,30	1,58
	re_1'	5,24	8,19	1,56	5,74	1,10
TG2	li_2	7,85	11,16	1,42	7,81	0,99
	re_2	11,31	11,76	1,04	8,84	0,78
TP3	li_1'	7,85	11,66	1,49	10,49	1,34
	re_1'	11,31	12,77	1,13	11,89	1,05
Mittelwert:				1,52		1,14

Tab. 1.8: Erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Traglasten nach CSA A23.3-04 (Hebelarm  $z_{flex}$  bzw.  $z_s$ )

Abschließend wurde untersucht, wie hoch die erforderliche Bügelbewehrung nach DIN-Fachbericht und DIN 1045-1 sein müsste, um die gleichen rechnerischen Lasten aufnehmen zu können, die nach kanadischer Norm mit der vorhandenen Bügelbewehrung bestimmt wurden. Die Ergebnisse sind für die Berechnung mit einem gemittelten Hebelarm in Tabelle 1.7 zusammengestellt. Im Mittel sind bei gleicher Querkraft bei Anwendung der deutschen Regelwerke etwa 1,5fach höhere Bügelbewehrungsmengen erforderlich als bei Anwendung der kanadischen Norm ( $1,03 < \text{erf. } a_{sw,CSA} / \text{erf. } a_{sw,DIN-FB} < 2,47$ ).

Tabelle 1.8 zeigt, dass der Unterschied bei einer Berechnung nach DIN-FB 102 mit dem inneren Hebelarm aus der Biegebemessung in den betrachteten Schnitten wieder sehr gering ist. Setzt man gemäß DIN 1045-1 jedoch den inneren Hebelarm  $z$  mit 90 % der statischen Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung an, ergeben sich viel geringere erforderliche Bewehrungsmengen. Diese unterschreiten zum Teil sogar die nach CSA A23.3-04 erforderlichen Mengen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einem Ansatz von  $z_s$  gemäß DIN keine Berücksichtigung der Interaktion von Moment und Querkraft erfolgt. Im Ansatz nach kanadischer Norm ist das einwirkende Moment, das in den betrachteten Schnitten noch sehr hoch ist, immer mit erfasst.

#### 1.5.4 Untersuchung der Schnitte im Abstand $d$ vom Auflager

In der Regel wird die Querkraftbemessung an Einfeldträgern im Abstand  $d$  vom Auflager durchgeführt. Berücksichtigt man das gegenüber der aufgetragenen Einzellast geringe Eigengewicht der Versuchsträger, steigt auch im Versuch die Querkraft zum Auflager hin geringfügig an. Um einen Bezug zur Bemessungspraxis herzustellen, sollen im Rahmen dieses Vorhabens ebenfalls die Schnitte im Abstand  $d$  vom Auflager betrachtet werden.

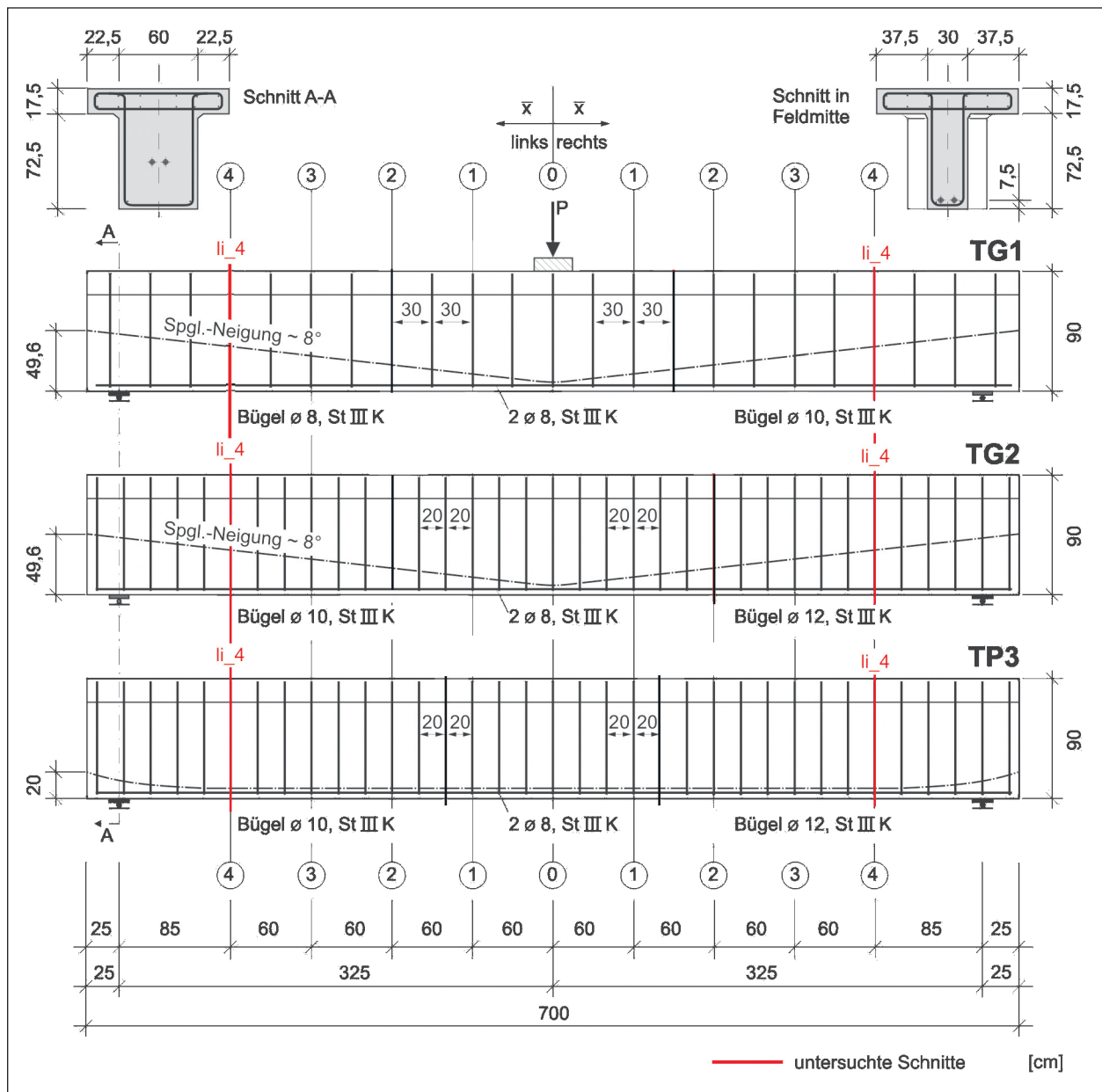


Bild 1.4: Darstellung der betrachteten Versuchsträger aus [36] sowie der untersuchten Schnitte im Abstand  $d$  vom Auflager

Die Stegbreite der Versuchsträger steigt zum Auflager hin von 0,30 m auf 0,60 m an. Diese Verbreiterung wurde angeordnet, um die Ankerkörper der Spannglieder im Steg unterbringen zu können. Als Untersuchungsschnitt wurde daher der Anschnitt der Anvoutung in einem Abstand von 0,85 m vom Auflager gewählt, an dem die Stegbreite gerade noch 0,30 m beträgt. Bei einer Trägerhöhe von 0,90 m entspricht dies in etwa dem Abstand  $d$ . Die untersuchten Schnitte sind in Bild 1.4 dargestellt.

Bei den Trägern mit geneigter Spanngliedführung liegen die Spannglieder in den betrachteten Schnitten bereits sehr hoch, was die Frage nach dem richtigen Ansatz für den Hebelarm  $z$  an diesen Stellen noch verstärkt. Wie im Kapitel 1.5.3 werden drei verschiedene Ansätze für den Hebelarm  $z$  untersucht. Die jeweiligen Werte sind in Tabelle 1.9 aufgeführt. Bei einer Bestimmung des Dehnungszustands im Abstand  $d$  vom Auflager ergibt sich für den Träger TP3 mit gerader Spanngliedführung, dass der Querschnitt komplett überdrückt ist. Für solche Bereiche findet sich im DIN-FB keine Definition für den anzusetzenden Hebelarm  $z$ . Aus diesem Grund sind im Folgenden für den Träger TP3 keine Berechnungen nach DIN-FB 102 unter Ansatz des Hebelarms aus der Biegebemessung durchgeführt worden.

Träger [-]	Schnitt [-]	$z_m$ [m]	$z_{flex}$ [m]	$z = 0,9 \cdot d_s$ [m]
TG1	li_4	0,476	0,407	0,781
	re_4	0,476	0,407	0,779
TG2	li_4	0,476	0,407	0,779
	re_4	0,476	0,407	0,778
TP3	li_4	0,743	überdrückt	0,779
	re_4	0,743	überdrückt	0,778

Tab. 1.9: Hebelarme  $z$  für die Nachrechnung in den Schnitten im Abstand  $d$  vom Auflager

Träger [-]	Schnitt [-]	Abstand $\bar{x}$ * [m]	$a_{sw,vorh.}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$P_{y,Bügel,test}$ [kN]	$V_{test}$ † [kN]	$V_{p,test}$ [kN]
TG1	li_4	2,4	3,35	1.765,8	882,9	255,5
	re_4	2,4	5,24	1.765,8	882,9	255,5
TG2	li_4	2,4	7,85	1.765,8	882,9	255,5
	re_4	2,4	11,31	1.765,8	882,9	255,5
TP3	li_4	2,4	7,85	1.765,8	882,9	0,00
	re_4	2,4	11,31	1.765,8	882,9	0,00

\* Abstand von Feldmitte  
† Querkraft  $V$ , für die die Bügelspannungen im Versuch noch gemessen wurden

Tab. 1.10: Eingangswerte der Nachrechnung im Abstand  $d$ : Bruchlast und vertikaler Anteil der Vorspannkraft

Im Kapitel 1.5.3 wurde die bei der Nachrechnung anzusetzende einwirkende Querkraft als die Kraft gewählt, bei der die Bügel im betrachteten Schnitt gerade die Fließgrenze erreichten. Die Versuche haben gezeigt, dass die Bügel im Abstand  $d$  vom Auflager jedoch selbst unter der Bruchlast noch nicht ins Fließen geraten. Abweichend von Kapitel 1.5.3 wird im Folgenden als einwirkende Querkraft die höchste im Versuch aufgebrachte Last gewählt, für die die Bügelspannungen noch gemessen wurden. Um zu erfassen, dass die Bügel in den betrachteten Schnitten nicht vollständig ausgenutzt waren, wird die zulässige Bügelspannung bei der Nachrechnung der Versuche nach den verschiedenen Normen auf die tatsächlich im Versuch gemessenen Bügelspannungen in den jeweiligen Schnitten reduziert. Bei Träger TG1 liegen die ansetzbaren Bügelspannungen noch bei etwa 90 % von  $f_y$ . In den linken Trägerhälften von TG2 und TP3 werden die Bügel noch zu etwa 60 % ausgenutzt, während die Ausnutzung in den rechten Hälften dieser Träger nur noch bei etwa 20-25 % liegt. Tabelle 1.10 zeigt die angesetzten einwirkenden Kräfte in den untersuchten Schnitten.

Mit den geschilderten Eingangswerten wurden wiederum die aufnehmbaren Querkräfte nach den verschiedenen Normen und unter Ansatz der verschiedenen Hebelarme  $z$  ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1.11 und Tabelle 1.12 dargestellt.

Die Anwendung der kanadischen Norm liefert wieder die beste Übereinstimmung mit den im Versuch ermittelten Werten. Die berechneten Traglasten liegen im Mittel bei etwa 90 % der im Versuch einwirkenden Querkraft. Es ist jedoch zu betonen, dass es sich hierbei nicht um die Vorhersage von Versagenslasten handelt, sondern um die Nachrechnung einer gewissen Laststufe des Versuchs. Die berechneten Werte sagen aus, welche Querkraft nach den verschiedenen Normen unter Ansatz der tatsächlich in den Bügeln gemessenen Spannungen theoretisch im betrachteten Schnitt aufnehmbar wäre. DIN-FB 102 und DIN 1045-1 liefern unter Ansatz des gemittelten Hebelarms Werte, die nur bei etwa 50 % der im Versuch tatsächlich einwirkenden Kraft liegen. In fast allen Fällen ergibt sich, dass die normgemäße Tragfähigkeit des unbewehrten Trägers höher ist als die Tragfähigkeit des Trägers unter Ansatz der geringen vorhandenen Bügelbewehrung.



Träger [-]	Schnitt [-]	$V_{R,CSA}$ [kN]	$V_{R,CSA}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN-FB}$ [kN]	$V_{R,DIN-FB}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN}$ [kN]	$V_{R,DIN}/V_{test}$ [-]
TG1	li_4	847,4	0,96	488,6 <sup>1</sup>	0,55	488,6 <sup>1</sup>	0,55
	re_4	921,6	1,04	488,5 <sup>2</sup>	0,55	488,5 <sup>2</sup>	0,55
TG2	li_4	915,8	1,04	482,2 <sup>3</sup>	0,55	490,8	0,55
	re_4	835,4	0,95	482,2 <sup>4</sup>	0,55	482,2 <sup>4</sup>	0,56
TP3	li_4	694,0	0,79	310,3 <sup>5</sup>	0,35	325,9	0,37
	re_4	548,0	0,62	310,3 <sup>6</sup>	0,35	310,3 <sup>6</sup>	0,35
Mittelwert:			0,90		0,48		0,49
<sup>1</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 6,62 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN-FB); = $5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN 1045-1) zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>2</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 6,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN-FB); = $5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN 1045-1) zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>3</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 9,49 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>4</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 19,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN-FB); = $15,55 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN 1045-1) zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>5</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 9,90 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>6</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 33,62 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN-FB); = $24,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ (DIN 1045-1) zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$							

Tab. 1.11: Ergebnis der Nachrechnung der Versuchsträger TG1, TG2 und TP3 im Abstand  $d$  vom Auflager nach verschiedenen Normen unter Ansatz des gemittelten Hebelarms  $z_m$

Träger [-]	Schnitt [-]	$V_{R,CSA}$ [kN]	$V_{R,CSA}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN-FB}$ [kN]	$V_{R,DIN-FB}/V_{test}$ [-]	$V_{R,DIN}$ [kN]	$V_{R,DIN}/V_{test}$ [-]
TG1	li_4	847,4	0,96	488,6 <sup>1</sup>	0,55	810,5	0,92
	re_4	921,6	1,04	488,5 <sup>2</sup>	0,55	633,5	0,72
TG2	li_4	915,8	1,04	482,2 <sup>3</sup>	0,55	641,2	0,73
	re_4	835,4	0,95	482,2 <sup>4</sup>	0,55	561,1	0,64
TP3	li_4	694,0	0,79	überdrückt		342,0	0,39
	re_4	548,0	0,62	überdrückt		234,0 <sup>5</sup>	0,26
Mittelwert:			0,90		0,55		0,61
<sup>1</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 7,73 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>2</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 8,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>3</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 11,12 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>4</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 23,30 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$ <sup>5</sup> $V_{R,ct}$ maßgebend; min. erf. $a_{sw} = 14,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Aufnahme einer Last $> V_{R,ct}$							

Tab. 1.12: Ergebnis der Nachrechnung im Abstand  $d$  vom Auflager unter Ansatz des gemittelten Hebelarms  $z_m$  für die kanadische Norm,  $z_{flex}$  für den DIN-FB und  $z_s = 0,9 \cdot d_s$  für die DIN 1045-1

Der Ansatz des Hebelarms aus der Biegebemessung für die Berechnungen nach DIN-FB liefert wie erwartet ungünstigere Ergebnisse als der Ansatz von  $z_s = 0,9 \cdot d_s$  nach DIN 1045-1 (vgl. Tabelle 1.12). Es fällt jedoch auf, dass besonders beim Träger TP3 mit gerader Spanngliedführung eine sehr schlechte Übereinstimmung zwischen Rechen- und Versuchswerten vorliegt.

Wie bereits mehrfach angezeigt ist die Übereinstimmung mit der kanadischen Norm am besten. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass der Ansatz der Normen DIN-FB102 und DIN 1045-1 die Parameter geneigte Spanngliedführung und zusätzliche Momentenbeanspruchung nicht komplett erfasst und zu sehr auf der sicheren Seite liegt, was bei der Nachrechnung einer bestehenden Brücke zu großen Verstärkungsmaßnahmen führen würde.

Dies zeigt sich beim Vergleich der erforderlichen Bewehrung zur vorhanden Bewehrung (Tabelle 1.13 und Tabelle 1.14).

Träger [-]	Schnitt [-]	vorh. $a_{sw} =$ erf. $a_{sw,CSA}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]	erf. $a_{sw,DIN}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]
TG1	li_4	3,35	17,71	5,29	17,71	5,29
	re_4	5,24	21,11	4,03	21,11	4,03
TG2	li_4	7,85	29,42	3,75	29,42	3,75
	re_4	11,31	53,08	4,69	53,08	4,69
TP3	li_4	7,85	22,15	2,82	21,82	2,78
	re_4	11,31	59,36	5,25	55,25	4,89
Mittelwert:				4,31		4,24

Tab. 1.13: Erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Traglasten nach CSA A23.3-04 (Hebelarm  $z_m$ )

Träger [-]	Schnitt [-]	vorh. $a_{sw} =$ erf. $a_{sw,CSA}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN-FB}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]	erf. $a_{sw,DIN}$ [cm <sup>2</sup> /m]	erf. $a_{sw,DIN}/$ erf. $a_{sw,CSA}$ [-]
TG1	li_4	3,35	21,22	6,33	9,60	2,87
	re_4	5,24	25,21	4,81	11,65	2,22
TG2	li_4	7,85	35,17	4,48	16,36	2,08
	re_4	11,31	63,66	5,63	29,15	2,58
TP3	li_4	7,85	überdrückt		20,59	2,62
	re_4	11,31	überdrückt		52,11	4,61
Mittelwert:				5,31		2,83

Tab. 1.14: Erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Traglasten nach CSA A23.3-04 (Hebelarm  $z_{flex}$  bzw.  $z_s$ )

Nach DIN-FB102 bzw. DIN 1045-1 ist die 3- bis 5fache Querkraftbewehrungsmenge für denselben Balken notwendig. Die teilweise hohen Werte resultieren aus der niedriger angesetzten Bügelspannung und der gleichzeitigen Unterschätzung des Betontraganteils in den beobachteten Bereichen.

### 1.5.5 Zusammenfassung

Es ist zu erwähnen, dass alle dargestellten Werte nur als Größenordnung zu verstehen sind, da lediglich sechs Querschnitte im Bereich hoher Momenten- und Querkraftbeanspruchung sowie sechs Querschnitte im Abstand  $d$  vom Auflager untersucht wurden. Um einen generellen Vergleich der Vorhersagegenauigkeit von CSA A23.3-04 und DIN-FB 102/DIN 1045-1 bei der Bestimmung von Traglasten von Trägern mit geneigten Spanngliedern durchführen zu können, müssen zusätzliche Versuche in die Betrachtung mit einbezogen werden. Die Ergebnisse deuten jedoch darauf hin, dass die in deutschen Regelwerken vorhandenen Modelle zur Ermittlung des Querkraftwiderstands von vorgespannten Trägern (mit geneigten Spanngliedern) stark auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern. Eine Anpassung bei der Ermittlung des zugrunde gelegten Hebelarms  $z$  ist vor allem für die Nachrechnung bestehender Bauwerke wünschenswert, um vorhandene Tragreserven ausnutzen zu können und aufwändige und teure Verstärkungen zu vermeiden.



## 2 Versuchsnachrechnung

### 2.1 Auswahl repräsentativer Versuche

Zur Klärung der Frage nach dem korrekten Ansatz für  $z$  bei der Querkraftbemessung bei Spannbetonträgern wird in diesem Kapitel eine gegenüber Kapitel 1.5 weiter gehende Auswertung der 1972 an der Universität Stuttgart durchgeführten Querkraftversuche an Spannbetonträgern vorgenommen. Seinerzeit wurden die Versuche mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss der Vorspannung auf die erforderliche Querkraftbewehrung zu untersuchen. Bei der Versuchsreihe T wurde der Einfluss der Spannliedneigung bei unterschiedlicher Querkraftbewehrung untersucht. Aufgrund der Spannliedführung, der großen Dimensionen der Versuchskörper und sehr guten Dokumentation der Messwerte wurden diese Versuche als sehr geeignet und repräsentativ erachtet. Durch die Aufbringung einer mittigen Einzellast entsprechen die Verhältnisse – dreht man das System um – der Tragwirkung eines Durchlaufträgers an einer Innenstütze (ungünstige Kombination einer großen Querkraft mit einem großen Moment).

In den Trägern TG1 und TG2 wird das Spannlied vom Feldbereich zu den Auflagern hin mit konstanter Neigung hochgeführt. Im Träger TP3 wird das Spannlied gerade geführt und liegt unten. Der Querkraftbewehrungsgrad ist bei den beiden Trägern TG2 und TP3 gleich, beim Träger TG1 deutlich geringer. Bei allen Trägern ist in jeder Balkenhälfte der Bügelbewehrungsgrad verschieden. Die Träger enthalten nur einen fast vernachlässigbar geringen Betonstahlanteil als untere Längsbewehrung. Die Vorspannkraft der drei Träger ist zu Beginn der Balkenversuche mit etwa 1.750 kN angegeben. Weitere Versuchsdaten sind Bild 2.1 bis Bild 2.3 zu entnehmen.

