
Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit einer Straßenbrücke unter Berücksichtigung verschiedener Querkraftmodelle

Masterarbeit

von

Felix Zimmermann

angefertigt am

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Lehrstuhl für Massivbau

Auszug (nur Kapitel 1 bis 7)

Mai 2015

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Zielsetzung	2
1.3	Aufbau der Arbeit.....	2
2	Grundlagen zum Querkrafttragverhalten	2
2.1	Tragverhalten bei ungerissenem Querschnitt.....	3
2.2	Tragverhalten bei gerissenem Querschnitt ohne Querkraftbewehrung	5
2.2.1	Versagensarten.....	5
2.2.2	Schubslankheit.....	6
2.2.3	Tragmodell	7
2.3	Tragverhalten bei gerissenem Querschnitt mit Querkraftbewehrung.....	8
2.3.1	Versagensarten.....	8
2.3.2	Tragmodell	9
3	Querkraftbemessung bei vorgespannten Betonbrücken	10
3.1	Bemessung nach DIN 4227-1	10
3.1.1	DIN 4227:1953-10.....	10
3.1.2	DIN 4227: 1973-06 (mit ergänzenden Bestimmungen: 1976-10).....	13
3.2	Bemessung nach DIN-Fachbericht 102:2009-03.....	17
3.2.1	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	17
3.2.2	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	18
3.3	Bemessung nach DIN EN 1992-2-1:2010-12	18
3.3.1	Gerissene Querschnitte ohne Querkraftbewehrung.....	18
3.3.2	Gerissene Querschnitte mit Querkraftbewehrung	19
3.4	Ansatz nach Görtz.....	25
3.4.1	Allgemeines	25
3.4.2	Fachwerktraganteil.....	26
3.4.3	Betontraganteil.....	26
3.4.4	Risswinkel	28
3.5	Druckbogenmodell.....	29
3.6	Modified Compression Field Theory - CSA A23.3-04.....	35
3.7	Bemessung nach Nachrechnungsrichtlinie.....	38
3.7.1	Ausgabe 2011.....	38

3.7.2	Ausgabe 2015.....	39
3.8	Zusammenfassung.....	40
4	Schellenbergbrücke Donaueschingen.....	44
4.1	Angaben zum Bauwerk	44
4.2	Baustoffe und Materialparameter	44
4.2.1	Beton	45
4.2.2	Betonstahl.....	46
4.2.3	Spannstahl.....	47
5	Erstellung des Bemessungsmodells	50
5.1	Volumenmodell in AutoCAD	50
5.2	Netzgenerierung.....	54
5.3	Auflagermodellierung.....	54
5.4	Eingabe Spannglieder	57
5.5	Charakteristische Werte von Einwirkungen	60
5.5.1	Allgemein	60
5.5.2	Lastfall Ständige Lasten.....	60
5.5.3	Lastfall Vorspannung	61
5.5.4	Lastfall Kriechen und Schwinden	61
5.5.5	Lastfall Verkehr	61
5.5.6	Lastfall Temperatur	64
5.5.7	Lastfall Wind	65
5.5.8	Lastfall Stützensenkung.....	66
5.5.9	Lastfall Lagerwechsel	66
5.6	Bemessungswerte von Einwirkungen.....	67
5.6.1	Allgemein	67
5.6.2	Teilsicherheitsbeiwerte	67
5.6.3	Kombinationsbeiwerte.....	70
6	Vergleich Berechnungsmodell mit Bestandsstatik	72
6.1	Eigengewicht.....	72
6.2	Vorspannung	75
7	Randbedingungen und Bemessungsparameter	77
7.1	Nachweisstellen	77
7.2	Stegbreite	78
7.3	Querschnittswerte.....	79

7.4	Lage der Spannglieder	83
7.5	Maßgebende Schnittgrößenkombination	84
7.6	Schnittgrößen für Querschnittsbemessung	86
7.7	Schwind-, Kriech- und Relaxationsverluste	86
7.8	Einteilung in Querschnittszonen	87
7.9	Vordehnung	87
7.10	Resultierende Betondruckkraft	88
7.11	Hebelarm z	88
7.11.1	Ansatz nach DIN EN 1992-2	88
7.11.2	Ansatz aus Nachrechnungsrichtlinie 2011	89
7.12	Druckzonenhöhe x	90
7.13	Betonspannung auf Höhe der Schwerelinie	91
7.14	Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe	92
7.15	Rissabstandsparameter	92
7.16	Druckstrebenneigungswinkel	93
8	Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit	98
8.1	Untersuchung nach DIN 4227:1953-10	98
8.2	Untersuchung nach DIN-Fachbericht 102:2009-03	100
8.3	Untersuchung nach DIN EN 1992-2-1:2010-12	102
8.4	Untersuchung mit Druckbogenmodell	106
8.5	Untersuchung nach Ansatz von Görtz	111
8.6	Untersuchung nach Modified Compression Field Theory	113
9	Vergleich der Bemessungsverfahren	114
10	Zusammenfassung und Hinweise zur Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit 118	
	Abbildungen	120
	Literatur	124
	Anhang	A-1

1 Einleitung

1.1 Motivation

Der Brückenbau gilt als Königsdisziplin im Bauingenieurwesen. Vom planenden Ingenieur sind hier sowohl weitreichende Fachkenntnisse als auch gestalterisches Geschick gefordert.

Mit ca. 90 % ist Beton bei den bestehenden Brücken der Bundesfernstraßen der am häufigsten verwendete Baustoff (vgl. [17] und [19]). Den größten Anteil haben Spannbetonbrücken, die die vielen Vorteile der Spannbetonbauweise auszunutzen. Diese Ingenieurbauwerke sollen in der Regel 100 Jahre überdauern. Vor allem die starke Zunahme des Schwerverkehrs hat jedoch dazu geführt, dass insbesondere Brücken, die ab den 1950er-Jahren bis Ende der 1970er-Jahre errichtet wurden, vorzeitig die Grenze der Tragfähigkeit erreicht haben. Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat deshalb eine Strategie zur Ertüchtigung der Bestandsbrücken von Bundesfernstraßen entwickelt [19]. Auf Basis eines Kriterienkataloges wurde eine Prioritätenliste erstellt, in der 2.200 Brückenbauwerke, vornehmlich Spannbetonbrücken, an oberster Stelle stehen (vgl. [19]). Diese Brücken werden schrittweise mit einer Brückenprüfung nach DIN-1076 sowie durch eine Nachrechnung nach der Nachrechnungsrichtlinie [18] untersucht. Die in den Ingenieurbüros gesammelten Erfahrungen bei bisher durchgeführten Nachberechnungen zeigt auf, dass der Querkrafttragnachweis in Brückenlängsrichtung nach den derzeitigen Bemessungsregeln überdurchschnittlich häufig nicht erbracht werden kann (vgl. [17]).

Die betroffenen Brücken müssen somit aufwendig und kostenintensiv verstärkt oder abgebrochen werden. Dabei kommt es oftmals zu Einschränkungen für den fließenden Verkehr durch Sperrung einzelner Fahrbahnen. Intakte Brückenteile können bei Verstärkungsmaßnahmen bereichsweise zerstört und die Dauerhaftigkeit, beispielsweise durch vertikale Bohrungen für Verankerungsstäbe, beeinträchtigt werden. Außerdem können Verstärkungen erhebliche Auswirkungen auf die Optik einer Brücke haben. Ziel bei der Untersuchung von Brücken muss es also sein, Verstärkungsmaßnahmen bzw. Brückenneubauten durch einen rechnerischen Nachweis zu vermeiden.