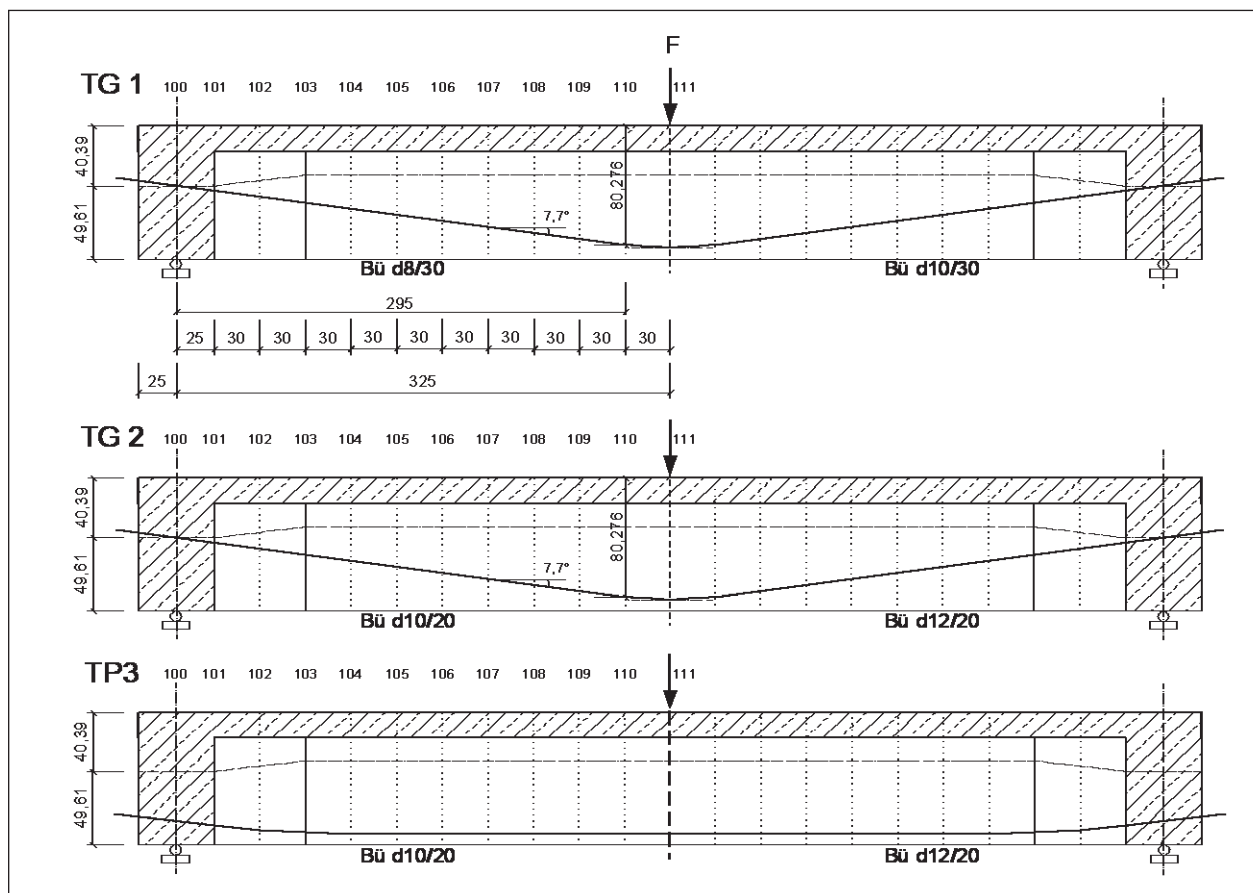


Bild 2.1: Untersuchte Träger, Spannliedführung, Querkraftbewehrung

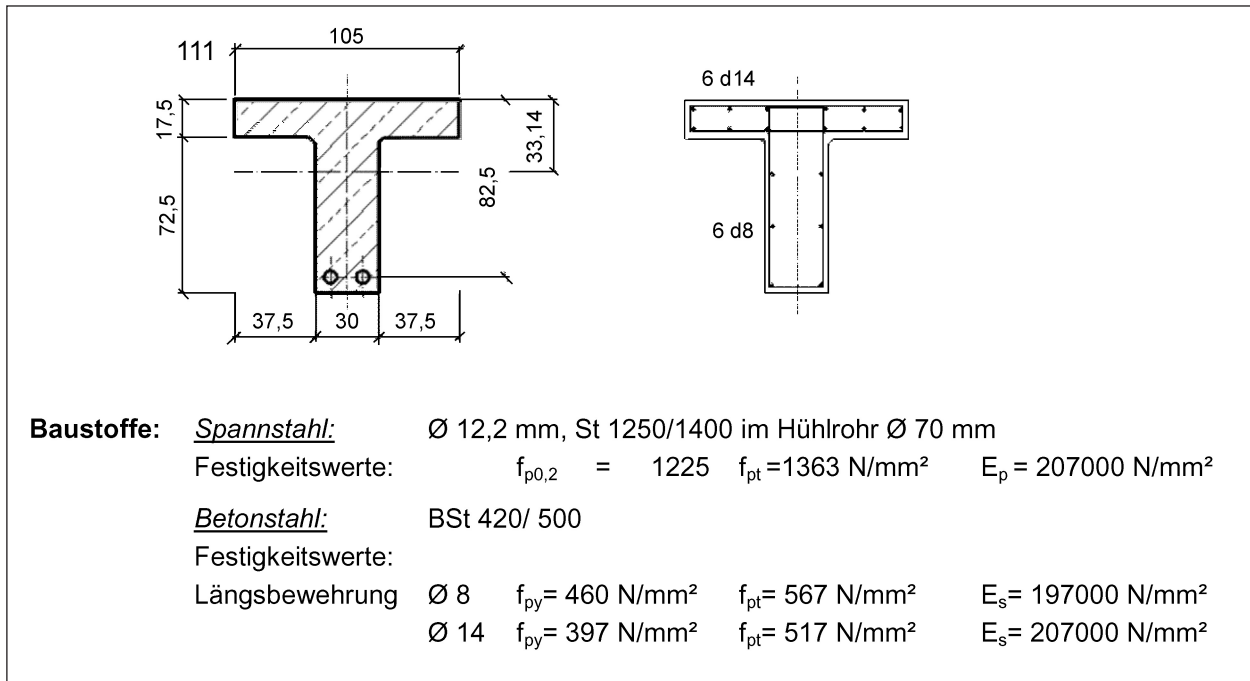


Bild 2.2: Querschnitt und Angaben zu den Baustoffen

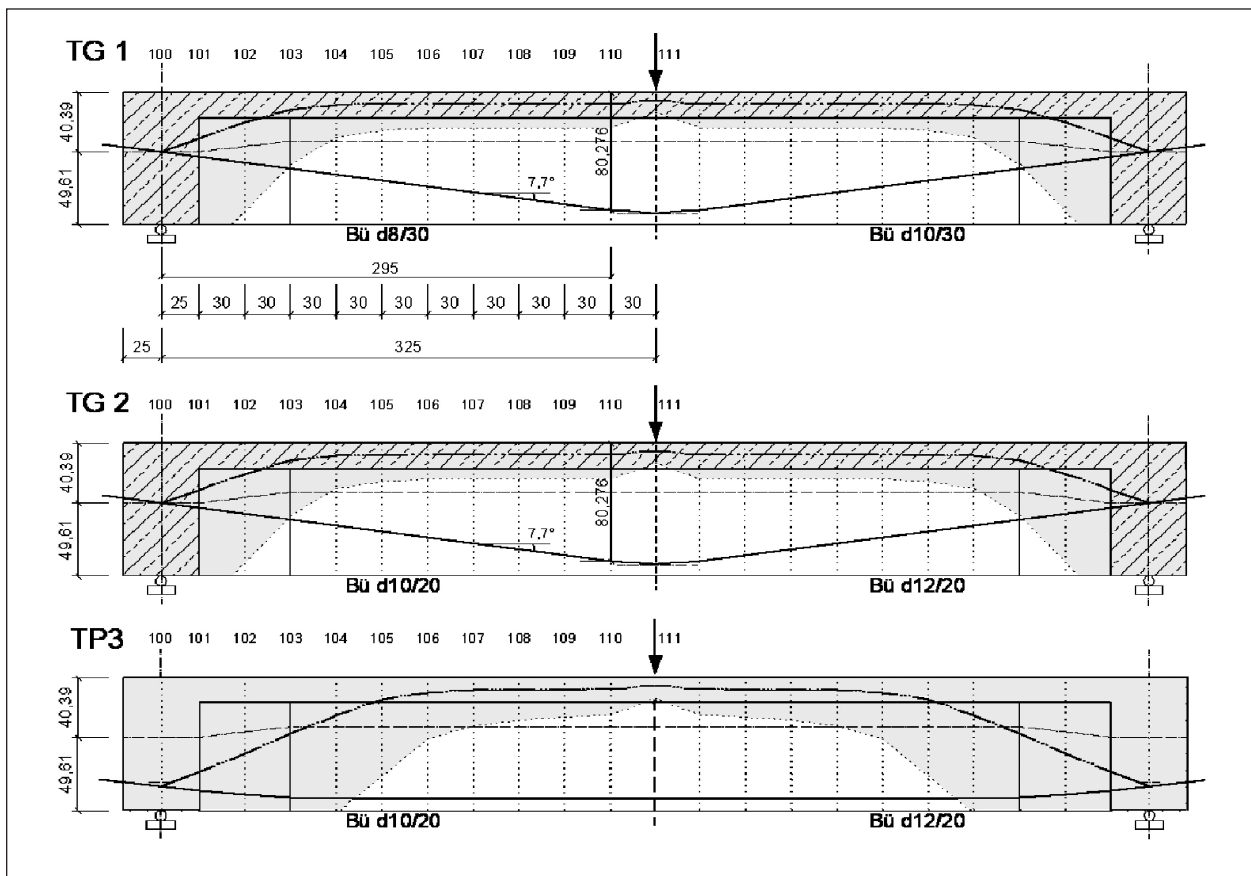
<u>Querkraftbewehrung:</u>					
		$\rho_w$	$f_{sy}$	$f_{st}$	$E_s$
TG1	Ø 8/30	0,11	454	567	198000
	Ø 10/30	0,17	463	561	207000
TG2	Ø 10/20	0,26	410	526	205000
	Ø 10/20	0,36	480	623	205000
TP3	Ø 10/20	0,26	410	526	205000
	Ø 12/20	0,36	428	534	206000
<u>Beton:</u>					
	$f_{cm}$	$f_{ctm,fl}$	$f_{ctm,sp}$	$f_{ctm}$	$E_c$
TG1	29,4	3,6	-	2,4	26200
TG2	27,1	3,7	-	2,5	27900
TP3	27,1	3,9	2,9	2,6	27100

Bild 2.3: Baustoffkennwerte [N/mm<sup>2</sup>]

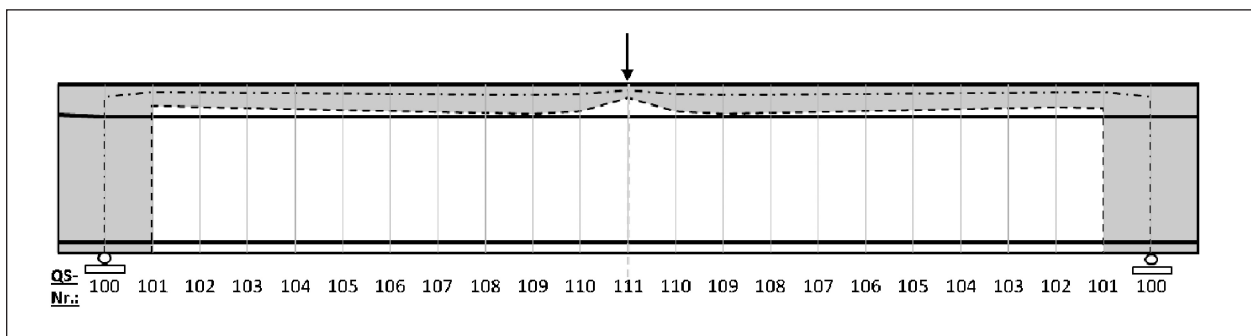
## 2.2 Auswertung der Versuche

### 2.2.1 Einfluss des Druckbogens auf den inneren Hebelarm z

Stellt man auf der Grundlage der Dehnungsebene unter der zugehörigen Momentenbeanspruchung die Druckzonenhöhe und die Lage der Biegedruckkraft im Zustand II in den einzelnen Schnitten im Abstand  $\Delta x$  dar, so resultiert daraus bei den vorgespannten Trägern ein Druckbogen. Die Form des Druckbogens ergibt sich über die Resultierende der Biegedruckspannungen und deren Lage in der Betondruckzone (Bild 2.4). Mit zunehmender Momentenbeanspruchung nimmt in den einzelnen Schnitten die Druckzonenhöhe ab und der Verlauf des Druckbogens über die Länge des Bauteils ändert sich. Spannbetonbauteile weisen im Inneren einen sehr ausgeprägten Druckbogen zwischen den Endverankerungen der Spannlieder auf.



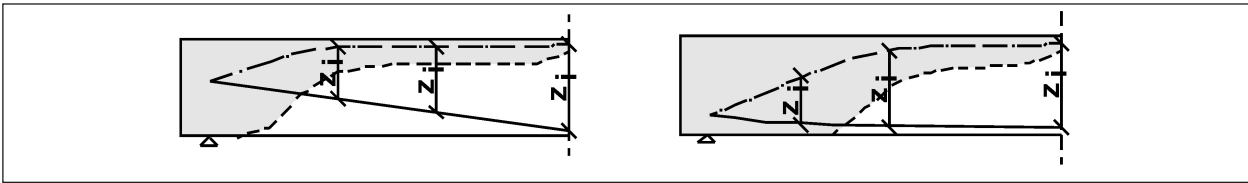
**Bild 2.4:** Spannbetonträger TG1, TG2, TP3 mit zugehörigem Druckbogen, punkt gestrichelte Linie: Resultierende der Biegedruckspannungen (Druckbogen) grau hinterlegter Bereich: Biegedruckzone



**Bild 2.5:** Stahlbetonträger: Biegedruckzone, grau hinterlegt

Dagegen bildet sich ohne die Kraft aus der Vorspannung bei dieser Betrachtungsweise, alleine aufgrund der Momentenbeanspruchung, kein Druckbogen aus. Die Biegedruckzone verläuft bei Stahlbetonträgern über die gesamte Länge des Bauteils horizontal (Bild 2.5). Da bei Stahlbetonträgern auch der Zuggurt horizontal verläuft, ist die Annahme paralleler Gurte im Fachwerkmodell bei der Querkraftbemessung leicht nachvollziehbar. Mit der konstanten Höhe des Fachwerks ist auch der Ansatz eines konstanten inneren Hebelarms  $z$  über den gesamten Querkraftbereich plausibel.

Bei Spannbetonträgern ergibt sich jedoch mit dem bogenförmig verlaufenden Druckgurt, sofern dieser berücksichtigt wird, eine veränderliche Höhe des Fachwerks und damit des inneren Hebelarms  $z$  über die Trägerlänge. Aufgrund des signifikanten Einflusses auf die Querkrafttragfähigkeit ist die Berücksichtigung des geneigten Druckgurtes im mechanischen Modell der Querkraftbemessung naheliegend. Daher wird nachfolgend der Einfluss des Druckbogens auf die Querkrafttragfähigkeit näher untersucht.



**Bild 2.6:** Veränderlicher innerer Hebelarm  $z$  bei geneigtem Druck- und Zuggurt im Spannbetonbalken

Mit größer werdender Neigung des Druckbogens wird der innere Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung zum Auflager hin immer kleiner (Bild 2.6). Die Bereiche, in denen der innere Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung besonders klein wird, sind in Bezug auf die Längsspannungen voll überdrückt.

Im Bild 2.7 bis Bild 2.21 ist der jeweils zugehörige Druckbogen den gemessenen Bügelspannungen und den beobachteten Rissen in verschiedenen Laststufen gegenübergestellt. Die Bügelspannungen sind jeweils über die Trägerhöhe an fünf Stellen gemessen worden. Die aufgetragenen Messwerte sind jeweils die Maximalwerte. Somit wird ein vermeintlicher Schubriss in diesem Querschnitt aller Wahrscheinlichkeit nach berücksichtigt.

Die Form des Druckbogens ist abhängig von der Lastgröße. Je kleiner die Last ist, desto ausgeprägter ist der Bogen mit seiner Tragwirkung.

Zudem spielt die Höhenlage des Spannglieds eine Rolle. Liegt das Spannglied über die Trägerlänge unten (TP3) bildet sich der Druckbogen gegenüber Trägern mit hochgezogenem Spannglied (TG1, TG2) mit größerer Neigung aus.

Unter Gebrauchslastniveau (Laststufe  $\sim 1.200$  kN) erstreckt sich die Neigung des Druckgurtes nahezu gleichmäßig über die gesamte Trägerlänge und entlastet das Stegfachwerk, was sich in den zugehörigen kleinen Bügelspannungen widerspiegelt. Nahezu null sind die Bügelspannungen bei dem Träger mit unten liegendem Spannglied, TP3 (Bild 2.18). Hier ist das Stegfachwerk demzufolge nicht an der Lastabtragung beteiligt. Da hier durch den horizontalen Verlauf des Spanngliedes auch keine Traganteile aus dem Spannglied vorhanden sind, wird somit die Querkraft ausschließlich vom Druckbogen und eventuell noch von der Rissreibung aufgenommen.

Der Träger TG1 hat mit  $\rho_w = 0,11$  (linke Trägerseite) und  $\rho_w = 0,17$  (rechte Trägerseite) einen niedrigeren Querkraftbewehrungsgrad als TG2 bzw. TP3. Alle Bügel erreichen bei TG1 im Bruchzustand die Fließgrenze. Bei niedrigeren Laststufen ist jedoch von Feldmitte aus zu den Auflagern hin eine deutliche Abnahme der Bügelspannungen in Übereinstimmung mit der zunehmenden Druckbogenneigung zu erkennen (Bild 2.7 bis Bild 2.11). Unter den hohen Laststufen verläuft die Biegedruckkraft im Feldbereich der Träger nahezu horizontal und neigt sich erst in den Trägerendebereichen zu den Ankern der Spannglieder hin. In den Bereichen, in denen die Druckkraft im Beton horizontal verläuft, tritt durch den Druckbogen keine entlastende Wirkung für das Stegfachwerk auf. Demzufolge werden dort die größten Bügelspannungen gemessen, wie aus den Bildern 2.7 bis 2.21 eindeutig hervorgeht. Bei den Trägern TG2 und TP3 liegt mit  $\rho_w = 0,26$  (linke Trägerseite) bzw.  $\rho_w = 0,36$  (rechte Trägerseite) ein höherer Querkraftbewehrungsgrad vor. Hier ist vor allem in den Trägerendebereichen die entlastende Wirkung des Druckbogens aufgrund ihrer großen Neigung auch im Bruchzustand deutlich zu erkennen (Bild 2.16 und Bild 2.21). Aus dem Vergleich von TG2 und TP3 ist unmittelbar der deutliche Einfluss aus der Höhenlage des Spannglieds auf den Verlauf bzw. die Bogenwirkung der Biegedruckkraft ersichtlich. Bei dem Träger TP3 mit unten liegendem Spannglied ist die Bogenwirkung deutlich ausgeprägter. Die Bügel erreichen jeweils nur im Bereich der Feldmitte die Fließspannung, zu den Auflagern hin werden sie nicht mehr voll ausgenutzt. Vergleicht man die gemessenen Bügelspannungen der Träger mit dem jeweils darüber dargestellten Druckbogen bei allen Laststufen (Bild 2.7 bis Bild 2.10, Bild 2.12 bis Bild 2.15 und Bild 2.17 bis Bild 2.20), so wird dessen günstiger Einfluss an den Endauflagerbereichen, wo die Bügelspannungen bei allen Trägern nahezu null sind, am deutlichsten. Hier bildet sich der Querkraftwiderstand offenbar ohne eine Wirkung des Stegfachwerks alleine durch die geneigten Zug- und Druckgurte aus. Bei dem Träger TP3 mit horizontalem Spanngliedverlauf stellt in diesen Bereichen die Vertikalkomponente der geneigten Längsdruckkraft im Beton den Hauptanteil der Querkrafttragfähigkeit dar. Ein weiterer Betontraganteil resultiert aus der Rissreibung.

TG1

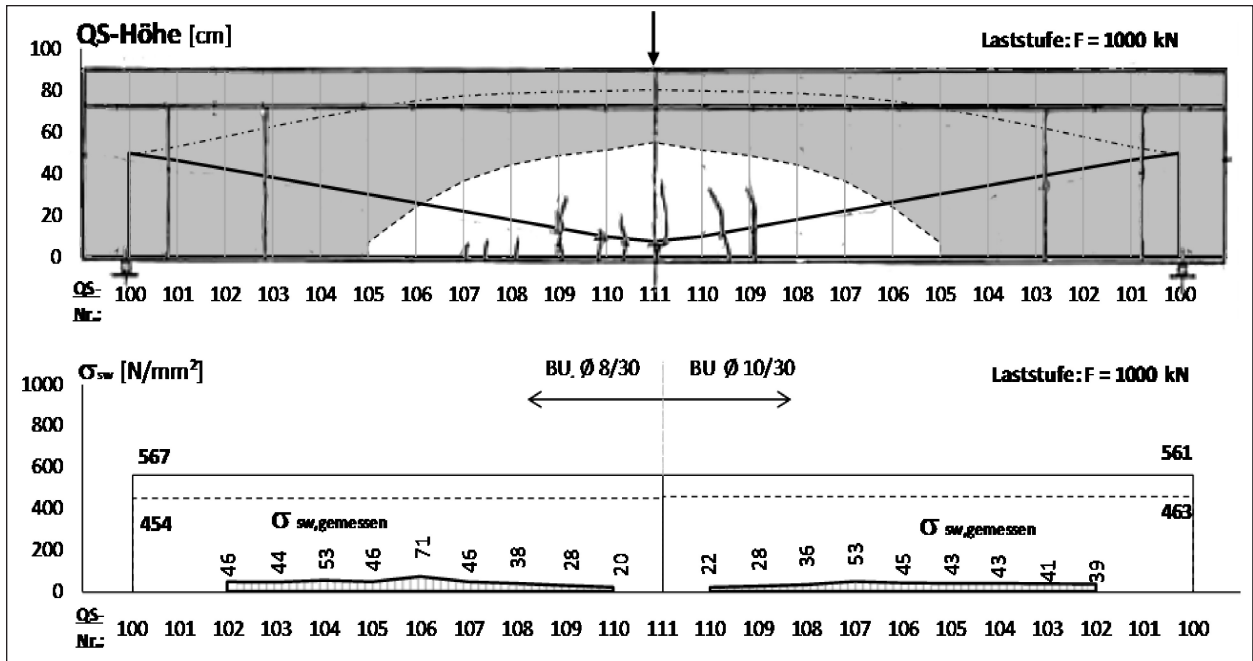


Bild 2.7: TG1, Laststufe 1.000 kN

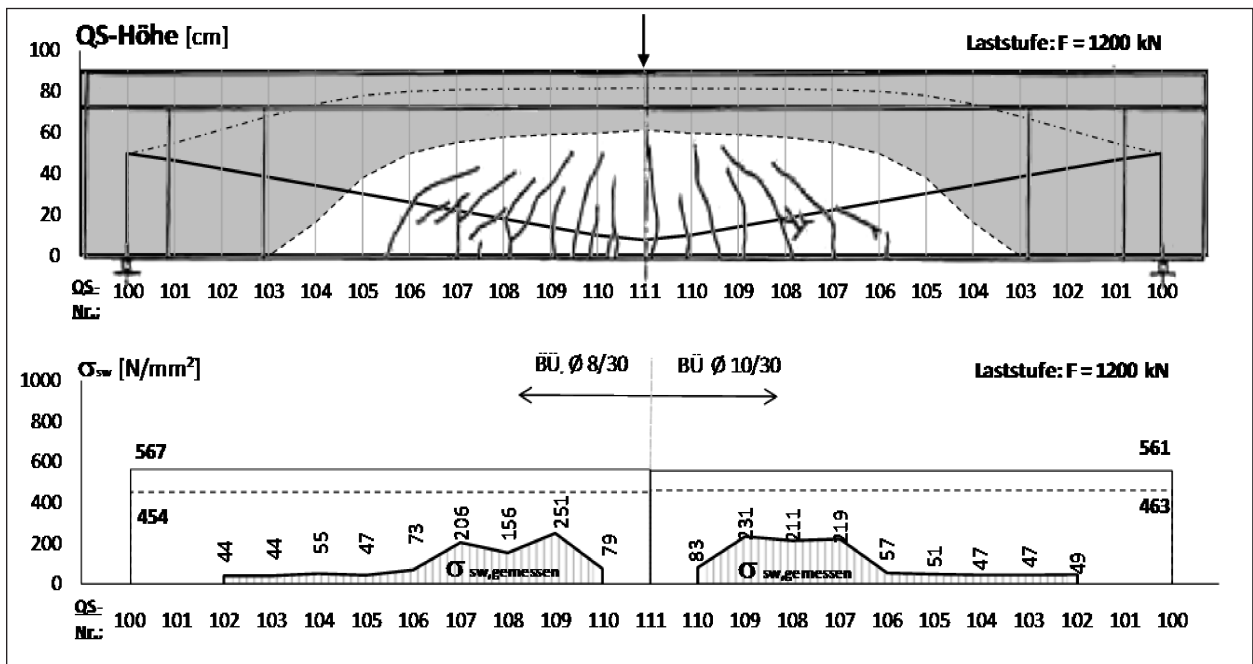


Bild 2.8: TG1, Laststufe 1.200 kN

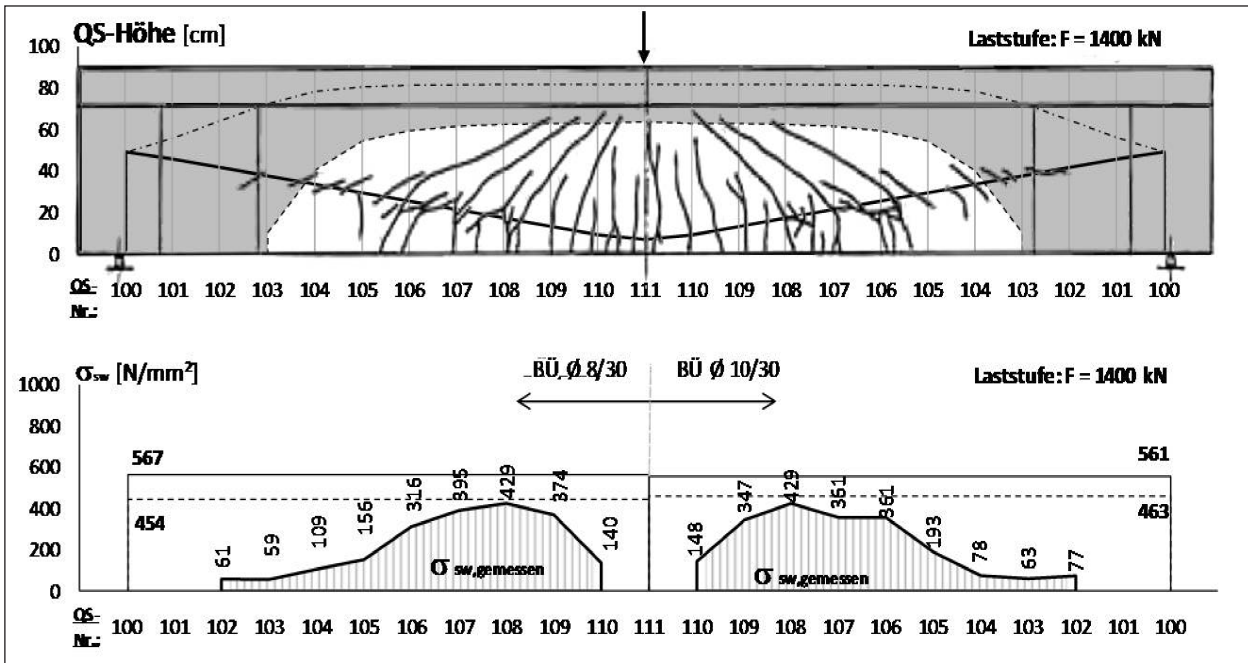


Bild 2.9: TG1, Laststufe 1.400 kN

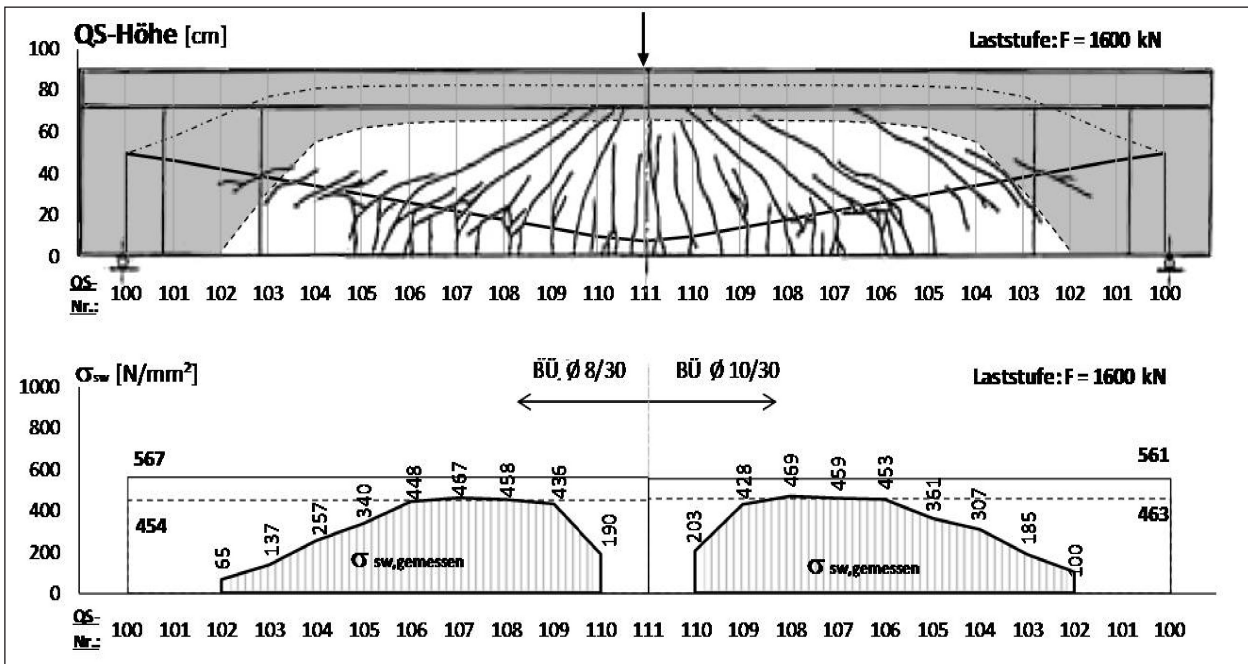


Bild 2.10: TG1, Laststufe 1.600 kN



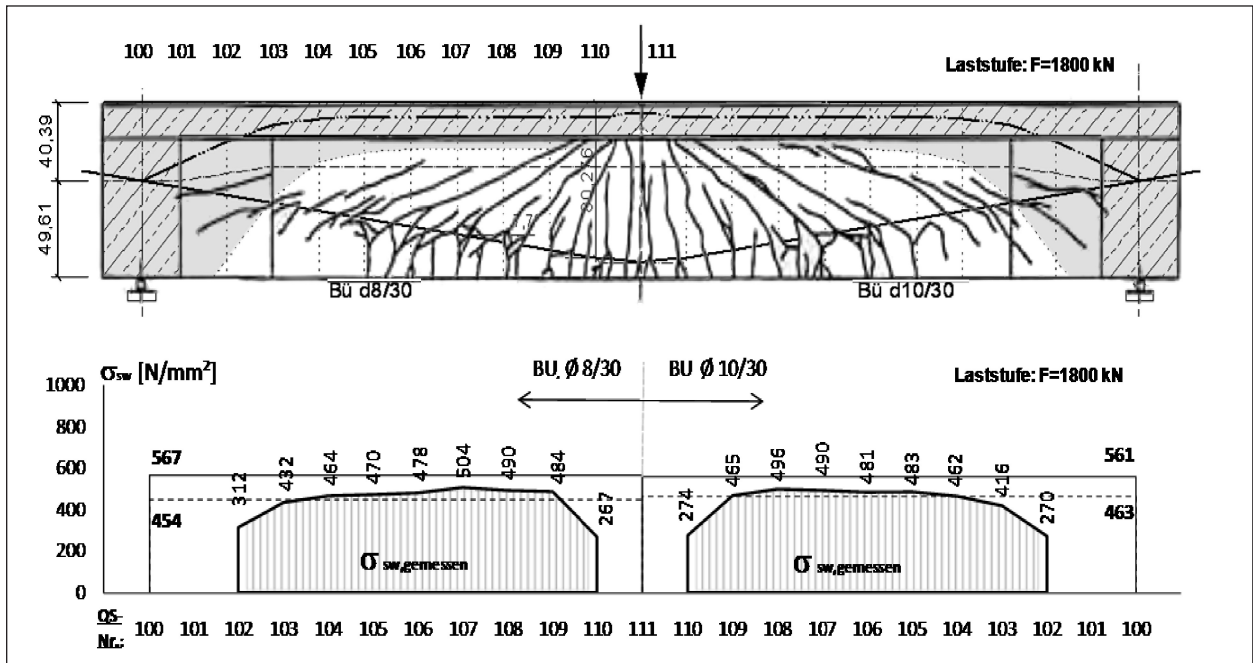


Bild 2.11: TG1, Laststufe 1.800 kN = Bruchlast

TG2

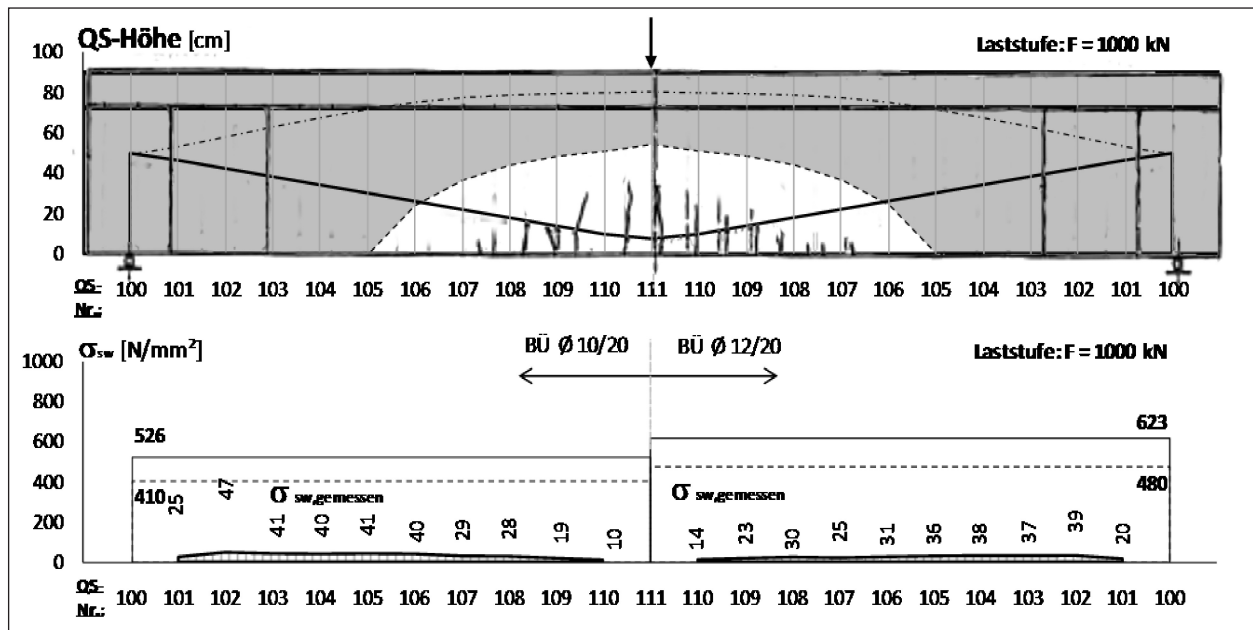


Bild 2.12: TG2, Laststufe 1.000 kN

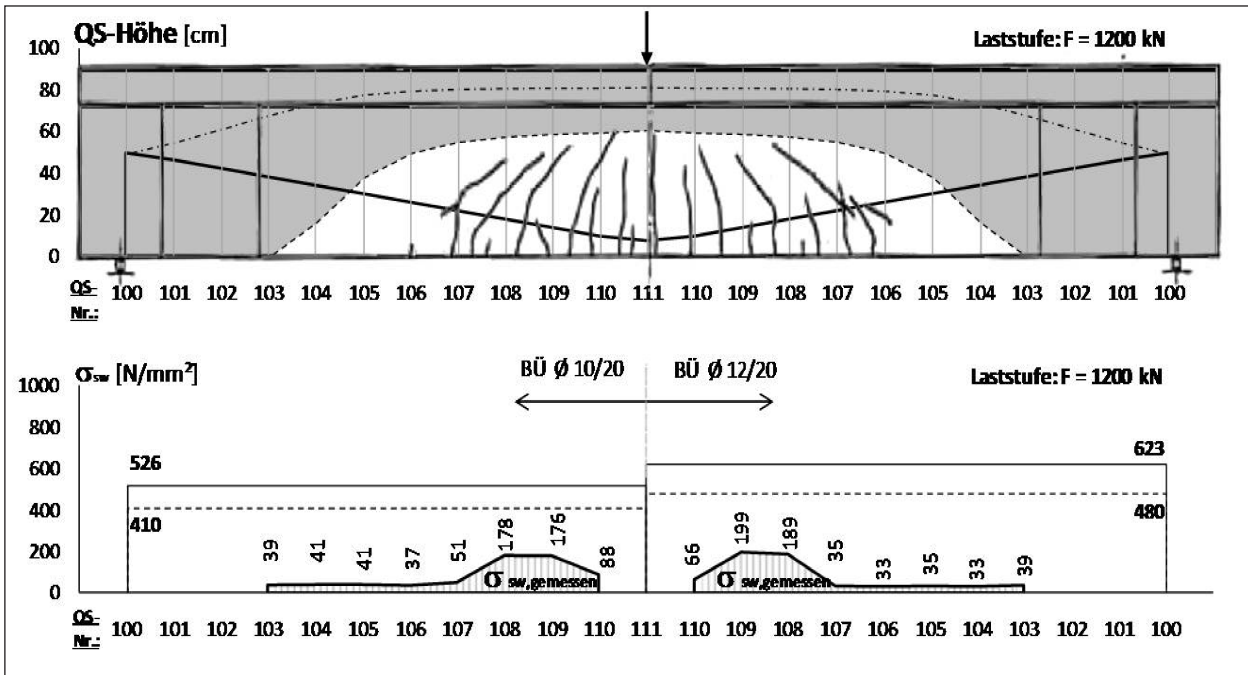


Bild 2.13: TG2, Laststufe 1.200 kN

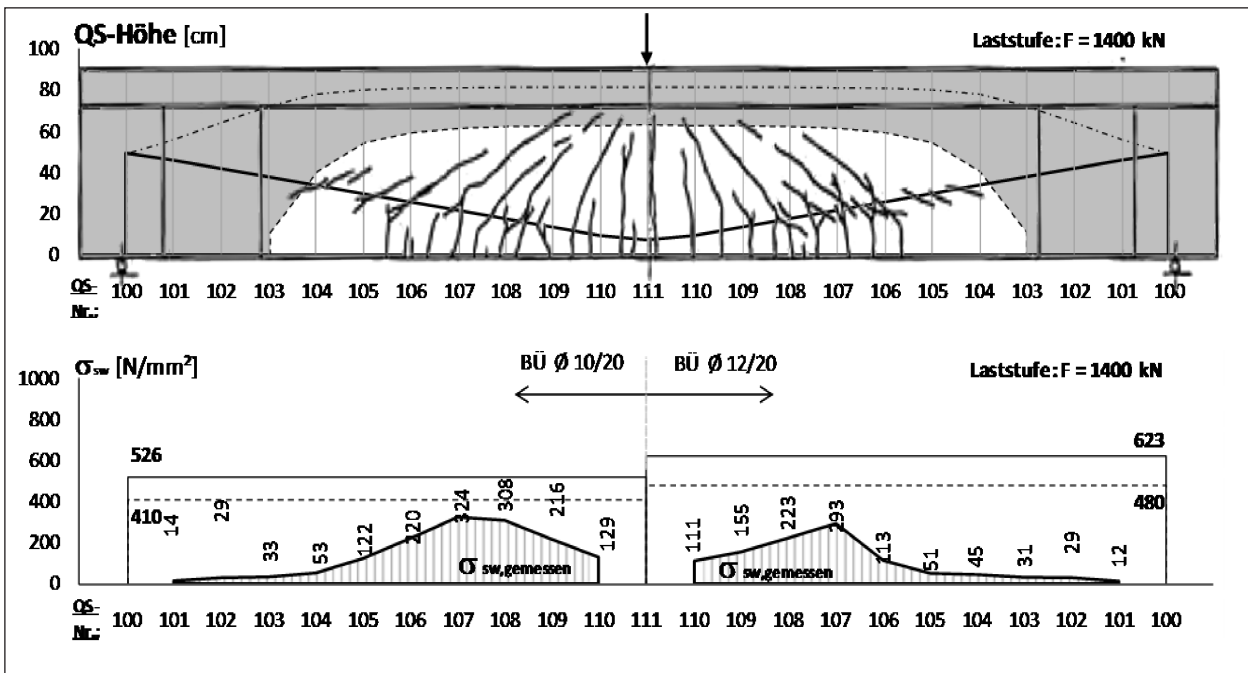


Bild 2.14: TG2, Laststufe 1.400 kN



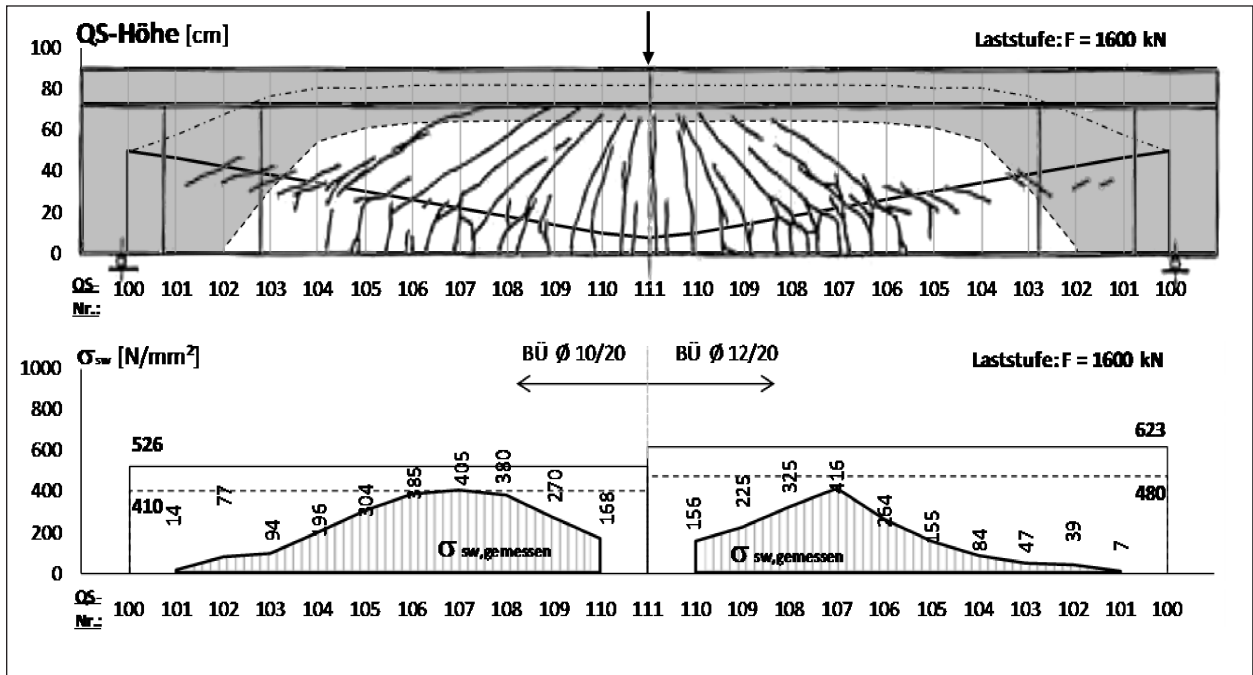


Bild 2.15: TG2, Laststufe 1.600 kN

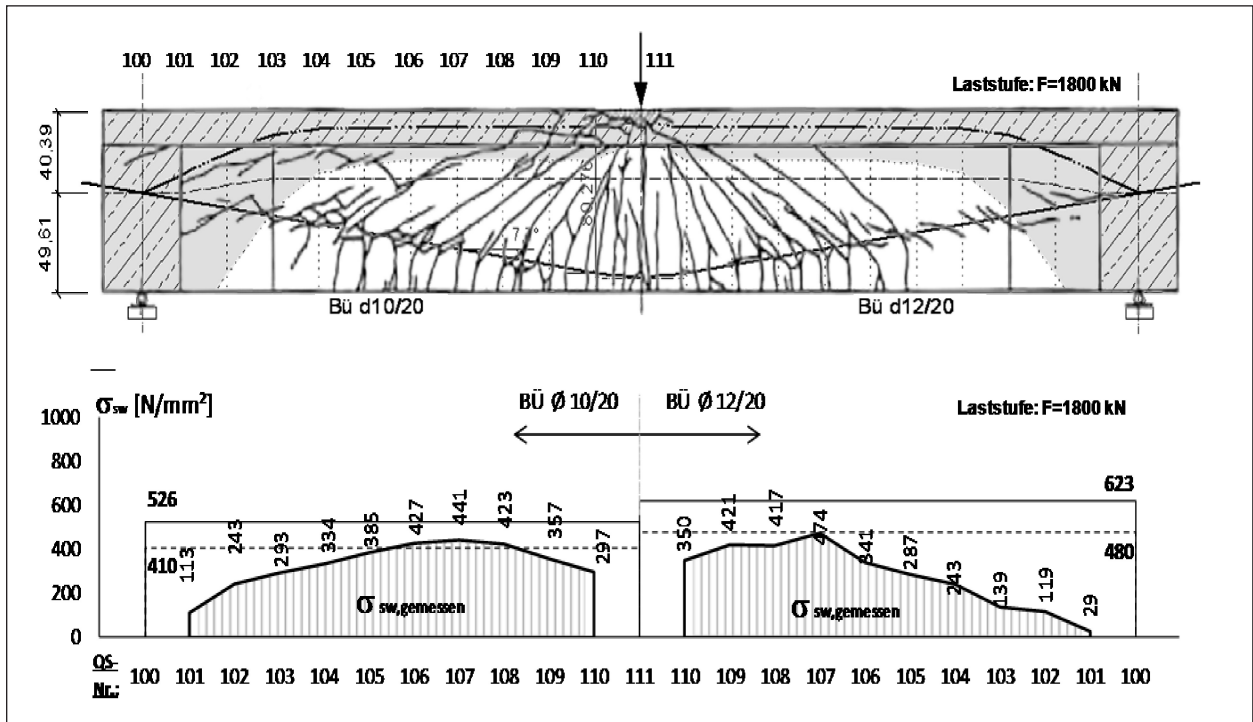


Bild 2.16: TG2, Laststufe 1.800 kN = Bruchlast

TP3

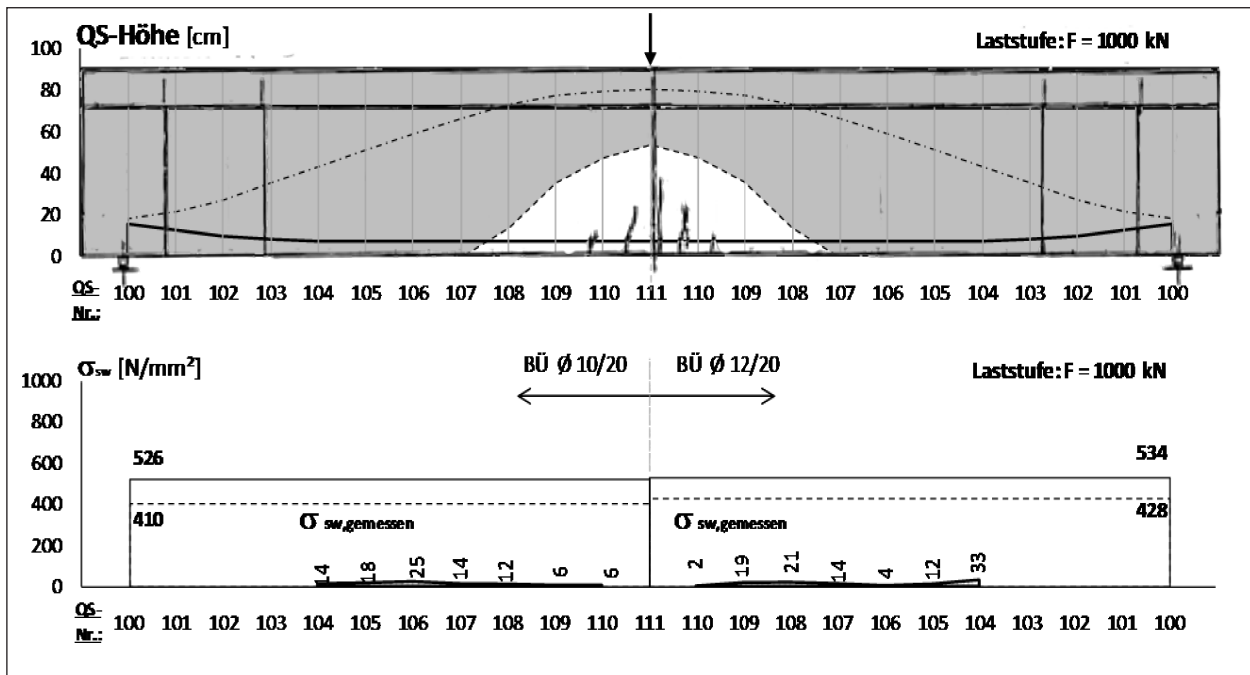


Bild 2.17: TP3, Laststufe 1.000 kN

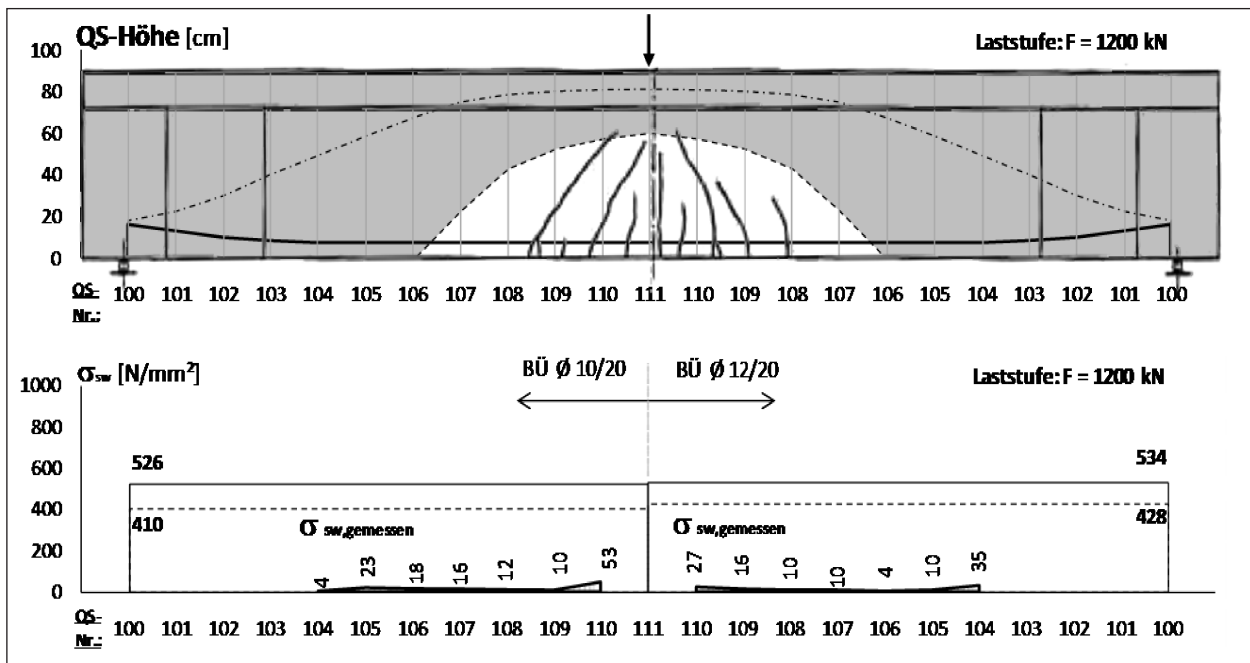