Mit dieser sehr praxisnahen Aufgabenstellung war der Verfasser dieser Abschlussarbeit auch bei seiner Werkstudententätigkeit im Ingenieurbüro Harrer konfrontiert, wodurch sein Interesse, mehr über die rechnerische Querkraftuntersuchung bestehender Spannbetonbrücken zu erfahren, geweckt wurde. Gemeinsam mit dem Betreuer am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie entwickelte sich daraus die konkrete Aufgabenstellung der vorliegenden Masterarbeit.

1.2 Zielsetzung

Ziel der Arbeit ist es, unterschiedliche Ingenieurmodelle für den Querkraftnachweis einer vorgespannten Stahlbetonbrücke anzuwenden. Diese sollen hinsichtlich der Ergebnisse und des Berechnungsaufwands miteinander verglichen werden. Aus den sich daraus ergebenden Erkenntnissen sollen praktische Hinweise und Empfehlungen zur Brückennachrechnung formuliert werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

In der vorliegenden Arbeit wird in Kapitel 2 das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern zunächst allgemein betrachtet. Anschließend werden in Kapitel 3 verschiedene Modelle zur Querkraftbemessung vorgestellt. Neben aktuellen und historischen Normungen werden auch neue Bemessungsvorschläge aus dem Bericht der RWTH Aachen aufgeführt. In Kapitel 4 wird die zu untersuchende Schellenbergbrücke in Donaueschingen vorgestellt. Deren innere Beanspruchung lässt sich mithilfe eines Finite-Elemente-Modells im Programm InfoCAD simulieren. Die Vorgehensweise bei der Modellierung inklusive der Lasteingabe wird in Kapitel 5 beschrieben. Mit dem Schnittgrößenvergleich zwischen Berechnungsmodell und Bestandsstatik in Kapitel 6 werden mögliche Modellierungsfehler behoben.

Weil InfoCAD als Bemessungsaufsatz nur das Querkraftmodell aus dem Eurocode beinhaltet, wird die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit in Kapitel 8 tabellarisch in Excel durchgeführt. Die in den Bemessungsgleichungen enthaltenen Parameter werden zuvor in Kapitel 7 zusammengestellt und, sofern möglich, miteinander verglichen. Am Ende der Arbeit werden in Kapitel 9 die Berechnungsergebnisse hinsichtlich Wirtschaftlichkeit in Ausführung und Planung einander gegenübergestellt. Aus den daraus resultierenden Erkenntnissen werden in Kapitel 10 praktische Hinweise und Verbesserungsvorschläge für den Querkraftnachweis von Bestandsbrücken gegeben.

2 Grundlagen zum Querkrafttragverhalten

Querkräfte (V) gehören neben Momenten (M) und Normalkräften (N) zu den inneren Schnittkräften und stellen bei einem gedanklichen Vertikalschnitt durch den Träger das Gleichgewicht infolge äußerer Lasten her. Sie wirken in erster Linie im Trägersteg, der die Verbindung zwischen Druck- und Zuggurt darstellt.

Weist ein Betonträger keine Risse auf – bezeichnet als Zustand 1 –, so kann das Tragverhalten mit der technischen Biegetheorie beschrieben werden. Kommt es jedoch zu einem Aufreißen des Querschnitts – bezeichnet als Zustand 2 –, ändert sich das Tragverhalten grundlegend. Im Folgenden werden die unterschiedlichen Tragmechanismen vorgestellt.

2.1 Tragverhalten bei ungerissenem Querschnitt

Im ungerissenen Zustand verhält sich Beton wie ein homogenes Material und das Tragverhalten kann mit der technischen Biegetheorie beschrieben werden. Nach dieser Theorie resultieren aus Querkraften Schubspannungen (τ_{xz}), die über die Höhe veränderlich sind (s. Abb. 1). Momente erzeugen linear veränderliche Normalspannungen (σ_x). Die Spannungsänderung bei einem infinitesimalen Schritt (dx) entlang der x-Achse kann mit dem totalen Differential $\frac{\partial \sigma_x(x)}{\partial x} dx$ angegeben werden. Durch einen beliebig horizontal geführten Schnitt durch das Trägerelement (s. Abb. 1) entsteht ein noch kleineres Element, für das die folgende Gleichgewichtsbedingung formuliert wird:

$$\begin{aligned}
 & \left(\sigma_x(x) + \frac{\partial \sigma_x(x)}{\partial x} dx \right) \cdot b \cdot dz - \sigma_x(x) \cdot b \cdot dz \\
 & + \left(\tau_{zx}(z) \cdot b + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \cdot b \cdot dz \right) \cdot dx - \tau_{zx}(z) \cdot b \cdot dx = 0 \\
 & \rightarrow \frac{\partial \sigma_x(x)}{\partial x} dx \cdot b \cdot dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} \cdot b \cdot dz \cdot dx = 0 \\
 & \rightarrow \tau_{zx}(z) \cdot b + \int_{z_0}^{\frac{h}{2}} \left(\frac{\partial \sigma_x(x)}{\partial x} \cdot b \right) dz = 0
 \end{aligned} \tag{2-1}$$

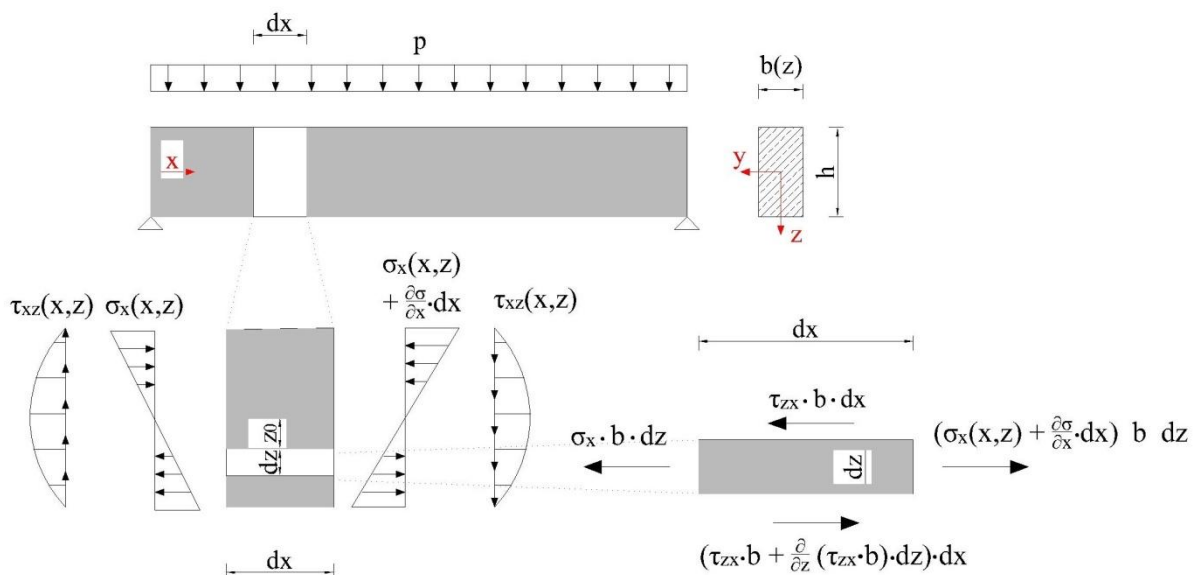


Abb. 1: Biege- und Schubspannungen an einem Balkenelement

Die Normalspannung bei einachsialer Momentenbeanspruchung und Normalkraft berechnet sich wie folgt:

$$\sigma_x(z) = \frac{M_y}{I_y} \cdot z + \frac{N}{A} \quad (2-2)$$

Da das Moment M_y nur von x abhängig ist gilt: $\frac{\partial M_y}{\partial x} = \frac{dM_y}{dx}$. Mit der Beziehung $\frac{dM_y}{dx} = V_z$ folgt schließlich:

$$\frac{\partial \sigma_x(x)}{\partial x} = \frac{\partial M_y}{\partial x} \cdot \frac{z}{I_y} = \frac{V_z}{I_y} \cdot z \quad (2-3)$$