Bild 2.18: TP3, Laststufe 1.200 kN

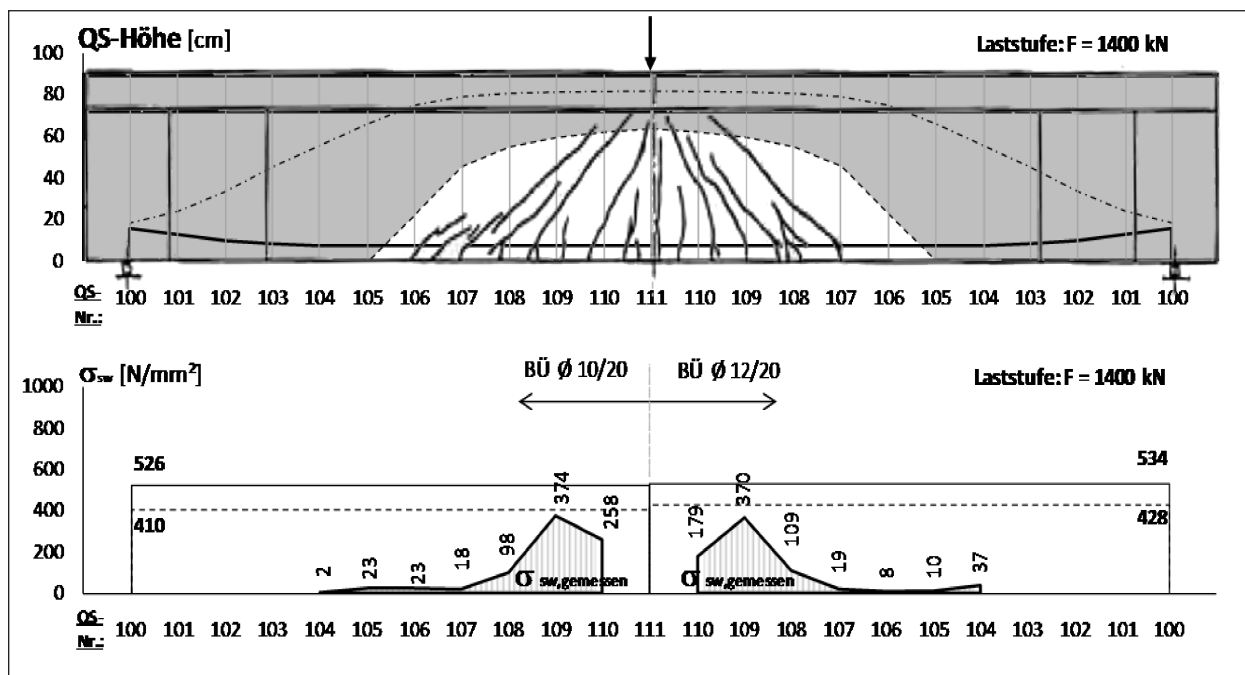


Bild 2.19: TP3, Laststufe 1.400 kN

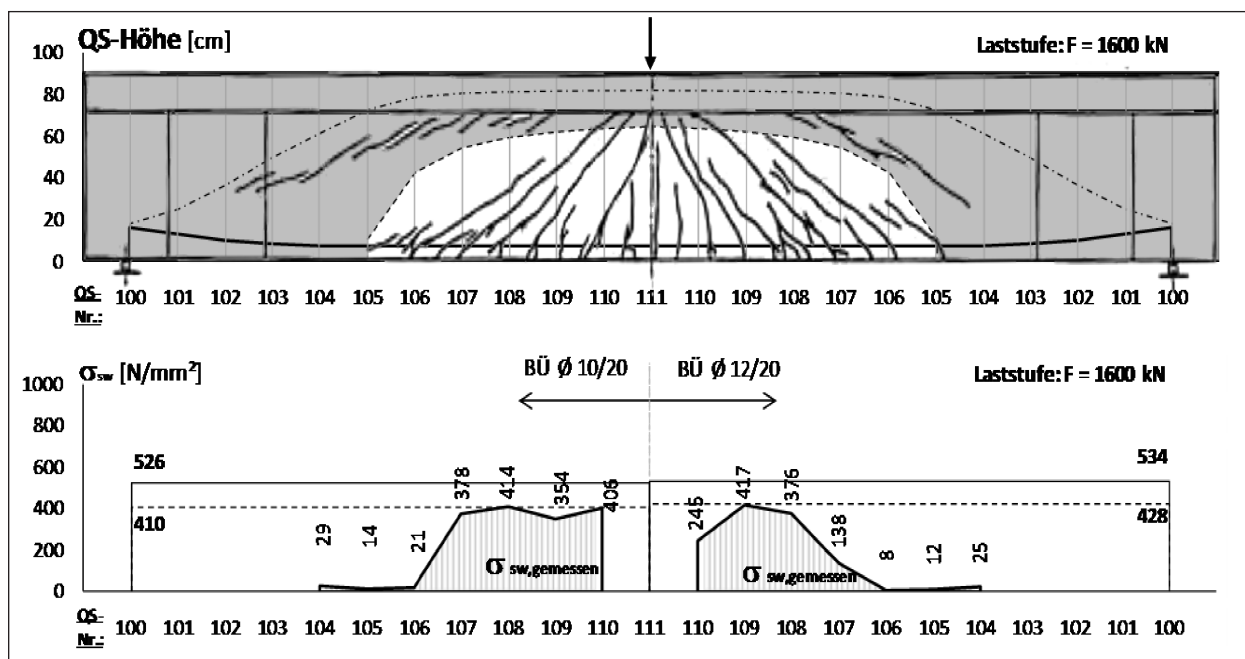


Bild 2.20: TP3, Laststufe 1.600 kN

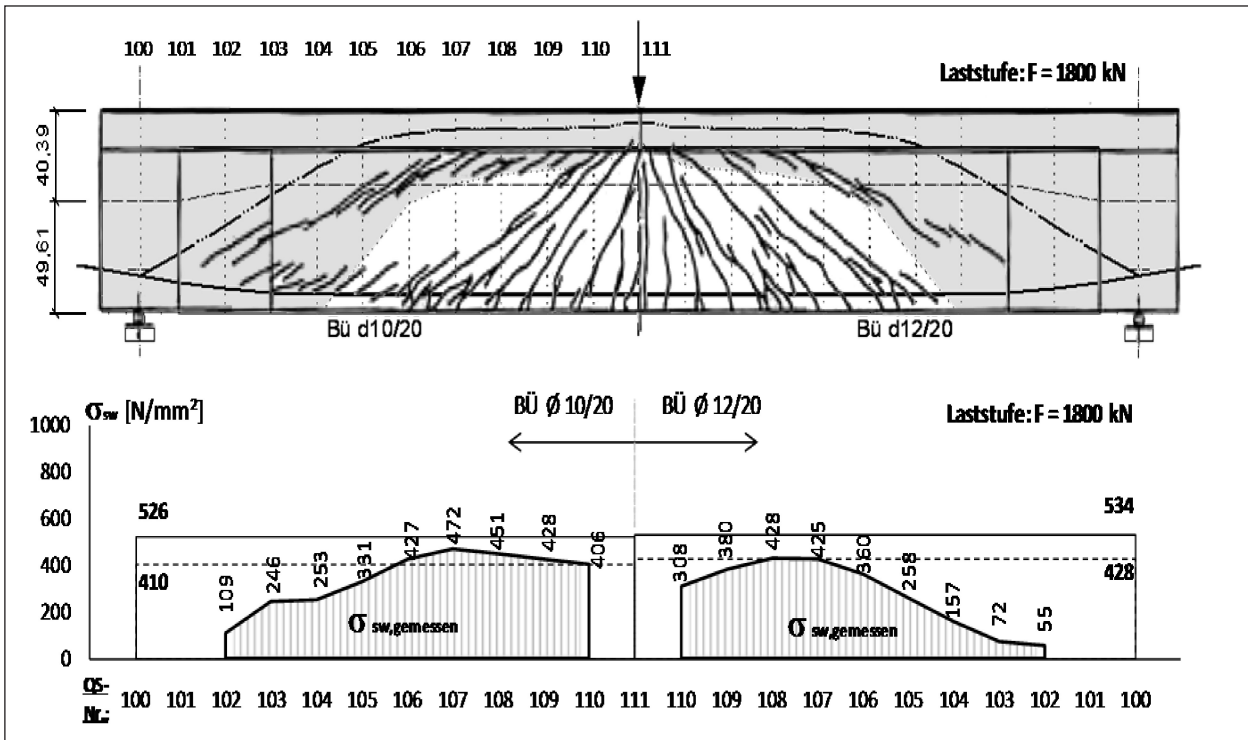


Bild 2.21: TP3, Laststufe 1.800 kN = Bruchlast

## 2.2.2 Einfluss der unterschiedlichen Höhenlage der Zuggurte auf den inneren Hebelarm $z$

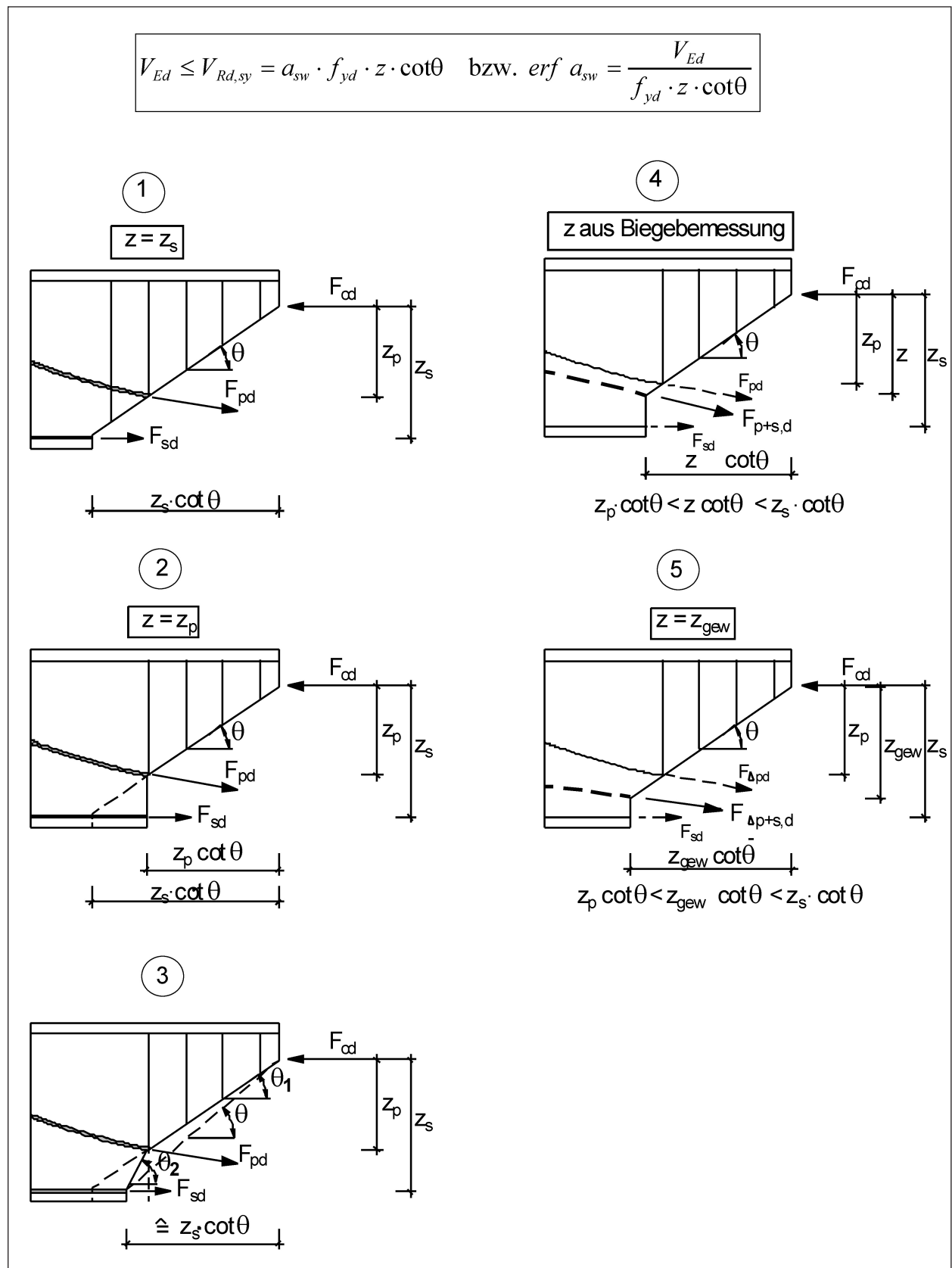
Bei Vorhandensein eines geneigten Zuggliedes trifft offensichtlich die Annahme eines Fachwerks mit horizontalem Zuggurt für die Berechnung der Querkraftbewehrung nicht zu. Die Höhe des Fachwerks und damit des inneren Hebelarms  $z$  über die Trägerlänge ändert sich durch den geneigten Zuggurt (Bild 2.6). Des Weiteren sind im Spannbetonträger im Gegensatz zum Stahlbetonbalken im Allgemeinen zwei Zuggurte in unterschiedlicher Höhenlage vorhanden (Spannstahlbewehrung und Betonstahlbewehrung).