Wird die Spannungsänderung aus Gleichung (2-3) in Gleichung (2-2) eingesetzt folgt:

$$\tau_{zx}(z) \cdot b + \int_{z_0}^{\frac{h}{2}} \left(\frac{V_z}{I_y} \cdot z \cdot b \right) dz = 0 \rightarrow \tau_{zx}(z) = - \frac{V_z \cdot S_y(z)}{I_y \cdot b} = \tau_{xz}(z) \quad (2-4)$$

Der Integralausdruck in Gleichung (2-3) wird als statisches Moment $S_y(z)$ bezeichnet:

$$S_y(z) = \int_{z_0}^{\frac{h}{2}} z \cdot b \, dz \quad (2-5)$$

Die Normal- und Schubspannungen aus Gleichung (2-2) bzw. Gleichung (2-4) stellen jedoch nur eine Rechenhilfe dar. In Wirklichkeit treten in dem Träger nur Zug- und Druckspannungen, die sogenannten Hauptspannungen, auf. Diese stehen senkrecht zueinander und können durch Spannungstrajektorien dargestellt werden (s. Abb. 2).

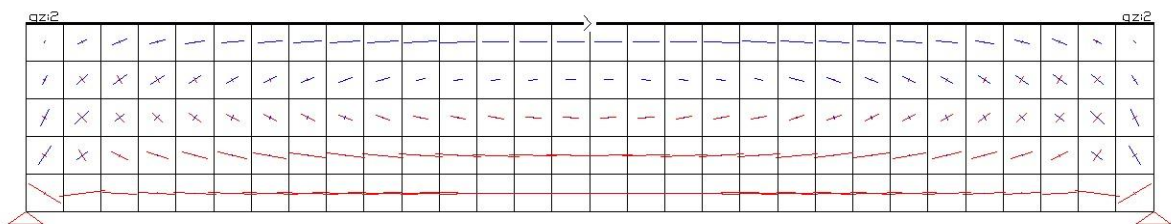


Abb. 2: Hauptspannungstrajektorien eines Rechteckträgers in dem Programm InfoCAD

In Feldmitte verlaufen die Hauptzugspannungen horizontal, da an dieser Stelle keine Querkraft und somit auch keine Schubspannungen vorhanden sind. In Richtung des Auflagers verschwinden die Schubspannungen erst dann, wenn das Trägerelement mit einem anderen Schnittwinkel betrachtet wird. Die Hauptzugspannung beträgt:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (2-6)$$

Die Hauptdruckspannung beträgt:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (2-7)$$

Der Winkel zwischen der parallel zur Balkenachse verlaufenden x-Achse und der Hauptspannungsrichtung beträgt:

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \arctan \left(\frac{2 \cdot \tau_{xz}}{\sigma_x - \sigma_z} \right) \quad (2-8)$$

Treten in dem Träger zusätzliche Längskräfte auf, ändert sich die Neigung der Hauptspannungstrajektorien. Druckkräfte führen zu einer stärkeren Neigung der Zugspannungstrajektorien gegenüber der Balkenachse.

Da die Druckspannungstrajektorien immer rechtwinklig zu den Zugspannungstrajektorien angeordnet sind, führt dies zu einer flacheren Wirkungsrichtung der Druckkräfte (vgl. [27], [26] und [30]). Bei großen Druckkräften, beispielsweise infolge einer Vorspannung, verschieben sich die größten Hauptzugspannungen vom unteren Querschnittsrand weiter nach oben (vgl. [26] und [30]).

2.2 Tragverhalten bei gerissenem Querschnitt ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Versagensarten

In der Regel gehen Betonquerschnitte bereits bei geringen Lasten in den gerissenen Zustand 2 über. Erste Biegerisse entstehen in Richtung der Hauptdruckspannungstrajektorien, also senkrecht zu den Hauptzugspannungen. Aus diesen entwickeln sich im weiteren Verlauf Schubrisse, die im querkraftbeanspruchten Bereich des Trägers zur Feldmitte hin geneigt verlaufen (s. Abb. 3).

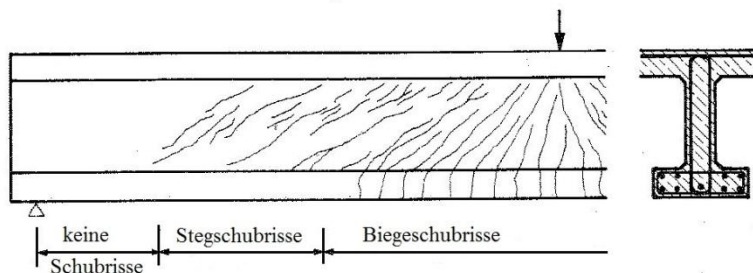


Abb. 3: Verlauf von Biegeschub- und Stegenschubrisen (hier mit Bewehrung) [26]

Bei entsprechenden Randbedingungen (Trägerabmessungen, Belastung, Bewehrungsgrad, usw.) kann es zu einer auf die Querkraftbeanspruchung zurückzuführende Versagensart kommen. Dazu gehören das Biegeschubversagen, das Stegzugversagen und das Verankerungsversagen (vgl. [30]). Biegeschubversagen tritt ein, wenn sich bei zunehmender Belastung aus einem zunächst vorhandenen Biegeschubriss ein kritischer Schubriss entwickelt. Dieser verläuft mit einer flachen Neigung in Richtung der Lasteinleitung. Gleichzeitig wandert der kritische Schubriss auf Höhe der Längsbewehrung auf das Auflager zu, da Druckkräfte infolge einer inneren Kräfteumlagerung die Bewehrung vom restlichen Träger lösen. Letztlich kommt es entweder durch die starke Einschnürung der Druckzonenhöhe zu einem Biegeschubversagen, oder durch das Herausziehen der Längsbewehrung zu einem

Verankerungsversagen. Beide Versagensarten geschehen schlagartig (vgl. [30] und [26]). Stegzugversagen tritt in erster Linie bei Querschnitten mit dünnem Steg und Zuggurt, oder bei Spannbetonträgern ein. Dabei wird die Hauptzugspannung im Steg größer als die aufnehmbare Betonzugfestigkeit und es bildet sich ein, entsprechend den Druckspannungstrajektorien verlaufender, Riss. Ausgehend vom Steg breitet sich dieser in den Zug- und Druckgurt aus und es kommt ähnlich wie bei dem Biegeschubversagen zu einem schlagartigen Versagen (vgl. [30] und [26]).

2.2.2 Schubslankheit

Einen sehr wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit stellt die Schubslankheit λ dar. Sie ist definiert als Quotient aus den Maximalwerten von Moment und Querkraft, bezogen auf die statische Nutzhöhe des Trägers (vgl. [26]).

$$\lambda = \frac{M_{max}/V_{max}}{d} \quad (2-9)$$

mit:

d statische Nutzhöhe des Trägers, $[d] = \text{m}$.

Bei Einfeldträgern, die durch Einzellasten belastet werden, ergibt sich daraus die Schubslankheit a/d . Für Einfeldträger unter einer Linienlast berechnet sich die äquivalente Slankheit aus dem Quotienten der Stützweite und der vierfachen statischen Nutzhöhe $L_{eff}/(4 \cdot d)$. Bei geringer Schubslankheit kann sich ein Sprengwerk ausbilden, bei dem ein sehr großer Lastanteil direkt in das Auflager abgetragen wird. Vor einem Querkraftversagen wird das Versagen der Betondruckzone maßgebend (s. Abb. 4 Nr.2). Bei mittleren Schubslankheiten ($3,0 \leq \lambda \leq 7$) ist die Tragfähigkeit des Trägers geringer, da das Querkraftversagen relevant wird (s. Abb. 4 Nr. 5,6 und 8). Anhand des Bruchbilds in Abb. 4 Nr. 10 ist aber auch ersichtlich, dass ab größeren Slankheitswerten wieder andere Versagensarten – hier das Versagen der Betondruckzone – maßgebend wird. Leonhard gibt den Übergang ab dem kein Querkraftversagen mehr auftreten kann, mit $a/h > 7$ bzw. für Träger unter Flächenlasten mit einem Verhältnis von $L_{eff}/d > 24$ an (vgl. [26]).

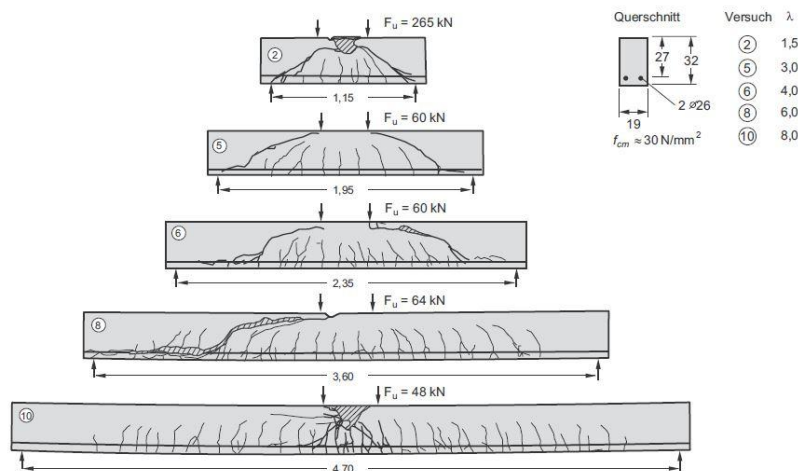


Abb. 4: Rissbilder für unterschiedliche Schubslankheiten λ nach dem Versagen [30]

Die beschriebenen Abhängigkeiten können sehr anschaulich in einem Diagramm dargestellt werden. Wird dort das Bruchmoment eines Trägers in Abhängigkeit der Schubslankheit aufgetragen, ergibt sich ein Verlauf, der aufgrund seiner Form als Schubtal bezeichnet wird. Der Längsbewehrungsgrad beeinflusst die Breite und Tiefe des Schubtals. Durch den Einbau einer Querkraftbewehrung innerhalb des Parameterbereichs, für den das Schubtal stark ausgeprägt ist, kann die Querkrafttragfähigkeit gesteigert und ein sprödes Schubversagen verhindert werden.

2.2.3 Tragmodell

Der Querkraftabtrag bei unbewehrten Bauteilen wird auf die Mechanismen Traganteil der Druckzone, Traganteil der Bruchprozesszone, Traganteil der Rissverzahnung, Traganteil der Dübelwirkung und Traganteil aus direktem Lastabtrag (Sprengwerk und Bogentragwerk) zurückgeführt.

Die Anteile sind alle in unterschiedlichen mechanischen Modellen, mit denen das Tragverhalten beschrieben werden soll, enthalten. Eine Übersicht über einige Bemessungsmodelle ist in Abb. 5 gegeben.


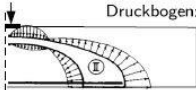
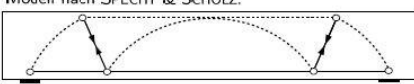
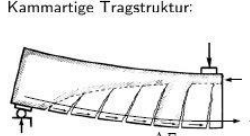
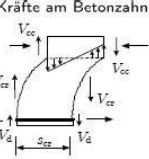
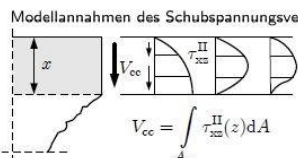
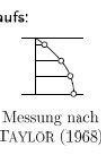
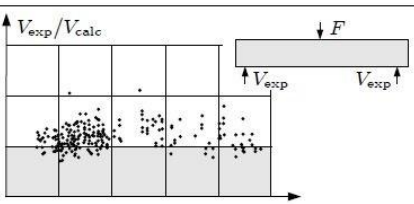
Modell	Lastabtrag	Literatur (Auszug)
Bogenmodelle	<p>Spannungstrajektorien: </p> <p>Druckbogen: </p> <p>Modell nach SPECHT & SCHOLZ: </p>	<p>KANI (1969)</p> <p>KOTSOVOS (1993)</p> <p>SPECHT & SCHOLZ (1995)</p>
Kamm- und Zahnmodelle	<p>Kammartige Tragstruktur: </p> <p>Kräfte am Betonzahn: </p>	<p>KANI (1964)</p> <p>FENWICK & PAULAY (1968)</p> <p>HAMADI (1980)</p> <p>REINECK (1990)</p>
Dominierender Lastabtrag über die Druckzone	<p>Modellannahmen des Schubspannungsverlaufs: </p> <p>Messung nach TAYLOR (1968) </p>	<p>ZINK (2000)</p> <p>KHUNTIA & STOJADINOVIC (2001)</p> <p>TUREYEN (2003)</p> <p>PARK ET AL. (2006)</p>
Empirische Modelle	<p></p>	<p>KORDINA (1985)</p> <p>MODEL CODE (1990)</p> <p>REMMEL (1994)</p> <p>HEGGER (1999)</p> <p>EUROCODE 2 (2005)</p> <p>DIN 1045-1 (2008)</p>

Abb. 5: Tragmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung [15]

Aufgrund der Komplexität der verschiedenen Traganteile, dem unklaren Zusammenwirken der Traganteile, der Vielzahl an Einflussgrößen (z.B.: Art der Belastung, Slankheitsverhältnis, Längsbewehrungsgrad, Betonzusammensetzung), der gegenseitigen Beeinflussung usw., existiert derzeit jedoch kein allgemein anerkanntes Verfahren, mit der das Versagen zuverlässig vorhergesagt werden kann

(vgl. [30]). Für die Bemessungspraxis gibt es deshalb empirische Gleichungen, mit denen das Tragverhalten deutlich zuverlässiger abgebildet wird (vgl. Abschnitt 3.3.1).

2.3 Tragverhalten bei gerissenem Querschnitt mit Querkraftbewehrung

Wie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben, kann die Querkrafttragfähigkeit durch Anordnung einer Querkraftbewehrung im relativ breiten Bereich des Schubtals gesteigert werden. Ist Querkraftbewehrung vorhanden, entspricht der Tragmechanismus zunächst dem des ungerissenen Querschnitts. Erst wenn ein gewisses Lastniveau erreicht ist und sich erste Schubrisse bilden, übernimmt die Querkraftbewehrung die Übertragung von Zugkräften zwischen den Rissufern. Die Duktilität des Bauteils wird dadurch optimiert und ein schlagartiges Schubversagen, wie es bei unbewehrten Bauteilen der Fall ist, kann verhindert werden.