Bei den Versuchsträgern ist dort, wo die Schubrisse aus Biegerissen entstehen, an den Rissbildern im Bruchzustand ein deutliches Abknicken in der Neigung der Schubrisse in Höhe des Spannglieds zu erkennen. Infolge des nur sehr geringen Bewehrungsgrades für den Betonstahl der unteren Längsbewehrung verlaufen die Schubrisse unterhalb des Spannglieds fast senkrecht. D. h., die horizontale Abstützung der geneigten Druckstreben im Steg erfolgt fast ausschließlich auf das geneigte Spannglied. Bei fehlender oder sehr kleiner Betonstahlbewehrung, wie bei den Versuchsträgern, gilt für die Resultierende Zugkraft aus der Biegebemessung  $F_{p+s,d} \sim F_{p,d}$ . Demnach ist gemäß Bild 2.22 eher für  $z = z_p$  anzusetzen. Bild 2.22 enthält verschiedene Varianten zum Ansatz des Hebelarms  $z$  bei der Querkraftbemessung.

Schubrisse in den Endbereichen der Träger, die sich nicht aus Biegerissen entwickeln, verlaufen auch unterhalb der Spannglieder geneigt (z. B. Bild 2.12, Bild 2.17). Diese Schubrisse laufen nicht bis zum unteren Trägerrand durch. In diesen Bereichen, in denen die Schubrisse keinen Richtungswechsel aufweisen, da die Spannglieder überdrückt sind, ist nach Bild 2.22 eher  $z = z_s$  anzusetzen.

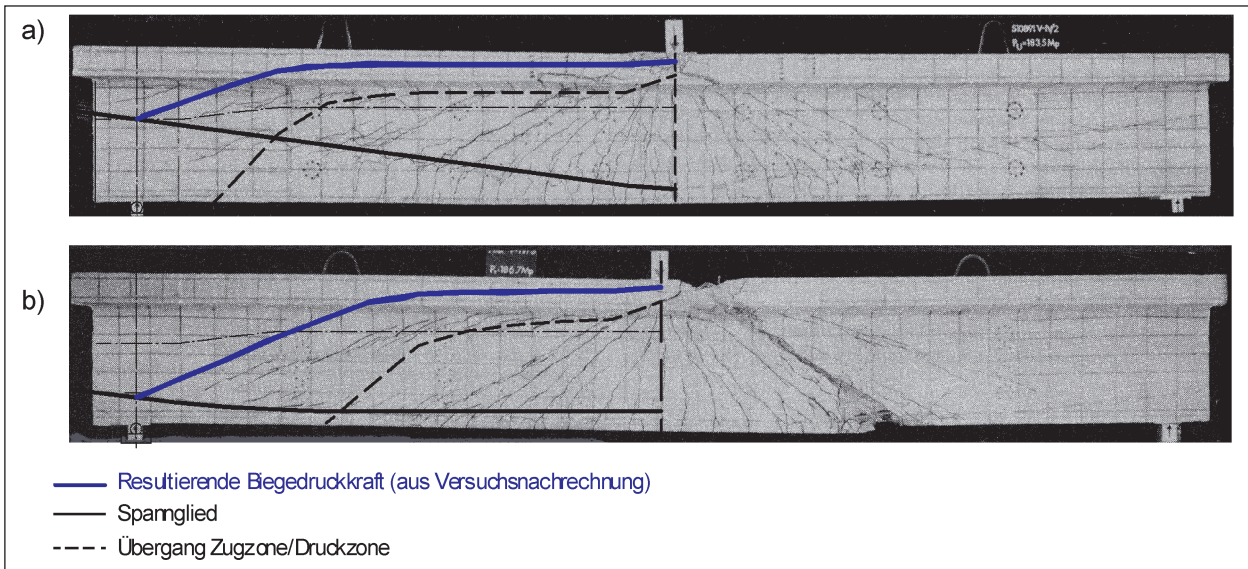
Die Darstellung in Bild 2.23 mit TG2 und TP3 zeigt, dass sich die schrägen Druckstreben im Steg auf das Spannglied abstützen. Im auflagerfernen Bereich knicken die Risse stark ab und verlaufen fast vertikal bis zum unteren Rand der Träger. Scheinbar stützt sich die Druckstrebe nicht nennenswert horizontal auf das untere Zugband ab. Das untere Zugband aus Betonstahl mit  $2 \text{ } \varnothing 8$  ( $1,0 \text{ cm}^2$ ) ist gegenüber dem Zugglied aus Spannstahl mit  $24,5 \text{ cm}^2$  sehr schwach. Daher wird aus den Stuttgarter Versuchen ein weiterer Träger TTG1 in die Betrachtung mit einbezogen, bei dem zwei gleich starke Zugglieder in unterschiedlicher Höhenlage vorliegen (Bild 2.24). Das Rissbild zeigt eine nur schwache Neigungsänderung der schrägen Risse vom oben liegenden Zugglied zum unteren. Offensichtlich stützen sich die schrägen Druckstreben

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot\theta \quad \text{bzw.} \quad \text{erf} \quad a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot \cot\theta}$$

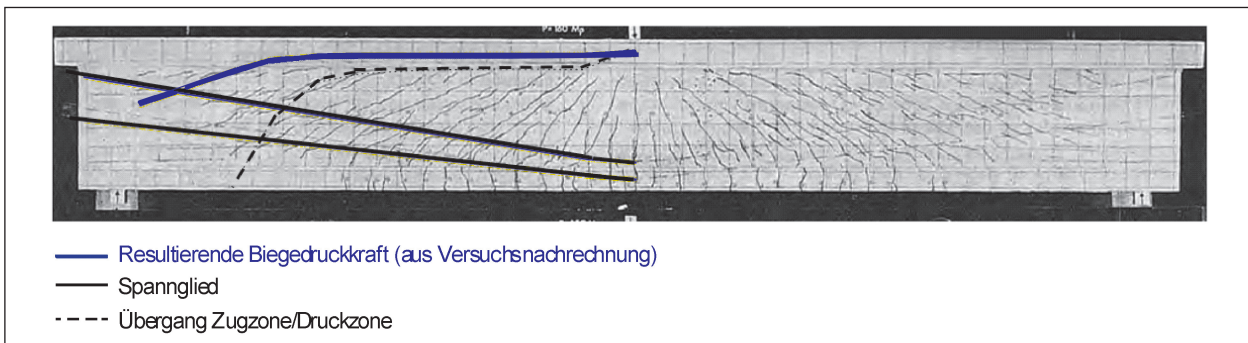


**Bild 2.22:** Problematik zum Ansatz des richtigen inneren Hebelsarms  $z$  für die Querkraftbewehrung bei 2 Zuggurten in unterschiedlicher Höhenlage im Spannbeton





**Bild 2.23:** Rissbilder im Bruchzustand TG2 und TP3



**Bild 2.24:** Druckbogen mit Rissbild im Bruchzustand TTG1

bei entsprechenden Steifigkeitsverhältnissen sowohl auf das obere als auch auf das untere Spannglied horizontal ab. Unterhalb des unteren Spannglieds verlaufen die von Biegerissen ausgehenden Schubrisse wegen des schwachen Zugbandes aus Betonstahl wieder nahezu senkrecht. Hier findet, auch bei diesem Träger, keine nennenswerte horizontale Abstützung statt.

Die Druckstreben weisen in ihrem Verlauf unterschiedliche Neigungen, je nach den Steifigkeitsverhältnissen der Zugglieder, auf.

### 2.2.3 Ermittlung der Querkrafttraganteile

Ein weiterer Schritt zur Klärung des richtigen Ansatzes für den inneren Hebelarm  $z$  bei der Querkraftbemessung sind Nachrechnungen der Versuche in der Form, dass die Querkrafttragfähigkeit in ihre einzelnen Traganteile zerlegt wird. Dadurch ist es möglich, den Einfluss verschiedener Ansätze des Hebelarms  $z$  auf die einzelnen Traganteile getrennt auszuwerten.

In DIN-FB 102/DIN 1045-1 werden bei der Querkraftbemessung folgende Traganteile berücksichtigt:

- Querkraftkomponente der geneigten Spanngliedkraft  $V_p$ ,
- Querkrafttraganteil durch das parallelgurtige Stegfachwerk mit Rissreibung  $V_{Rd,sy}$ .

Bei dem „Fachwerkmodell mit Rissreibung“ wird eine Vertikalkraftkomponente  $V_{Rd,c}$  infolge Rissreibung als Betontraganteil zusätzlich zur Fachwerktragwirkung  $V_{sw}$  (Zugkraft in den Bügeln) berücksichtigt. Der

Betontraganteil  $V_{Rd,c}$  wird indirekt durch eine flachere Neigung  $\vartheta$  der Druckstreben des Fachwerks berücksichtigt:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 3,0$$

mit

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck} \sqrt[3]{1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}} \cdot b_w \cdot z$$

Die Trennung des „Fachwerkmodells mit Rissreibung“ in die einzelnen Traganteile  $V_{Rd,c}$  infolge Rissreibung und Fachwerktragwirkung  $V_{sw}$  (Zugkraft in den Bügeln) wird wie folgt vorgenommen:

$$V_{R,sy} = V_{sw} + V_{cr}$$

Dabei ist  $V_{cr} = V_{Rd,c}$  (Betontraganteil infolge Rissreibung in den Schrägrissen als Bemessungswert). Daraus werden der charakteristische Wert und der Mittelwert wie folgt abgeschätzt.

$$V_{cr,k} \cong \left[ 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck} \sqrt[3]{1 + 1,2 \frac{\sigma_{cc}}{f_{cm}}} \cdot b_w \cdot z \right] \cdot 1,5$$

$$V_{cr,m} \cong \left[ 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck} \sqrt[3]{1 + 1,2 \frac{\sigma_{cc}}{f_{cm}}} \cdot b_w \cdot z \right] \cdot 1,8 \dots 2,0$$

Der Querkrafttraganteil  $V_{sw}$  eines Fachwerkmodells, bei dem die Druckstrebenneigung  $\theta$  mit der Rissneigung  $\beta_r$  zusammenfällt, errechnet sich zu:

$$V_{sw} = a_{sw} \cdot \sigma_{sw} \cdot z \cdot \cot \beta_r$$

Dabei ist  $\beta_r$  der Winkel der Schrägrisse gegen die Balkenachse.

Die Rissrichtung stellt sich senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung  $\sigma_1$  ein:

Mit

$$\sigma_1 = f_{ct}$$

folgt

$$\cot \beta_r = \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}}$$

Diese Gleichung kann im Druckbereich ( $\sigma_x < 0$ ) durch eine Gerade angenähert werden

$$\cot \beta_r = 1,20 - 0,20 \cdot \frac{\sigma_{xd}}{f_{cm}}$$

In DIN-FB 102/DIN 1045-1 ist diese Beziehung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit formuliert.

$$\cot \beta_r = 1,20 - 1,40 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{cd}}$$

Damit folgt bei den hier untersuchten Spannbetonträgern mit

$$\sigma_x = \sigma_{cc} = \frac{F_{ph}}{A_c}$$

und  $F_{ph} = 1,75 \text{ MN}$  eine Druckstrebenneigung  $\vartheta$  von etwa  $31^\circ$ . Die Rissbilder bestätigen diesen Ansatz (Bild 2.25).

Die Auswertung in Kapitel 2.2.1 zeigte sehr deutlich, dass bei Spannbetonbauteilen der Druckbogen als Betontraganteil bei der Abtragung der Querkraft wesentlich beteiligt ist. Daher wird hier neben den in DIN-FB 102/DIN 1045-1 erwähnten Traganteilen zusätzlich der Druckbogen berücksichtigt. Somit setzt sich der Gesamtwiderstand aus folgenden Anteilen zusammen:

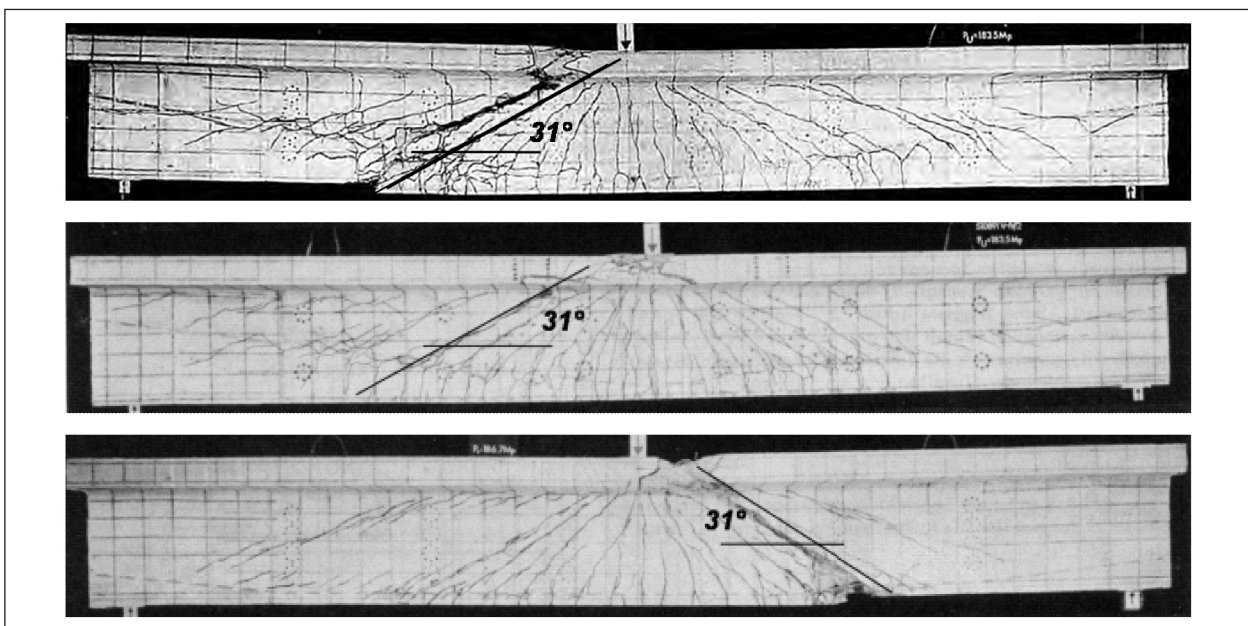
- Vertikalkomponente  $V_p$  des geneigten Spannglieds
- Vertikalkomponente  $V_{cc}$  der geneigten Biegedruckkraft
- Querkrafttragfähigkeit der Bewehrung  $V_{sw}$
- Vertikalkomponente der Rissreibungskraft  $V_{cr}$

Während die Traganteile des Druckbogens  $V_{cc}$  und des geneigten Spannglieds  $V_p$  – zunächst bei Vernachlässigung des Versatzmaßes – von  $z$  aus der Querkraftbemessung unabhängig sind, sind die Traganteile der Querkraftbewehrung  $V_{sw}$  und der Rissreibung  $V_{cr}$  von  $z_{\text{Querkraft}}$  aus der Querkraftbemessung direkt abhängig.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass sich im Falle geneigter Zug- und Druckgurte der Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung  $z_{\text{Biegung}}$  von dem der Querkraftbemessung  $z_{\text{Querkraft}}$  auch infolge des in Bild 2.26 dargestellten Höhenversatzes über die Länge  $z \cot \theta$  unterscheidet.

Die Querkrafttraganteile aus der jeweiligen Vertikalkraftkomponente des Druck- und Zuggurtes, können unmittelbar aus der Neigung dieser Kräfte an der Stelle  $x$  berechnet werden. Die zugehörigen Horizontalkraftkomponenten ergeben sich im Zustand II über die Dehnungsebene infolge der Beanspruchung durch die zugehörigen Momente. Diese Anteile aus geneigtem Spannglied  $V_p$  und geneigtem Druckgurt  $V_{cc}$  werden von der einwirkenden Querkraft  $V_{E0}$  abgezogen. Die restliche Querkraft  $V_E$  wird dem Traganteil „Fachwerk ohne Rissreibung“  $V_{sw}$  zugeteilt (Bild 2.27).

Der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung wurde unmittelbar aus den gemessenen Bügelspannungen ermittelt. Nach DIN-FB 102/DIN 1045-1 gilt für die durch die Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft:



**Bild 2.25:** Bruchzustand, Risswinkel, TG1, TG2, TP3



$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta$$

Entsprechend wurde die durch die gemessenen Bügelspannungen aufgenommene Querkraft wie folgt bestimmt:

$$V_{Rsw, obs(x)} = \int_x^{x+z \cdot \cot \theta} \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot \sigma_{sw} \cdot dx$$