2.3.1 Versagensarten

Infolge Querkraftbeanspruchung kann es bei querkraftbewehrten Querschnitten zu sechs unterschiedlichen Versagensmustern kommen (vgl. [26] und [30]):

- Biegeschubversagen
- Stegzugversagen
- Zugversagen der Querkraftbewehrung
- Stegdruckversagen
- Verankerungsversagen
- Aufspalten des Stegs

Das Biegeschubversagen querkraftbewehrter Bauteile verläuft nahezu identisch zu Querschnitten ohne Querkraftbewehrung (vgl. Abschnitt 2.2.1). Aus ersten vertikalen Biegerissen entwickeln sich flach geneigte Schubrisse. Wandern diese bis in die Druckzone, kann es zu einem schlagartigen Versagen der Betondruckzone kommen. Angekündigt wird das Versagen durch eine breite Öffnung des kritischen Schubrisses, die nur möglich ist, wenn die Streckgrenze der vorhandenen Querkraftbewehrung überschritten wird. Versagt die Querkraftbewehrung noch vor der Betondruckzone, handelt es sich um das sogenannte Zugversagen der Querkraftbewehrung.

Stegdruckversagen wird bei einem hohen geometrischen Bewehrungsgrad ($\rho_w = A_{sw} / s_w \cdot b_w$) infolge geringen Abstands der Querkraftbewehrung und dünner Stege maßgebend. Eine Steigerung der Traglast kann in diesem Fall nur durch die Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse oder durch Änderung der Querschnittsabmessungen erzielt werden. Bevor es zu einem schlagartigen Druckstrebenbruch kommt, bilden sich im Stegbereich unter einem Winkel von 45° zahlreiche Schubrisse.

Verankerungsversagen kann infolge unzureichender Verankerungslänge der Querkraftbewehrung als auch der Biegebewehrung auftreten. Durch konstruktive Regelungen wird dieses Versagen ausgeschlossen. Ein Aufspalten des Stegs kann

nur bei Querkraftaufbiegungen auftreten und wird durch die Kombination mit Bügelbewehrung verhindert.

2.3.2 Tragmodell

Für die Querkraftbemessung mit Querkraftbewehrung wird in der Regel ein parallelgurtiges Fachwerkmodell aus Druck- und Zugstreben betrachtet. Der Obergurt wird durch den Beton, der Untergurt durch Längsbewehrung gebildet. In der klassischen Fachwerkanalogie nach Ritter bzw. Mörsch verlaufen die Druckstreben im Steg entsprechend den Hauptspannungen nach Abschnitt 2.1 unter einem Neigungswinkel von 45° . Die Zugstreben im Steg können senkrecht oder zum Auflager hin geneigt ausgeführt werden und übernehmen alle auftretenden Zugkräfte.

Versuchsbeobachtungen haben jedoch gezeigt, dass die Bügelspannungen bei der klassischen Fachwerkanalogie deutlich hinter den errechneten Werten liegen (vgl. [26] und [30]).

Begründet wird dies damit, dass die Querkraftbewehrung nur einen Teil der gesamten Querkrafttragfähigkeit eines Querschnitts liefert. Die Differenz wird dem Betontraganteil (Traganteil der Druckzone, Rissverzahnung und Dübelwirkung), wie bereits in Abschnitt 2.2.3 für unbewehrte Bauteile beschrieben, zugewiesen. Um den Betontraganteil für eine wirtschaftlichere Bemessung zu berücksichtigen, wurde das klassische Fachwerkmodell weiterentwickelt. Derzeit stehen dafür zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Zum einen kann ein flacherer Druckstrebenneigungswinkel angenommen werden. Zum anderen kann eine explizite Anrechnung des Betontraganteils auf die Querkrafttragfähigkeit vorgenommen werden (vgl. [30]). Für beide Möglichkeiten existieren Bemessungsmodelle. Eine explizite Anrechnung des Betontraganteils wird beispielsweise von Görtz (s. Abschnitt 3.4) vorgenommen. Der aktuelle Eurocode hingegen basiert auf einem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung, wobei dieses Verfahren nach dem nationalen Anhang von Deutschland ebenfalls durch ein Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil ergänzt wird (s. Abschnitt 3.3.2.3).

3 Querkraftbemessung bei vorgespannten Betonbrücken

3.1 Bemessung nach DIN 4227-1

Für die Nachberechnung von Bestandsbrücken ist ein grundlegendes Verständnis über die bei der Planung verwendeten Bemessungsvorschriften wichtig.

Im Folgenden werden die Querkraftbemessung gemäß den Spannbetonnormen von 1953 sowie von 1973 näher betrachtet, da Querkraftdefizite von Spannbetonbrücken verstärkt während der Gültigkeit dieser Vorschriften zu beobachten sind (vgl. [17]).

3.1.1 DIN 4227:1953-10

Während der Gültigkeit der DIN 4227 bis zum Jahr 1973 basierte die Querkraftbemessung auf der vereinfachten Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand 1). Sowohl für den Nachweis unter Gebrauchslast als auch für den Nachweis unter rechnerischer Bruchlast (GZT) wird die maßgebende Hauptzugspannung ermittelt und mit den zulässigen Grenzwerten verglichen.

Die Größe der Hauptzugspannungen wird nach Gleichung (2-6) (s. Abschnitt 2.1) mithilfe der Schubspannung und den Normalspannungen im betrachteten Querschnitt berechnet.

Dabei wird unterschieden in Querschnitte, die nur unter Druckspannungen (volle Vorspannung) stehen, und Querschnitte, die sowohl Druck- als auch Zugspannungen (beschränkte Vorspannung) aufweisen (s. Abb. 6).

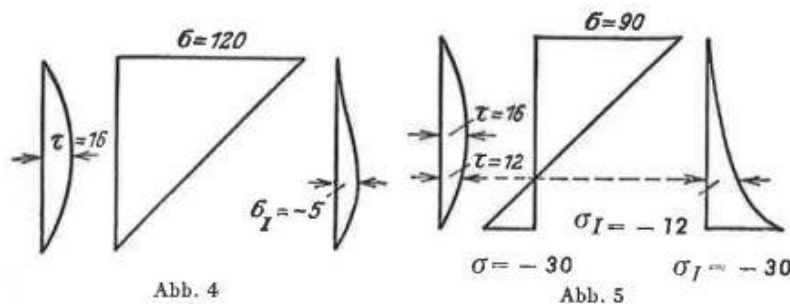


Abb. 6: Spannungsbild; links: Querschnitt überdrückt; rechts: Zugspannungen an unterem Querschnittsrand [20]

Bei Querschnitten, die vollständig durch Druckspannungen belastet sind, muss die maßgebende Hauptzugspannung iterativ für verschiedene Längsfasern des Querschnittes ermittelt werden, bis die maximale Hauptzugspannung gefunden ist (s. Abb. 6). Für Querschnitte mit wechselndem Vorzeichen ist die maßgebende Hauptzugspannung auf Höhe der Nulllinie anzunehmen oder auf der Druckspannungsseite, wenn dort ein größerer Wert vorhanden ist (s. Abb. 6).

Um den maßgebenden Querschnitt in Trägerlängsrichtung zu finden, ist ebenfalls ein iteratives Vorgehen durch die Betrachtung mehrerer Schnitte erforderlich. Eine eindeutige Nachweisstelle, wie diese beispielsweise im EC 2 durch den Abstand d definiert wird, ist nicht angegeben. Werden die Hauptzugspannungen unter Gebrauchslast (GZG) bzw. für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) größer als

eine Grenzspannung, sollen die Querschnittsabmessungen oder die Druckspannungen durch eine erhöhte Vorspannung vergrößert werden.

Eine rechnerische Querkraftbewehrung wird erforderlich, wenn die zulässigen Spannungen überschritten werden. In diesem Fall muss die Hauptzugspannung in den Bereichen, in denen der 0,75-fache Wert der zulässigen Spannung überschritten wird, durch Querkraftbewehrung aufgenommen werden.

Die zulässigen Spannungen (s. Abb. 7) orientieren sich an den bestehenden Regelungen für nicht vorgespannte Tragwerke, da zur damaligen Zeit keine systematisch durchgeführten Versuche existierten (vgl. [29]).

Eine Umrechnung der alten Festigkeitsklassen in die neuen Festigkeitsklassen kann mit den in der Nachrechnungsrichtlinie [18] angegebenen Formeln erfolgen.

Für Balken muss eine kreuzweise angeordnete Mindestbewehrung vorhanden sein. Diese soll 0,3% des Rauminhalts des Betons entsprechen und sowohl in Längs- als auch in Querrichtung angeordnet werden. Eine spezielle Mindestquerkraftbewehrung wurde jedoch erst im Jahr 1966 mit der Einführung zusätzlicher Bestimmungen durch das BMV [2] vorgeschrieben.

Eine übersichtliche Darstellung zur schematischen Vorgehensweise bei der Bemessung ist in Abb. 7 gezeigt. Dabei wurden anstelle der damaligen Bezeichnungen die heute üblichen Bezeichnungen aus dem Eurocode verwendet.

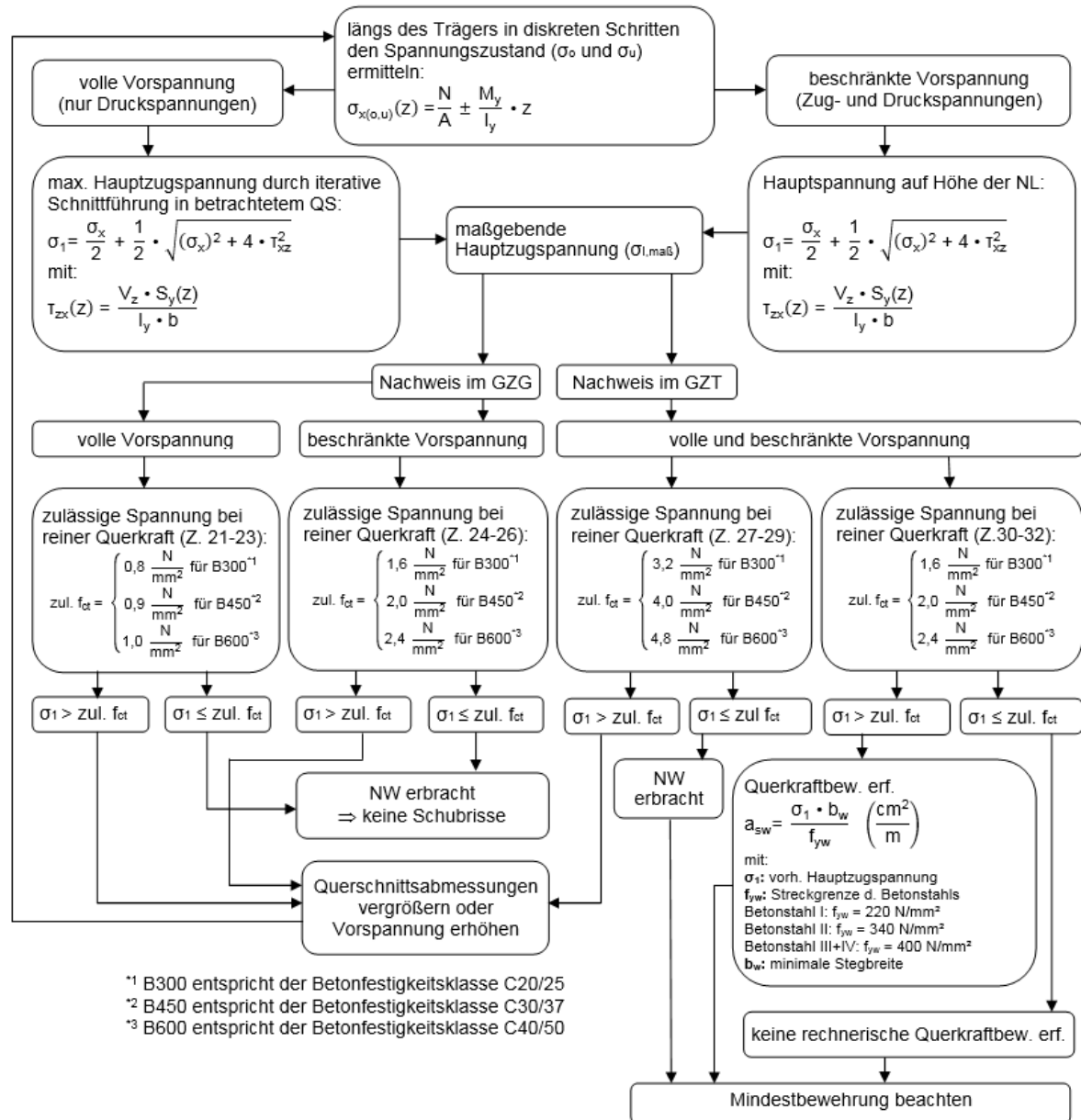


Abb. 7: Vorgehensschema zur Querkraftbemessung nach DIN EN 4227:1953-10

3.1.2 DIN 4227: 1973-06 (mit ergänzenden Bestimmungen: 1976-10)

Ab der DIN 4227:1973-06 wird der Träger für die Nachweisführung in Längsrichtung in zwei Zonen unterteilt. In der Zone a entwickeln sich Querkraftrisse ausgehend vom Steg. Biegerisse sind keine zu erwarten. In der Zone b hingegen entwickeln sich Querkraftrisse aus den Biegerissen im Zuggurt.

Die Zone a ist als Bereich definiert, in dem die Randzugspannung die Grenzen nach Abb. 8 nicht überschreitet. Demnach gehören zur Zone a die Bereiche am Endauflager, die Bereiche in der Nähe der Momentennullpunkte, sowie Druckgurtbereiche.

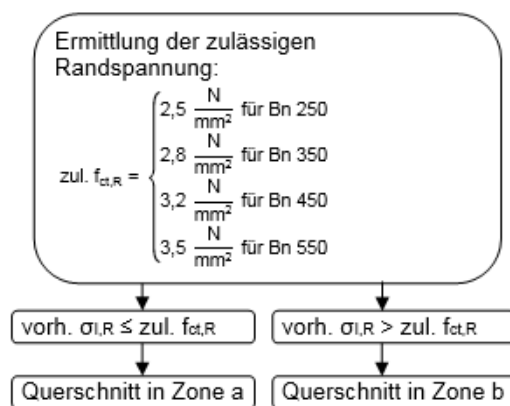


Abb. 8: Vorgehen zur Bestimmung des Querschnittsbereichs

Für die Bemessung wird kein maßgebender Querschnitt für die Querkraftbemessung vorgegeben. In der damaligen Literatur (vgl. [25]) wird aber darauf hingewiesen, dass der kritische Schnitt bei direkter Lagerung im Abstand $0,5 \cdot d$ angenommen werden kann.