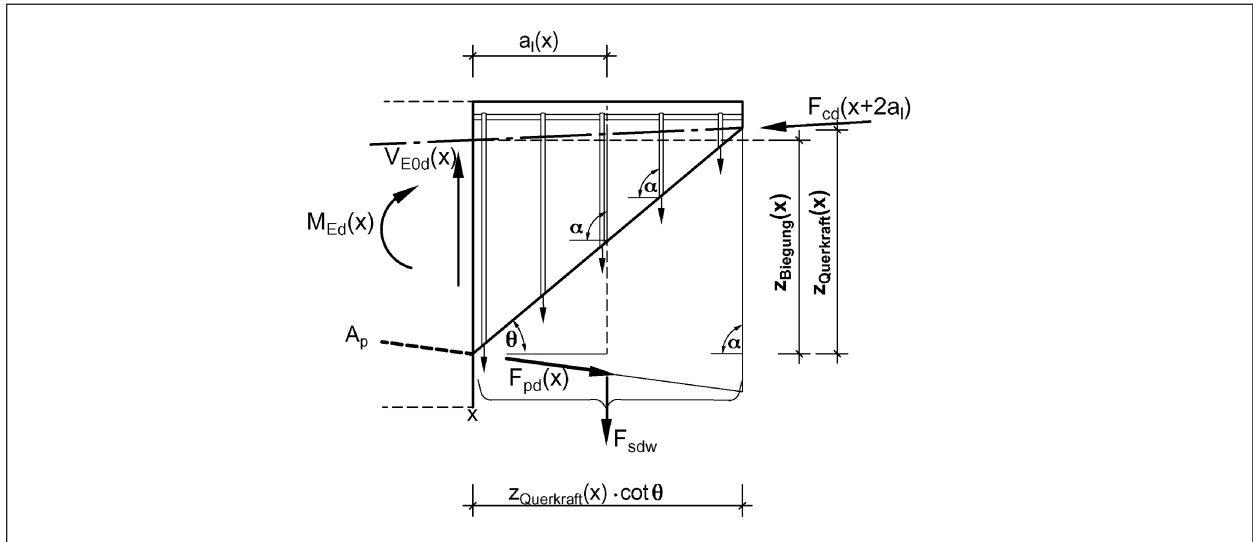


Bild 2.26: Unterscheidung: zBiegung und zQuerkraft

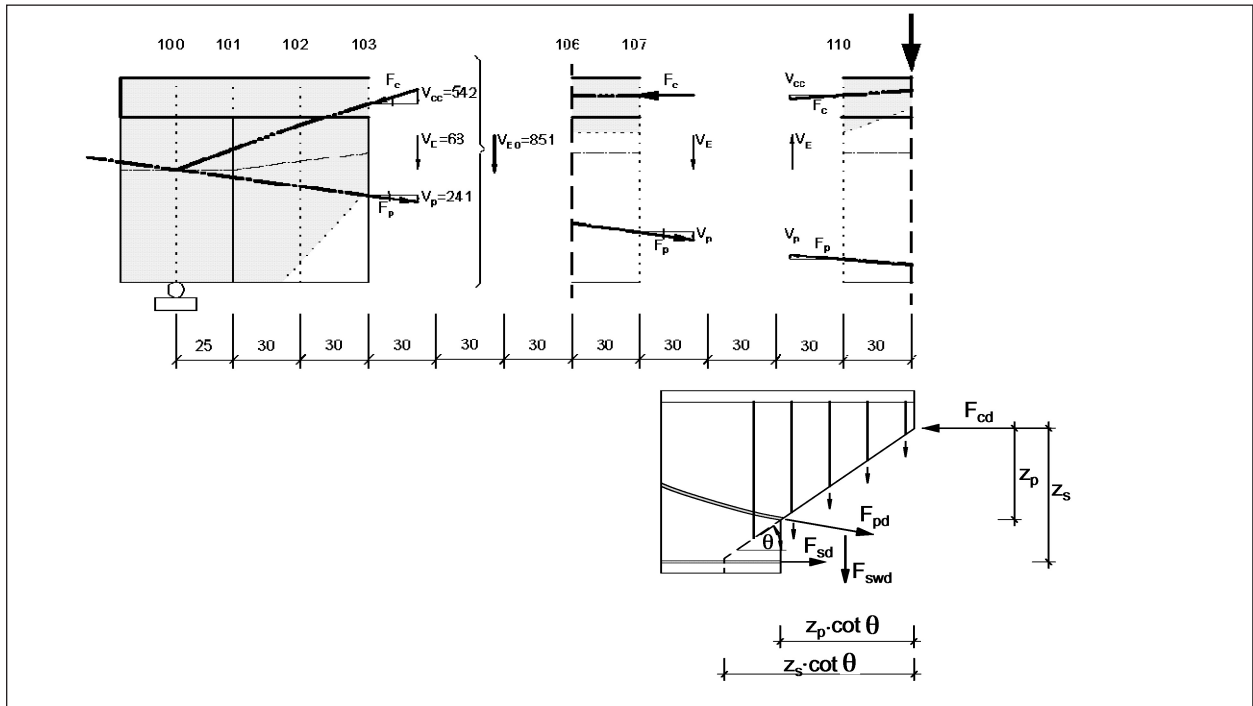
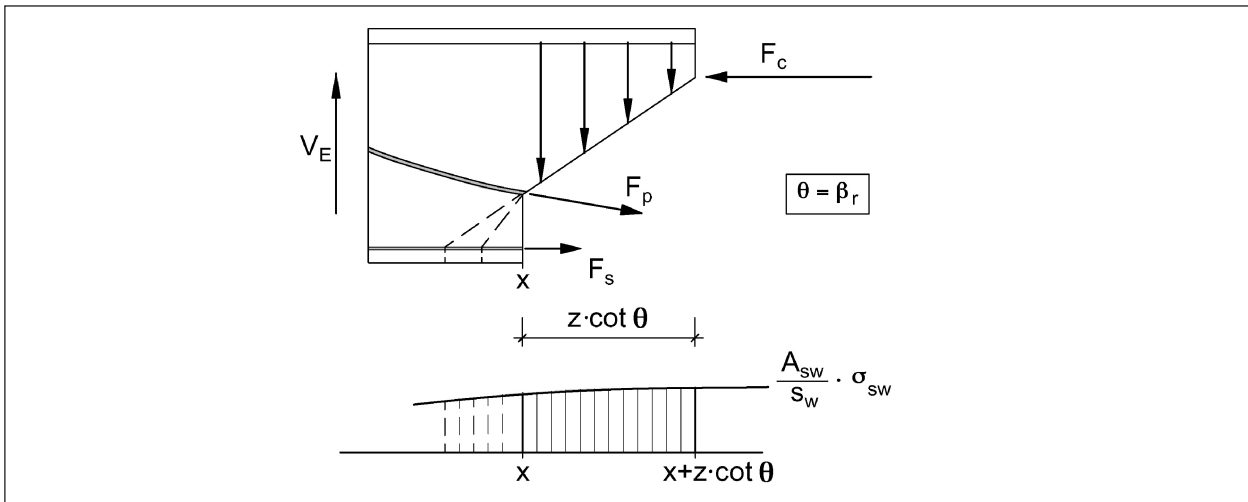


Bild 2.27: Oben: vertikale Schnittführung für die Berechnung der Traganteile, die von z unabhängig sind  $V_{cc}$ ,  $V_p$   
 unten: schräge Schnittführung für die Berechnung des Traganteils der Querkraftbewehrung  $V_{Rsw}$



**Bild 2.28:** Zum Ansatz des Traganteils aus den gemessenen Bügelspannungen. Der Freischnitt erfolgt entlang der Schubrisse

Bild 2.31 zeigt anschaulich, wie dieser Anteil der Querkrafttragfähigkeit mit vom Ansatz des inneren Hebelarms  $z$  abhängt.

In Bild 2.29, Bild 2.30 und Bild 2.31 wurden die einzelnen Traganteile

- Querkraftkomponente der geneigten Spanngliedkraft  $V_p$  (dunkelgraue Fläche),
- Querkraftkomponente der geneigten Biegedruckkraft  $V_{cc}$  (hellgraue Fläche),
- Querkrafttraganteil durch die Bügel  $V_{Rsw}$  (vertikal schraffierte Fläche)

über die Trägerlänge betragsmäßig aufgetragen und dem konstanten Verlauf der Querkraftbeanspruchung im Bruchzustand gegenüberstellt. Für die Träger ergibt sich nach Abzug der o. g. Traganteile ein Resttraganteil (weiße Fläche), der hier mit  $\text{erf.}V_{cr}$  bezeichnet wird und der

- Rissreibung  $V_{cr}$  (weiße Fläche  $\text{erf.}V_{cr}$ )

zugeteilt wird. Dieser Resttraganteil ist je nach Bewehrungsgrad und Spanngliedführung unterschiedlich groß.

In Bild 2.29 bis Bild 2.31 ist dieser Traganteil durch zwei gestrichelte Linien dargestellt. Die untere gestrichelte Linie kennzeichnet den charakteristischen Wert  $V_{cr,k}$ , die obere den Mittelwert  $V_{cr,m}$  dieses Betontraganteils entsprechend DIN-FB 102/DIN 1045-1.

Zur Verdeutlichung des Einflusses verschiedener Ansätze des Hebelarms  $z$  auf die einzelnen Traganteile erfolgt die Auswertung für drei unterschiedliche Ansätze des inneren Hebelarms  $z$  für die Querkraftbemessung:  $z_{\text{variabel}}$ ,  $z_{\text{konstant}}$ ,  $z_{\text{gewichtet}}$ .

Während  $z_{\text{variabel}}$  den inneren Hebelarm aus der Biegung mit dem zugehörigen Moment im jeweiligen Querschnitt angibt, ist  $z_{\text{konstant}}$  der Hebelarm an der Stelle des maximalen Biegemomentes im gesamten Querkraftbereich (vergleichbar mit  $z = 0,9 d$  über den gesamten Querkraftbereich). Für  $z_{\text{gewichtet}}$  wird in jedem Querschnitt

$$z_{\text{gewichtet}} = \frac{F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p}{F_s + \Delta F_p}$$

angesetzt.

Durch den unterschiedlichen Ansatz von  $z$  ändert sich der Traganteil der Querkraftbewehrung  $V_{sw}$ . Mit  $z_{\text{konstant}}$  wird die größte Querkrafttragfähigkeit der Bewehrung erreicht. Allerdings ist der Abstand zu den mit  $z_{\text{variabel}}$  bzw.  $z_{\text{gewichtet}}$  ermittelten Werten nicht wesentlich. Infolge der kleineren gemessenen Bügel-

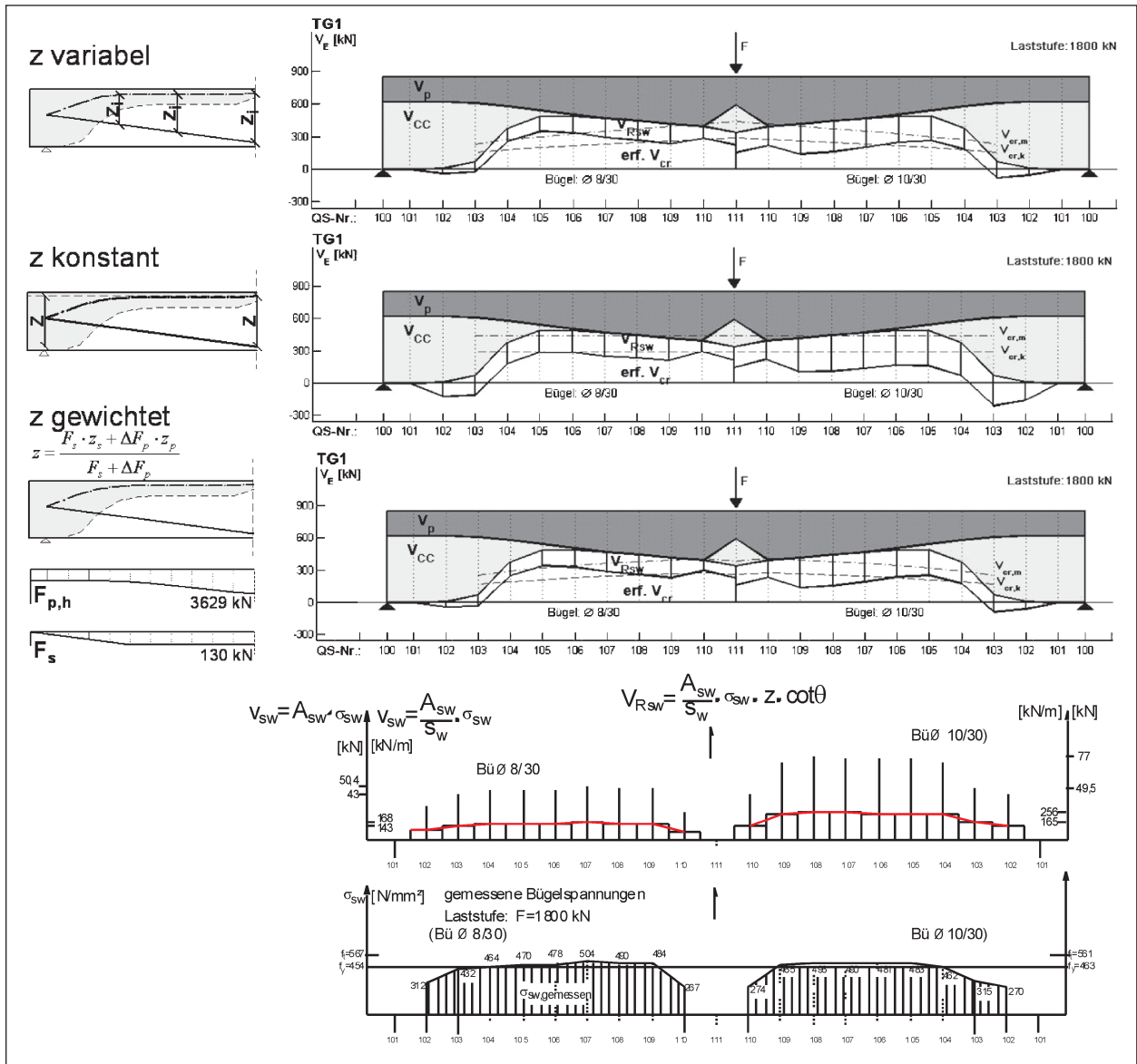


Bild 2.29: Querkraftanteile, Versuchsträger TG1

spannungen zu den Auflagern hin wirken sich bei den hier untersuchten Versuchsträgern die unterschiedlichen Ansätze für den inneren Hebelarm  $z$  nicht wesentlich aus.

Etwa gleich sind die mit dem Ansatz von  $z_{\text{variabel}}$  und  $z_{\text{gewichtet}}$  ermittelten Traganteile der Bügel. Das kommt daher, weil bei den Versuchsträgern die Betonstahlbewehrung gegenüber der Spannstahlbewehrung sehr schwach ist.

Wie aus Bild 2.29, Bild 2.30 und Bild 2.31 hervorgeht, wird die Querkrafttragfähigkeit bei Ansatz von  $z_{\text{konstant}}$  in einigen Querschnitten offensichtlich deutlich überschätzt ( $V_R > V_E$ ).

Aus den Darstellungen geht sehr anschaulich hervor, dass ein Großteil der Querkrafttragfähigkeit unabhängig von der Bügelbewehrung ist.

Bei der Auswertungen der Traganteile aus der Vertikalkomponente der geneigten Biegedruckkraft  $V_{CC}$  und aus der Vertikalkomponente der geneigten Biegezugkraft im Spannglied  $V_p$  wurde bisher das Versatzmaß nicht berücksichtigt. Zur Abschätzung der Auswirkungen des Versatzmaßes erfolgt die nachfolgende Betrachtung. Dabei entspricht  $z$  dem Hebelarm aus der Biegebemessung.

Somit ergibt sich in Abhängigkeit von  $z(x)$  ein variables Versatzmaß  $a_1(x)$ .

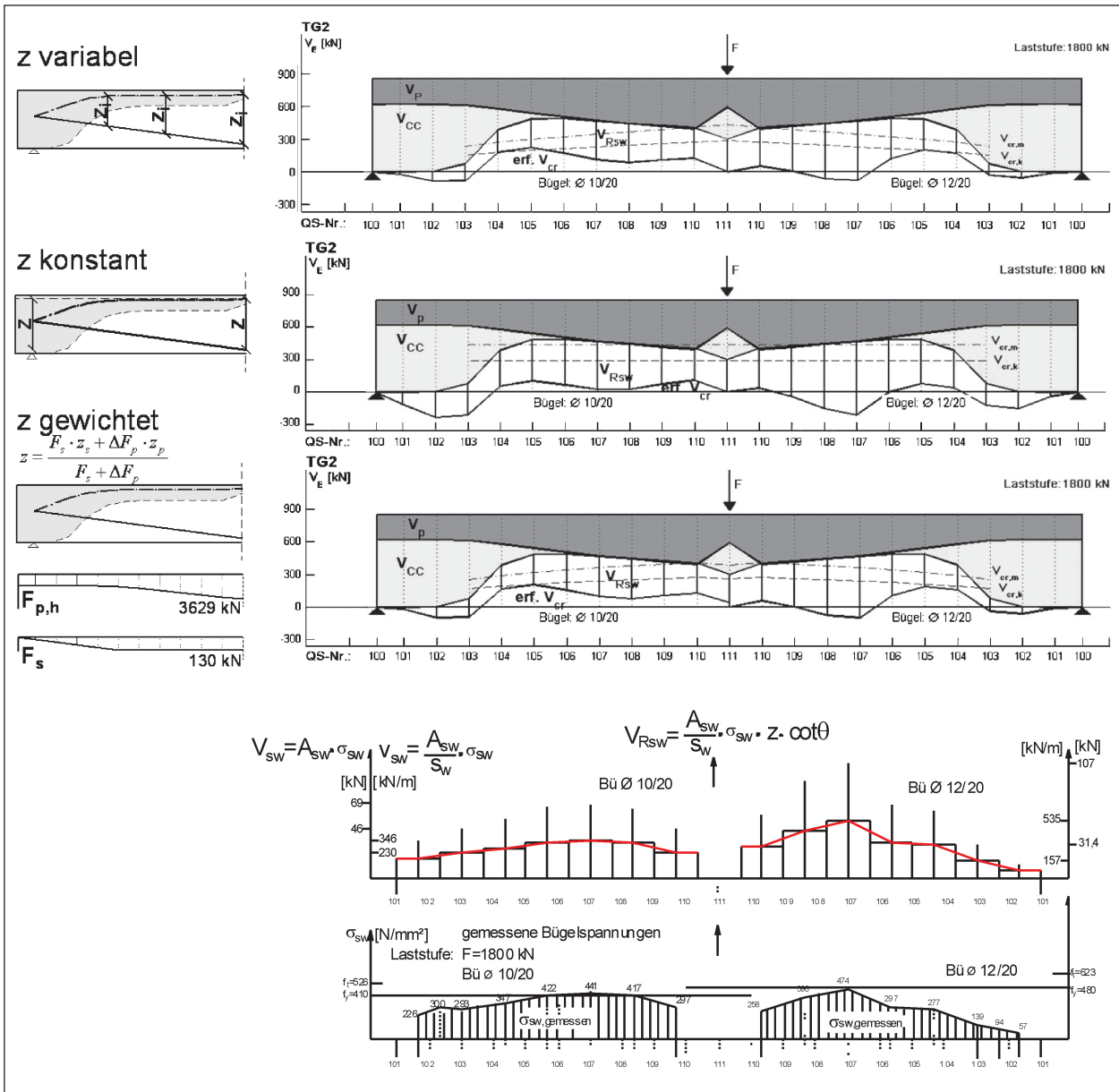


Bild 2.30: Querkraftanteile, Versuchsträger TG2

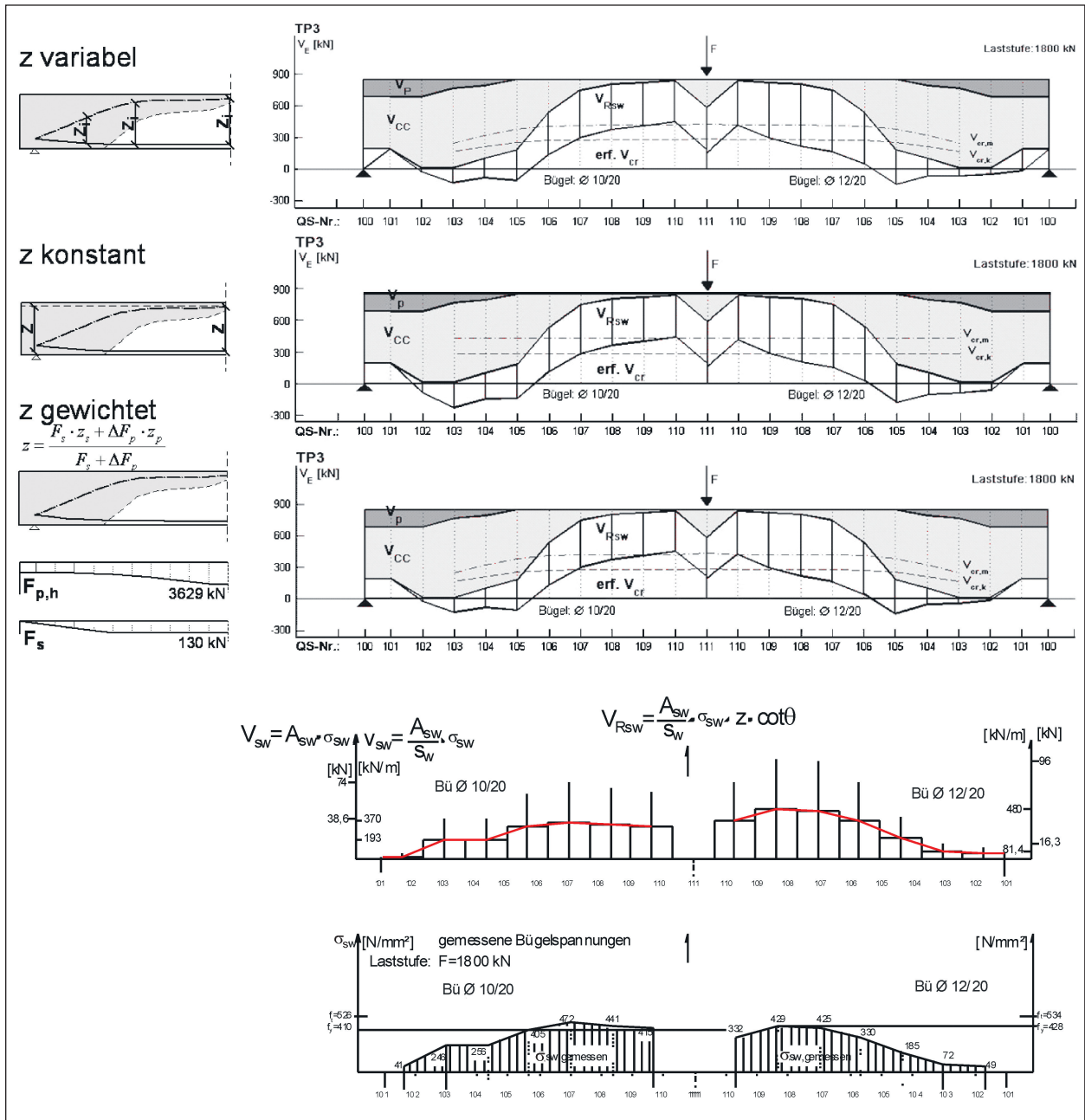
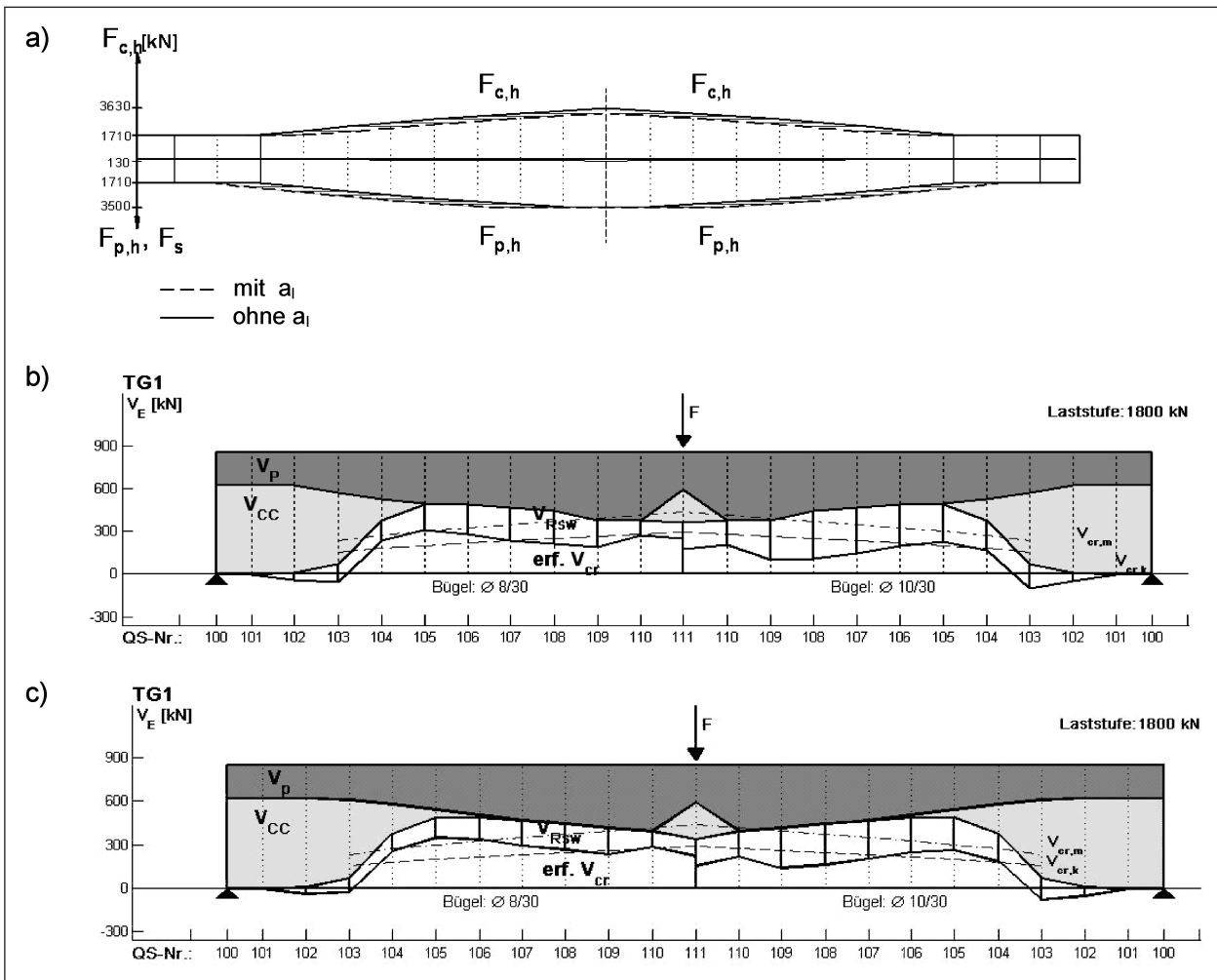