3.1.2.1 Spannungsnachweise im GZT in Zone a

Da im Bereich a nur beschränkte Risse auftreten und nur eine geringe Kräfteumlagerung auftritt (vgl. [25]), wird der Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen sowie der Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen nach Zustand 1 verlangt.

Bei dem zuerst Genannten ist nachzuweisen, dass die ermittelten Hauptzugspannungen kleiner sind als die in einer Tabelle angegebenen Grenzwerte (s. Abb. 9).

Mit dem Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen soll sichergestellt werden, dass die Druckstreben insbesondere bei schmalen Stegen nicht versagen. Die schiefen Hauptdruckspannungen können vereinfacht, wie in Abb. 9 dargestellt, berechnet werden.

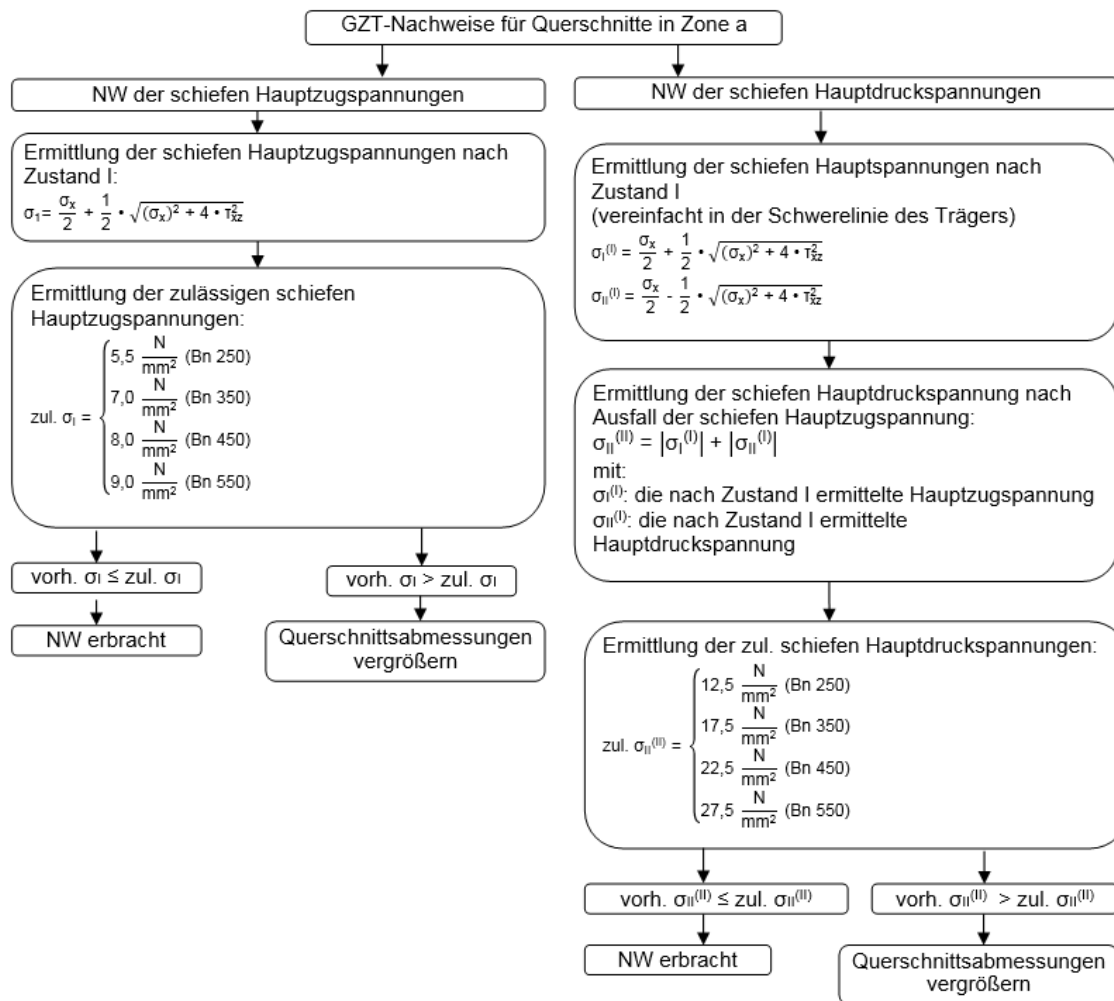


Abb. 9: Vorgehen beim GZT-Nachweis für Querschnitte in der Zone a nach DIN 4227:1973-06

3.1.2.2 Spannungsnachweise im GZT in Zone b

Aufgrund von Schub- und Biegerissen im rechnerischen Bruchzustand im Bereich der Zone b kann der Nachweis nicht mehr mit Hauptspannungen geführt werden. Für die Querkraftbeanspruchung der Zone b ist deshalb festgelegt, dass ein Schubspannungsrechenwert τ_R einen zulässigen Wert nicht überschreiten darf.

In den ungerissenen Druckgurten müssen zusätzlich die schiefen Hauptzugspannungen nachgewiesen werden (s. Abb. 10).