Bild 2.31: Querkraftanteile, Versuchsträger TG3

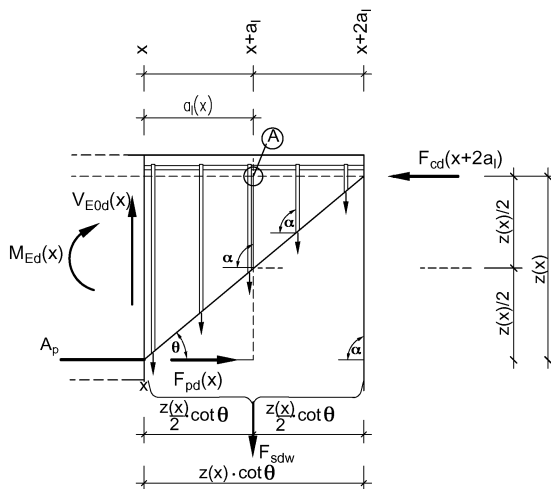
Die Auswirkungen auf die Querkrafttraganteile sind bei den Versuchsträgern wie im Bild 2.32 erkennbar vernachlässigbar klein.



**Bild 2.32:** TG1, Auswirkungen des Versatzmaßes

- a) Biegezug- und Biegedruckkraft mit Berücksichtigung des Versatzmaßes
- b) Vertikalkomponenten der Biegezug- und Biegedruckkraft mit Berücksichtigung des Versatzmaßes
- c) Vertikalkomponenten der Biegezug- und Biegedruckkraft ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes

Für  $\alpha = 90^\circ$  ergibt sich:



$$\sum M_A = 0$$

$$M_{Ed(x)} + V_{Ed(x)} \cdot a_{l(x)} - F_{phd(x)} \cdot z(x) = 0$$

$$\frac{M_{Ed(x)} + V_{Ed(x)} \cdot a_{l(x)}}{z(x)} = F_{phd(x)}$$

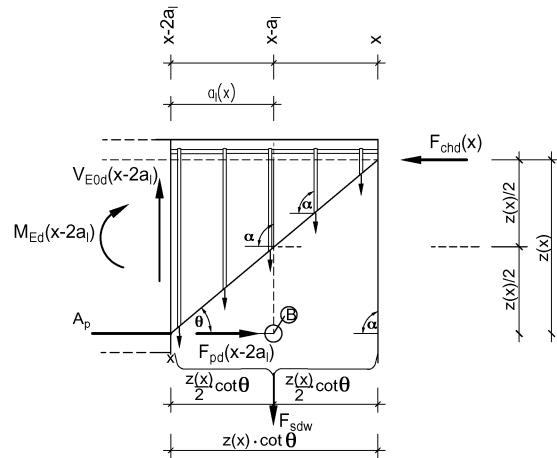
$$\frac{M_{Ed(x)}}{z(x)} + \frac{V_{Ed(x)} \cdot a_{l(x)}}{z(x)} = F_{phd(x)}$$

$$\frac{M_{Ed(x)}}{z(x)} + \Delta F_{phd} = \frac{M_{Ed(x+a_1)}}{z(x)} = F_{phd(x)}$$

mit dem Versatzmaß

$$a_{l(x)} = \frac{z(x)}{2} \cdot \cot \theta$$

$$\Delta F_{phd} = \frac{1}{z(x)} \cdot V_{Ed(x)} \cdot a_{l(x)} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed(x)} \cdot \cot \theta$$



$$\sum M_B = 0$$

$$M_{Ed(x-2a_1)} + V_{Ed(x-2a_1)} \cdot a_{l(x)} - F_{chd(x)} \cdot z(x) = 0$$

$$\frac{M_{Ed(x-2a_1)} + V_{Ed(x-2a_1)} \cdot a_{l(x)}}{z(x)} = F_{chd(x)}$$

$$\frac{M_{Ed(x-2a_1)}}{z(x)} + \frac{V_{Ed(x-2a_1)} \cdot a_{l(x)}}{z(x)} = F_{chd(x)}$$

$$\frac{M_{Ed(x-2a_1)}}{z(x)} + \Delta F_{chd} = \frac{M_{Ed(x-a_1)}}{z(x)} = F_{chd(x)}$$

mit dem Versatzmaß

$$a_{l(x)} = \frac{z(x)}{2} \cdot \cot \theta$$

$$\Delta F_{chd} = \frac{1}{z(x)} \cdot V_{Ed(x-2a_1)} \cdot a_{l(x)} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed(x-2a_1)} \cdot \cot \theta$$

Die Zuggurtkraft  $F_{pd}$  an der Stelle  $x$  wird aus dem Moment  $M_{Ed}$  an der Stelle  $x + a_1$  berechnet.

Die Druckgurtkraft  $F_{cd}$  an der Stelle  $x$  wird aus dem Moment  $M_{Ed}$  an der Stelle  $x - a_1$  berechnet.

## 2.3 Ableitung geeigneter Fachwerkmodelle

Das parallelgurtige Fachwerkmodell für die Querkraftbemessung wurde für Stahlbeton hergeleitet und auf den Spannbeton übertragen.

Allerdings weisen Spannbetonbauteile im Gegensatz zu Stahlbetonbauteilen im Inneren einen ausgeprägten Druckbogen auf. Ferner sind in Spannbetonträgern mit Vorspannung im nachträglichen Verbund im Allgemeinen mehrere Zuggurte in unterschiedlicher Höhenlage vorhanden (Spannstahlbewehrung und Betonstahlbewehrung). Während bei Stahlbetonbauteilen die Größe von  $z$  eindeutig ist, stellt sich bei Spannbetonbauteilen die Frage nach dem korrekten Ansatz für  $z$  bei der Querkraftbemessung.

Die horizontale Abstützung der Betondruckstreben ist für den Anstieg der Zugkraft im Spannglied bzw. Betonstahl verantwortlich. Für die Momententragfähigkeit ist es erforderlich, dass der Spannstahl in Feldmitte die Fließgrenze erreicht. Wie die Nachrechnungen zeigen (Bild 2.35), entspricht am Endauflager im überdrückten Bereich die Kraft im Spannstahl  $F_p$  der Vorspannkraft  $P_{m,i} \approx 1.750 \text{ kN}$ . Die Vorspannkraft steigt im Bruchzustand von der Endverankerung bis zur Feldmitte im höchst beanspruchten Querschnitt um den Betrag

$$\Delta F_p = (f_{py} - \sigma_{pm,t}) \cdot A_p = (122,5 - 60) \cdot 28,48 = 1780 \text{ kN}$$

an. Für die Ermittlung des Hebelarms  $z$  für die Querkraftbemessung folgt daraus, dass anstelle der vorhandenen absoluten Spannung  $f_{py}$  in den Spanngliedern lediglich der Zuwachs der Spannung

$$(f_{py} - \sigma_{pm,t}) = (122,5 - 60) = 62,5 \text{ N / mm}^2$$

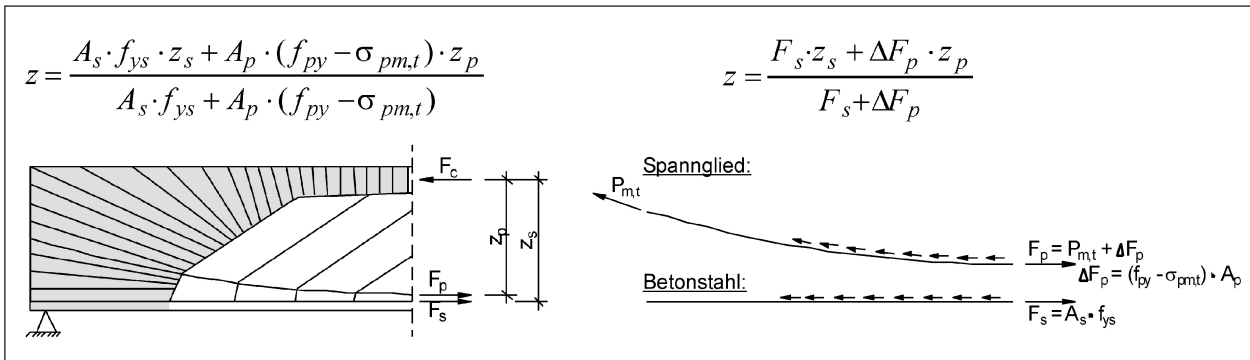
infolge der sich horizontal abstützenden Druckstreben maßgebend ist.

Nach dieser Vorstellung über das Tragverhalten ist der innere Hebelarm  $z$  für die Biegebemessung und Querkraftbemessung bei Spannbetonträgern nicht ganz identisch. Der innere Hebelarm  $z$  kann aufgrund dieser Modellvorstellung bei der Querkraftbemessung gemäß Bild 2.33 angesetzt werden. Dabei wird die Spannstahlfläche nur gewichtet angesetzt entsprechend der Spannungsänderung von der Anfangsspannung  $\sigma_{pm,t}$  bis zum Erreichen der Streckgrenze  $f_{py}$ .

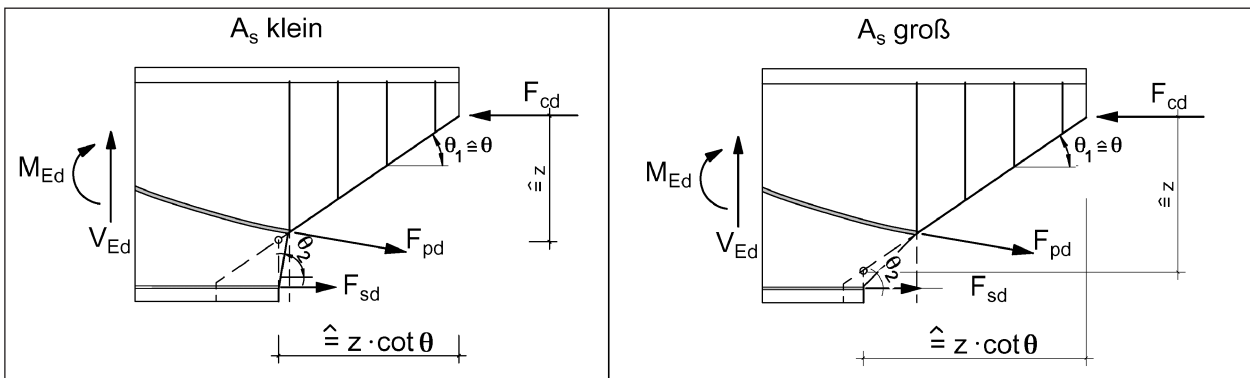
Mit diesem gewichteten Hebelarm  $z$  kann gemäß Bild 2.22 die Querkraftbemessung erfolgen. Eine anschauliche Deutung zeigt Bild 2.34.

Die voll überdrückten Auflagerbereiche befinden sich im Zustand I. Dort gilt in den Querschnitten mit überdrücktem Spannglied

$$\Delta F_p = 0$$



**Bild 2.33:** Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens mit zwei Zuggurten am Endauflager: gewichteter Hebelarm  $z$



**Bild 2.34:** Gewichteter Hebelarm  $z_p \leq z \leq z_s$  bei Schubbrissen mit Neigungswechsel



(Bild 2.35) Damit ergibt sich dort für die Querkraftbemessung der gewichtete Hebelarm zu

$$z = z_s.$$

Dies bedeutet, dass die geneigten Druckstreben ohne Neigungswechsel über das überdrückte Spannglied ohne Kraftzuwachs ( $\Delta F_P = 0$ ) hinweg durchlaufen. Sie können sich horizontal über den ungerissenen Beton auf dem Anker des Spanngliedes und gegebenenfalls das untere Zugband aus Betonstahl abstützen.



Bild 2.35: Verlauf der Zug- und Druckgurtkräfte über die Länge der Träger (grau hinterlegt = überdrückt)

Anhand der Darstellungen (Bild 2.29 bis Bild 2.31) kann festgestellt werden, dass am Endauflager im Bereich von kleinen Biegemomenten die Traganteile aus geneigtem Druckgurt und aus geneigter Spanngliederführung zusammen in etwa den Gesamttraganteil bilden. Ein Traganteil aus Fachwerkwirkung stellt sich hier offensichtlich nicht ein. In den Bereichen mit großer Druckgurtneigung sind die Messwerte für die Bügelspannungen nahezu null (Bild 2.12 bis Bild 2.21).

Weiter entfernt vom Auflagerbereich, in den nicht mehr voll überdrückten Querschnitten, nimmt die Neigung des Druckgurtes stark ab. In diesem Bereich, in dem die Schubrisse aus Biegerissen entstehen, stellt sich eine Fachwerktragwirkung ein.

## 3 Entwicklung von Vorschlägen für die Bemessung

### 3.1 Ansatz für den inneren Hebelarm $z$ bei der Querkraftbemessung

Die Auswertung der Stuttgarter Versuche zeigt, dass bei der Frage nach dem korrekten Ansatz für  $z$  zwei Bereiche zu unterscheiden sind.

- Bereich, in dem die Schubrisse aus Biegeanrissen am Querschnittsrand entstehen. Hier ändert der Schubriss auf Höhe der Spannglieder seine Neigung. Die Änderung des Neigungswinkels ist abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der Zugbänder.
- Bereich, in dem die Spannglieder überdrückt sind und die flacher verlaufenden Schubrisse ohne Neigungswechsel über die Spannglieder hinweg verlaufen. Diese Schubrisse laufen nicht bis zum unteren Trägerrand durch. Dieser Bereich erstreckt sich horizontal vom Auflager bis zu ca. 1,5  $h$ .

Verwendet man den Ansatz  $z_{\text{gewichtet}}$ , so ergibt sich  $z$  für den Bereich, in dem die Spannglieder überdrückt sind ( $\Delta F_p = 0$ ), zu

$$z = z_s$$

Im Bereich, in dem die Schubrisse aus Biegerissen entstehen und die Zugkraft im Spannglied bis zur Fließgrenze anwächst, gilt mit

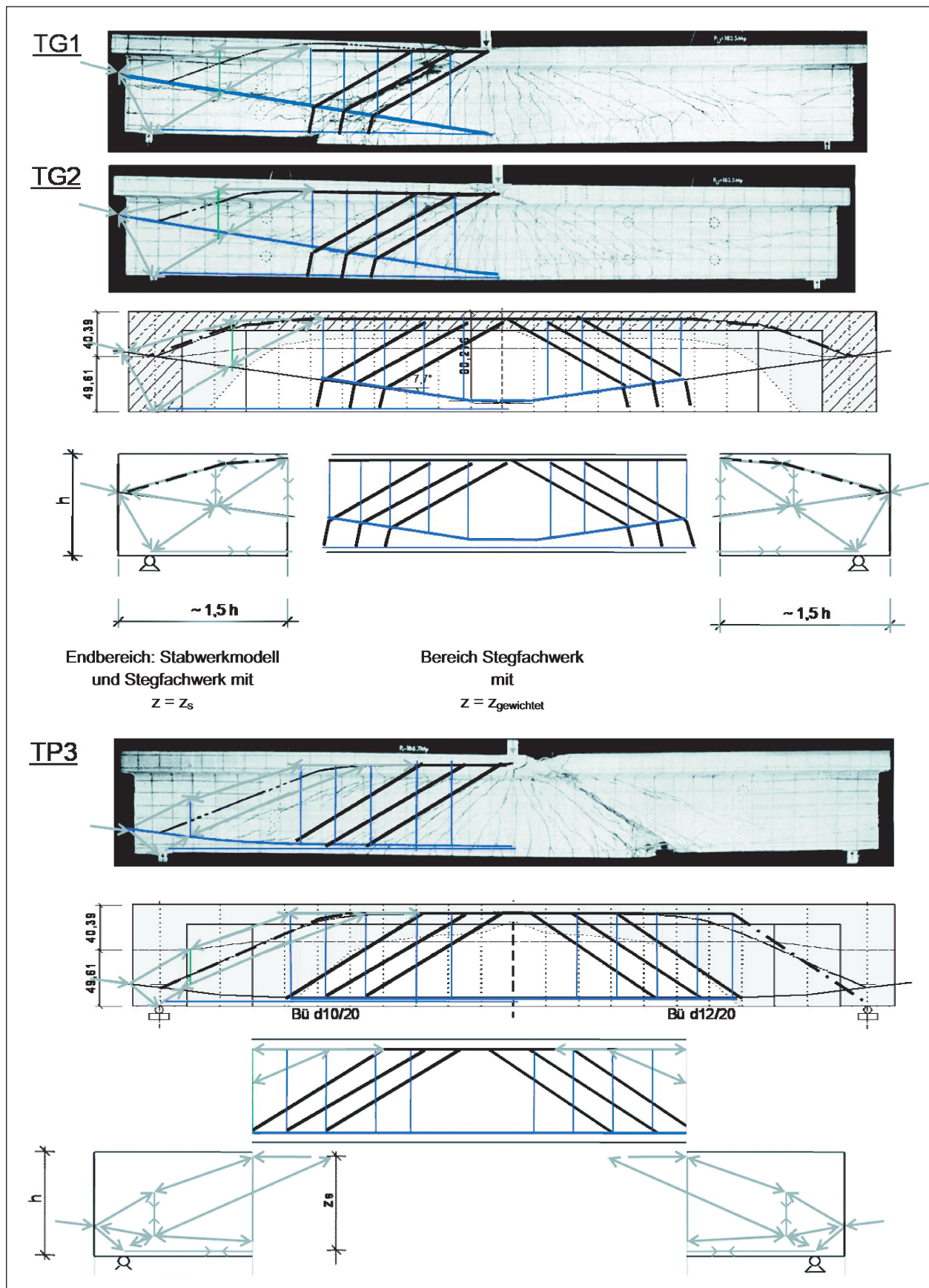
$$\Delta F_p = A_p \cdot (f_{py} - \sigma_{pmI}): \quad z = \frac{F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p}{F_s + \Delta F_p}$$

### 3.2 Berücksichtigung des Druckbogens

Wie die Auswertungen gezeigt haben, spielen beim Tragwiderstand gegen Querkraftbeanspruchung die Vertikalkomponenten der geneigten Zug- und Druckgurte vor allem in den Endbereichen mit geringer Momentbeanspruchung eine wesentliche Rolle. Auch bei Spannbetonträgern mit konstanter Querschnittshöhe wird ein großer Teil der Querkraft durch die Vertikalkomponente der geneigten Druckkraft im Beton übertragen, wodurch das Stegfachwerk entlastet wird. Dies steht mit den gemessenen Bügelspannungen bei den Versuchen in Einklang.

### 3.3 Berücksichtigung des Kraftflusses an den Spannankern

Trägt man das Stegfachwerk mit dem Kraftfluss des Spannankers und des Druckbogens in die Rissbilder der Träger TG1, TG2 und TP3 im Bruchzustand ein (Bild 3.1), so zeigt sich, dass ein Teil der geneigten Druckstreben des Netzfachwerks im Steg unmittelbar in den flach geneigten Druckgurt übergeht. Die flacheren Risse in den Auflagerbereichen stimmen mit der Neigung des Druckgurtes nahezu überein (Bild 3.1). In diesem Bereich werden durch das Stabwerkmodell die Druckstreben des Stegfachwerks und der Druckbogen abgebildet. Bild 3.3 zeigt die Abwandlung des Stabwerkmodells nach Höhenlage der Spannanker.



**Bild 3.1:** Stabwerkmodell eines vorgespannten Trägers mit geneigter Spanngliedführung (TG1, TG2) und Stabwerkmodell eines vorgespannten Trägers mit unten liegender Spanngliedführung (TP3)

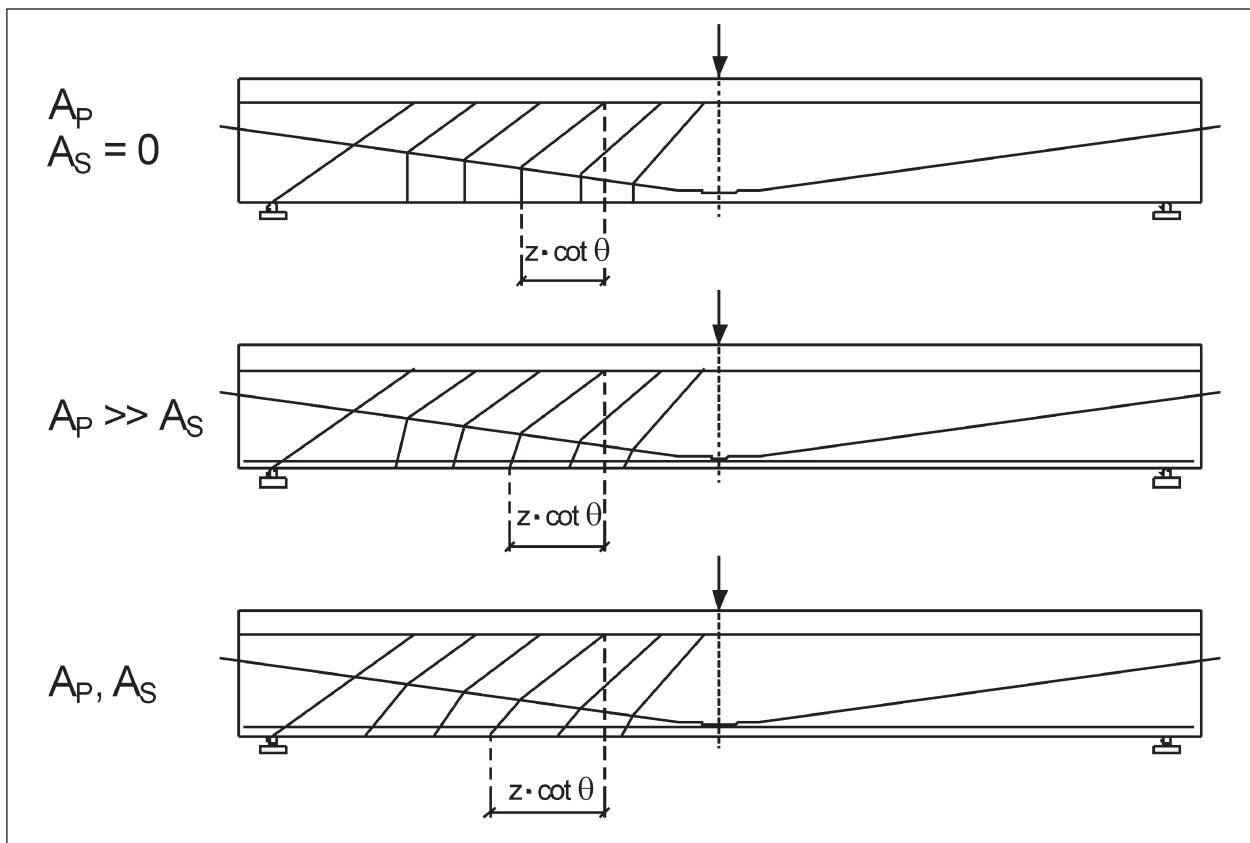


Bild 3.2: Einfluss aus den Steifigkeitsverhältnissen der Zugbänder auf  $z \cdot \cot \theta$

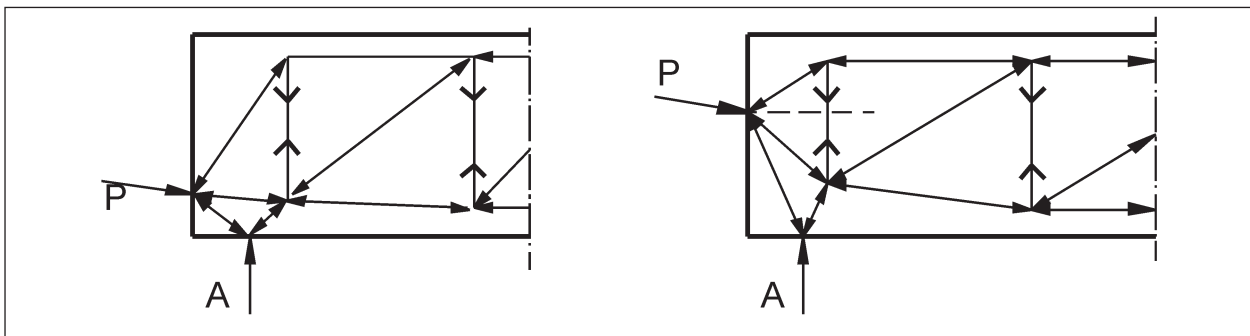


Bild 3.3: Kraftfluss bei Spanngliedverankerung am Trägerfuß bzw. auf Höhe der Trägerachse (Gebrauchszustand)

## 4 Vorschläge für weiterführende Untersuchungen

### 4.1 Experimentelle Untersuchungen

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass die Anwendung der zurzeit in Deutschland gültigen Vorschriften zur Bestimmung der aufnehmbaren Querkraft von Spannbetonträgern mit girlandenförmiger Spanngliederführung zum Teil zu stark voneinander abweichenden Resultaten führt. Ein Vergleich mit drei Versuchsträgern bestätigt die Tendenz, dass sowohl die Bemessung nach DIN-FB 102 wie auch die Bemessung nach DIN 1045-1 sehr konservative Ergebnisse in Bezug auf die rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung liefern, bzw. die tatsächlich im Versuch erzielten Traglasten stark unterschätzen. Um vor allem bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke die vorhandenen Tragreserven voll ausnutzen zu können, sollte eine Anpassung der Regelwerke erfolgen.

Ein erster Schritt könnte darin bestehen, die in diesen Untersuchungen nur an drei Versuchsträgern festgestellten Tendenzen an einigen weiteren vorhandenen Versuchen zu überprüfen. Neben den von LEONHARDT [36] durchgeführten Untersuchungen bieten sich hierzu vor allem die an der ETH Zürich von BACHMANN [54] getesteten Träger an. Auf der Grundlage der mit diesen weiteren Nachrechnungen gewonnenen Erkenntnisse soll dann ein detaillierter Vorschlag für die Ermittlung des Hebelarms  $z$  bei Trägern mit geneigten Spanngliedern erarbeitet werden. Mit dem gewichteten Hebelarm  $z$  liegt bereits ein erster Vorschlag vor. Außerdem sollen eventuelle weitere erforderliche Anpassungen der Querkraftbemessungsmodelle identifiziert werden.

Bevor die vorgeschlagenen Modifikationen endgültig in die Regelwerke übernommen werden können, muss ihre Eignung an einer möglichst großen Anzahl an Versuchen überprüft werden. Aus diesem Grund ist es wünschenswert, eine umfassende neue Datenbank zu Querkraftversuchen an vorgespannten Trägern zu erstellen. Dabei sollen sowohl Einfeld- wie auch Durchlaufträger mit gerader und girlandenförmiger Vorspannung berücksichtigt werden. Das Erstellen einer solchen Datenbank setzt eine intensive, zeitaufwändige Literaturrecherche voraus. Gerade die Beschaffung älterer ausländischer Versuchsberichte bringt oft lange Wartezeiten mit sich.

Es ist möglich, dass trotz Erstellens einer neuen Datenbank mit den bisher weltweit durchgeführten Versuchen nicht alle praxisrelevanten Fälle abgedeckt sind. Außerdem ergeben sich bei der Datenbankauswertung eventuell neue Fragestellungen, die bisher noch nicht Gegenstand der Untersuchungen waren. Wenn diese offenen Punkte ausreichend genau identifiziert sind, sollten eigene neue Querkraftversuche an Spannbetonträgern durchgeführt werden, um die Datenbank zu ergänzen und zielgerichtet bisher unberücksichtigte Zusammenhänge aufzuklären.

Benötigt werden auch Versuche, bei denen die Steifigkeitsverhältnisse der Zugbänder aus Betonstahl und Spannstahl den heutigen Verhältnissen aus der Bemessung entsprechen. Die älteren Versuchsträger weisen im Vergleich zu den heutigen Bauweisen eine deutlich zu geringe Betonstahlbewehrung auf. Wünschenswert wären insbesondere auch Versuche an Durchlaufträgern.

## 4.2 Theoretische Untersuchungen

Bessere Einblicke in die Spannungszustände und inneren Kräfteverhältnisse sind aus nichtlinearen numerischen Simulationen zu erwarten. Dabei können auch einzelne Parameter variiert werden, um deren Einfluss auf das Tragverhalten und die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen. Bei den Simulationen erfolgt automatisch die Berücksichtigung der Interaktion zwischen Querkraft und Biegung, d. h., die entlastende Wirkung aus Spanngliedneigung und Druckbogen ist in den Berechnungsergebnissen mit enthalten.

Derartige nichtlineare Simulationsberechnungen sind sehr aufwändig und müssen zunächst durch Nachrechnung repräsentativer Versuche kalibriert werden. Hieraus sind jedoch zusätzliche Erkenntnisse und ein besseres Verständnis für das wirkliche Tragverhalten zu erwarten. Dies stellt die Grundlage für die Ableitung ingenieurmäßiger Bemessungsmodelle für die Anwendung in der Praxis dar, bei denen die wesentlichen Einflussparameter zutreffend berücksichtigt sind.

## 5 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen

Die Literaturrecherche zeigte, dass seit Beginn der Spannbetonbemessung der innere Hebelarm  $z$  auf der Grundlage von Annahmen bestimmt wird, die zum Teil stark variieren. Dies liegt vor allem daran, dass die Querkraftbemessung ursprünglich an Stahlbetonbauteilen hergeleitet wurde.

Für Stahlbetonbauteile wird in der Regel ein Hebelarm von  $z = 0,90 d$  vorgeschlagen, während für Spannbetonbauteile in der Literatur Hebelarme von  $z = 0,67 d$  bis  $z = 0,90 d$  vorgeschlagen werden.

Alle Quellen jedoch sind sich darüber einig, dass der Querkraftanteil der geneigten Spannglieder zu berücksichtigen ist.



Des Weiteren sind Unterschiede in den aktuellen Normen zu finden. Während im DIN-FB 102 [1] im Allgemeinen der innere Hebelarm  $z$  aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit oder ohne Längskraft im gleichen Querschnitt aus dem zugehörigen Moment verwendet werden soll, wird in der DIN 1045-1 [2] nichts dergleichen erwähnt, sondern es darf  $z = 0,9 d$  angesetzt werden, sofern eine ausreichende Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist. Der Eurocode 2 [3] erlaubt hingegen, den inneren Hebelarm  $z$  aus dem maximalen Biegemoment im betrachteten Bauteil zu berechnen.

In einigen Literaturquellen, so auch im Eurocode 2, wird außerdem gefordert, dass bei Bauteilen mit geneigten Spanngliedern ausreichend Betonstahllängsbewehrung im Zuggurt einzulegen ist.

Ein Vergleich von Versuchsergebnissen mit den nach verschiedenen Normen errechneten Traglasten zeigt, dass die kanadische Norm CSA A23.3-04 durchgehend die besten Übereinstimmungen zwischen berechneten und im Versuch gemessenen Werten liefert. Die erforderlichen Bügelbewehrungsgrade sind nach kanadischem Ansatz bei gleicher Traglast geringer als nach DIN-FB 102/DIN 1045-1. Ein wesentlicher Unterschied der Normen besteht darin, dass bei der kanadischen Vorgehensweise neben den im DIN-FB 102 berücksichtigten Parametern auch die Interaktion zwischen Querkraft und einwirkendem Moment im betrachteten Schnitt eingeht. Der kanadische Ansatz beruht nicht allein auf einem um empirische Beziehungen ergänzten Fachwerkmodell, sondern auf dem von Gleichgewicht, Verträglichkeit und Materialgesetzen abhängigen mechanischen Modell der Modified Compression Field Theory (MCFT). Außerdem darf nach kanadischer Norm im Gegensatz zu DIN-FB 102/DIN 1045-1 ein Mindestwert für die bei der Querkraftbemessung zu verwendende Querschnittshöhe  $d_v$  (DIN: Hebelarm  $z$ ) angesetzt werden. Dieser Wert wird vor allem in den Bereichen maßgebend, in denen die girlandenförmig geführten Spannglieder in der Nähe des Querschnittsmittelpunktes verlaufen. Das Fehlen einer solchen Festlegung in den deutschen Regelwerken führt in diesen Bereichen zu sehr kleinen Hebelarmen  $z$  und damit wiederum zu sehr hohen erforderlichen Bügelbewehrungsmengen.

Wie die Untersuchungen in Kapitel 3 gezeigt haben, ist der Ansatz von  $z$  in das Gesamtkonzept des Rechenmodells eingebettet. Ggf. muss auch der Verlauf eines geneigten Spannglieds oder Druckgurts berücksichtigt werden.

Abschließend kann gesagt werden, dass für die realistische Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen mit geneigten Spanngliedern folgende Parameter einen Einfluss besitzen und demnach richtig abgeschätzt bzw. berücksichtigt werden müssen:

- Statisches System,
- maßgebende Querkraft,
- zugehöriges Moment,
- Vorspanngrad,
- Betonstahllängsbewehrung,
- Druckstrebenneigung,
- innerer Hebelarm  $z$ .

Im Gegensatz zum Bild 1.1 liegt der maßgebende Hebelarm  $z$  für die Querkraftbemessung bei einem Spannbetonbauteil zwischen den beiden Hebelarmen  $z_s$  und  $z_p$  (s. Bild 5.1), wenn mit einer einheitlichen Druckstrebenneigung gerechnet wird.

Die Vertikalkomponenten geneigter Spannglieder oder der Druckkraftresultierenden im Beton können bereichsweise einen ganz erheblichen Anteil zur Querkrafttragfähigkeit beitragen. Ob die Vertikalkomponente der Druckkraftresultierenden in jedem Fall immer von der Querkraftbeanspruchung  $V_{Ed}$  abgezogen werden darf, entsprechend wie bei geneigten Spanngliedern, ist noch weiter zu untersuchen. Die hier durchgeführten Versuchsnachrechnungen deuten darauf hin. Der verbleibende Querkraftanteil aus der Beanspruchung, der nicht durch die geneigten Spannglieder oder Biegedruckkraft aufgenommen wird, wird dem



## 6 Literatur

### Normen

- [1] DIN-FB 102:2009: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken, Ausgabe 03.2009
- [2] DIN 1045-1:2008-08: DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe 08.2008
- [3] DIN EN 1992-1-1:2005: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2005 inkl. Berichtigungen Ber1:2008 (E) und Ber2:2010 (E)
- [4] DIN 1045:1952-07: DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau, Bauwerke aus Stahlbeton, Ausgabe 07.1952
- [5] DIN 1045:1959-11: DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau, Bauwerke aus Stahlbeton, Ausgabe 11.1959
- [6] DIN 1045:1972-01: DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 01.1972
- [7] DIN 1045:1978-12: DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 12.1978
- [8] DIN 1045:1988-07: DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ausgabe 07.1988
- [9] DIN 4227:1953-10: DIN 4227 – Spannbeton: Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Ausgabe 10.1953
- [10] DIN 4227:1966-02: DIN 4227 – Spannbeton: Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Ausgabe 10.1953 mit zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, Ausgabe 02.1966
- [11] DIN 4227-1:1979-12: DIN 4227-1 – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Ausgabe 12.1979
- [12] DIN 4227-1:1988-07: DIN 4227-1 – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Ausgabe 07.1988
- [13] DIN 1045-1:1997-02: DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe 02.1997
- [14] DIN 1045-1:2001-07: DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe 07.2001
- [15] DIN-FB 102:2003: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken, Ausgabe 2003
- [16] E DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang zu DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Entwurf)
- [17] CSA Standard A23.3-04: Design of Concrete Structures. Mississauga: Canadian Standards Association, Dezember 2004



## Weiterführende Literatur

- [18] ROLL, R.: Festigkeitsberechnung der Eisenbetonquerschnitte. In: Beton-Kalender 1929, S. 290-353
- [19] GRASSER, E.: Bemessung der Stahlbetonbauteile. In: Beton-Kalender 1971, S. 513-729
- [20] GRASSER, E.: Bemessung der Stahlbetonbauteile. In: Beton-Kalender 1972, S. 569-793
- [21] GRASSER, E.: Bemessung der Stahlbetonbauteile. In: Beton-Kalender 1980, S. 699-988
- [22] RÜSCH, H.; KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1954, S. 401-468
- [23] RÜSCH, H.; KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1957, S. 434-510
- [24] RÜSCH, H.; KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1963, S. 426-503
- [25] RÜSCH, H.; KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1967, S. 474-548
- [26] RÜSCH, H.; KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1974, S. 709-796
- [27] KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen. In: Beton-Kalender 1985, S. 863-982
- [28] MÖRSCH, E.: Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. 5. Auflage, Wittwer, Stuttgart 1922
- [29] MÖRSCH, E.: Die Bemessung im Eisenbetonbau. 5. stark erw. Auflage, Wittwer, Stuttgart 1950
- [30] BERTRAM, D.: Erläuterungen zu DIN 4227 – Spannbeton, Ausgabe 12.1979. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 320, Berlin 1980
- [31] DAfStb-Heft 525: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Ausgabe 2003
- [32] DAfStb-Heft 525: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Ausgabe 2010
- [33] COLLINS, M. P.; MITCHELL, D.; ADEBAR, P. et al.: A general shear design method. ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, Januar 1996, S. 36-45
- [34] COLLINS, M. P.; RAHAL, K. N.: Background to the general method of shear design in the 1994 CSA-A23.3 standard. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 26, No. 6, Dezember 1999, S. 827-839
- [35] BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P.: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, No. 5, Mai 2006, S. 521-534
- [36] LEONHARDT, F.; KOCH, R.: Schubversuche an Spannbetonträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227, Berlin 1973
- [37] BACHMANN, H.; KRAUSS, R.; HEIMGARTNER, E.: Versuche über den Einfluss geneigter Spannkabel in teilweise vorgespannten Balken, Institut für Baustatik ETH Zürich, Bericht Nr. 6504-6, Oktober 1973

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

#### 2000

- B 22: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken  
Haardt € 11,50
- B 23: Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger Untergründe  
Schröder, Sczyslo € 11,00
- B 24: Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl  
Eilers, Stoll € 11,00
- B 25: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken  
Haardt € 12,50
- B 26: Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerksprüfung  
Krieger, Rath, Berthold € 10,50
- B 27: Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen  
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

#### 2001

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl  
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton  
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone  
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST  
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten  
Schröder € 11,50
- B 33: Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten  
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät  
Eilers, Ritter € 13,00

#### 2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken  
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt  
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität  
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger  
Krause, Wigganhauser, Krieger € 17,00

- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken  
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

#### 2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig € 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht  
Eilers, Kuchler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau  
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2  
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung  
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50
- B 45: Erfahrungssammlungen:  
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle  
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken  
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen  
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln  
Hemmer-Halswick € 13,00

#### 2004

- B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau  
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

#### 2005

- B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken  
Steinauer, Scharnigg € 13,50

#### 2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken  
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wigganhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz  
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3  
Holst € 13,50
- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln  
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50
- B 52: Brückenseile mit Galvan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen  
Friedrich, Staack € 14,50
- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50
- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rath, Berthold, Lähler € 12,50

## 2007

**B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

**B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-klasse XF2**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

**B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

**B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel**

Sistenich € 14,50

## 2008

**B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme**

Schröder € 12,50

**B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung – Bewährung**

Schröder € 13,50

**B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**

Schröder, Staack € 13,00

**B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**

Eilers € 12,00

**B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

**B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositions-klasse XF4**

Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

## 2009

**B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

**B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln**

Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

**B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln**

Blosfeld € 17,50

**B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

**B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**

Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50

**B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**

Tauscher € 14,50

## 2010

**B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**

Kuhlmann, Euler € 22,50

**B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**

Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50

**B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00

**B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**

Müller € 14,00

**B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**

Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

## 2011

**B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**

Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geißler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00

**B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Euro-codes**

*Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“*

*Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“*

*Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“*

*Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“*

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50

**B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.

Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50

**B 79: Untersuchungen zur Querkraftbremessung von Spann-betonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung**

Dieser Bericht liegt nicht in gedruckter Form sondern als CD vor. Er kann darüber hinaus unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 15,50

---

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW

Verlag für neue Wissenschaft GmbH

Postfach 10 11 10

D-27511 Bremerhaven

Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0

Telefax: (04 71) 9 45 44 77

Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)

Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.