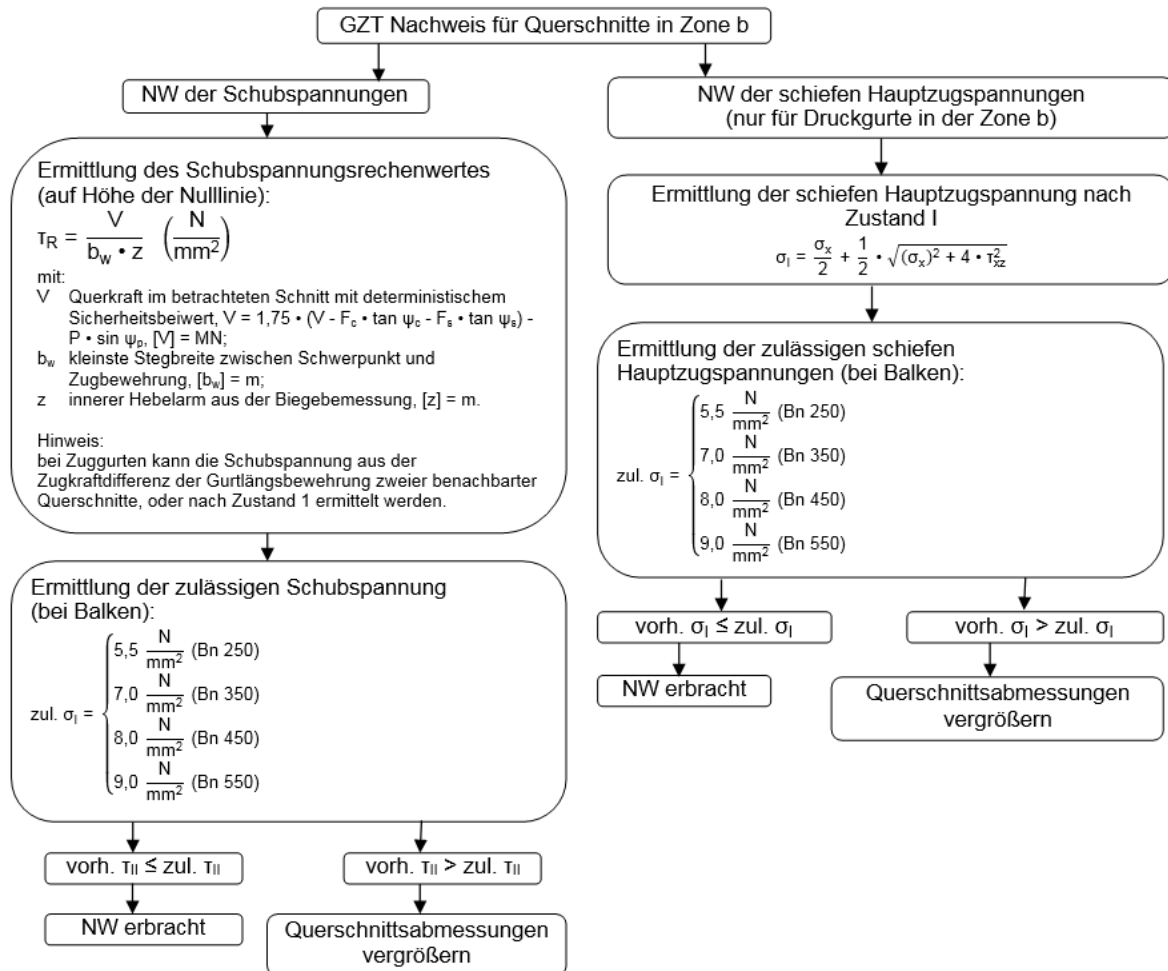


Abb. 10: Vorgehen beim GZT-Nachweis für Querschnitte in der Zone b nach DIN 4227:1973-06

3.1.2.3 Bemessung der Bewehrung

Eine Querkraftbewehrung muss rechnerisch nachgewiesen werden, wenn unter dem Lastfall rechnerische Bruchlast (EC: GZT) die Schubspannung der Zone b, bzw. die Hauptzugspannung der Zone a eine Nachweisgrenze überschreitet. Innerhalb der Zone a müssen alle auftretenden Zugspannungen durch Bewehrung aufgenommen werden. Die Bemessung im Bereich b basiert auf dem klassischen Fachwerkmodell. Wird dieses Modell mit einer Druckstrebenneigung von 45° verwendet, handelt es sich nach der DIN 4227 um volle Schubdeckung. Liegt der Bemessung durch die erweiterte Fachwerkanalogie ein flacherer Druckstrebenneigungswinkel zugrunde, handelt es sich aufgrund der reduzierten Querkraftbewehrung um die verminderte Schubdeckung. Das schematische Vorgehen bei der Bemessung ist in Abb. 11 dargestellt.

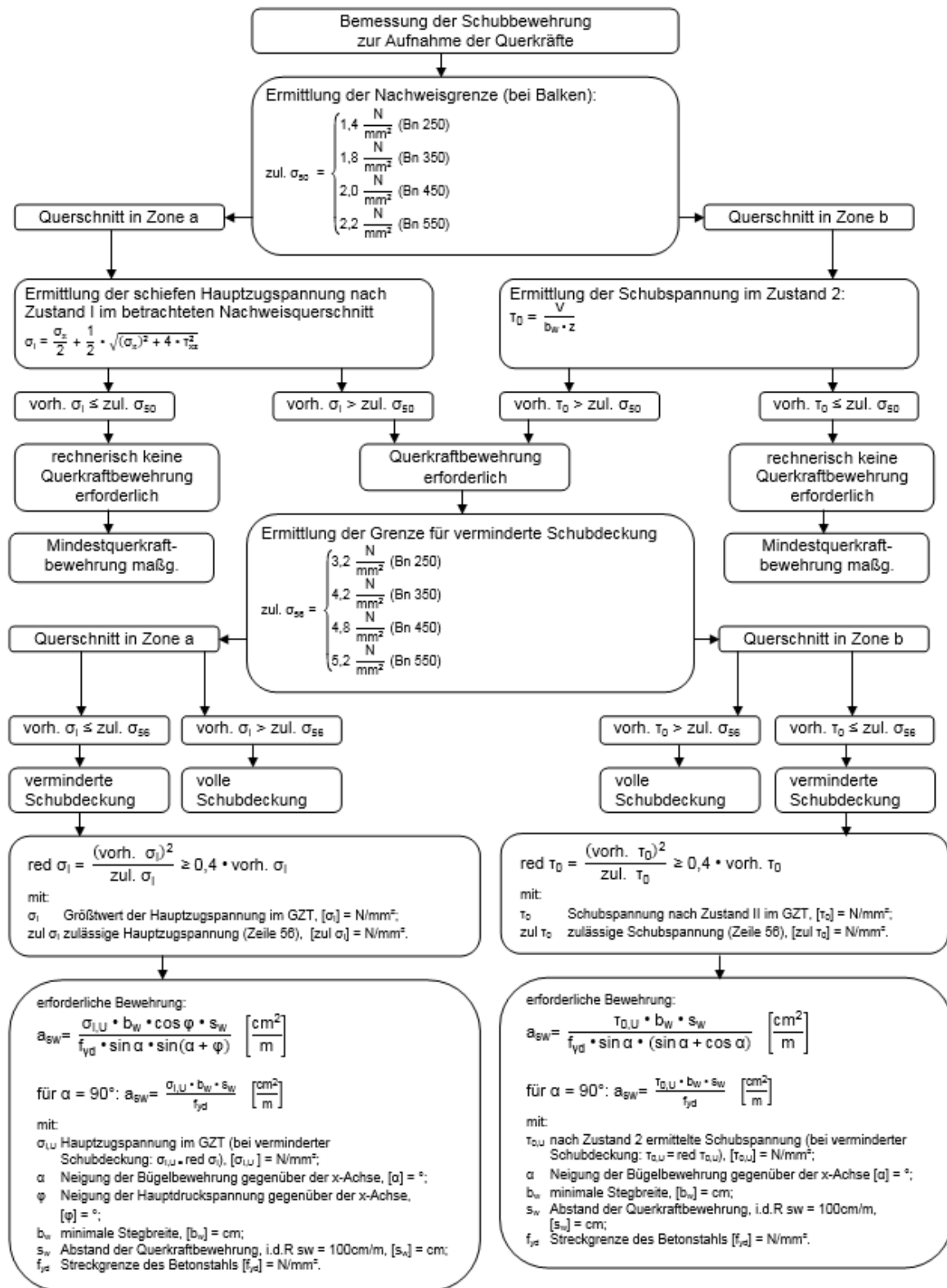


Abb. 11: Vorgehen bei Ermittlung der Querkraftbewehrung nach DIN 4227:1973-06

3.2 Bemessung nach DIN-Fachbericht 102:2009-03

3.2.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung stehen zwei unterschiedliche Nachweisverfahren zur Verfügung. Da die erste Nachweismöglichkeit identisch zu dem Vorgehen nach DIN EN 1992-2-1:2010-12 ist, wird diese erst in Abschnitt 3.3.1 betrachtet.

Die zweite Möglichkeit basiert auf einem Hauptspannungsnachweis und darf bei vorwiegend ruhender Belastung in Auflagernähe an mehrfeldrigen Betonbrücken angewendet werden. Im Eurocode für den Betonbrückenbau ist diese Form der Nachweisführung nicht mehr enthalten. Lediglich nach der DIN EN 1992-1-1:2011-01 darf bei statisch bestimmten Einfeldträgern, die vorgespannt oder durch große Druckkräfte beansprucht werden, die Querkrafttragfähigkeit in ungerissenen Querschnitten mit Gleichung (3-1) ermittelt werden.

$$V_{Rd,c} = \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (\text{kN}) \quad (3-1)$$

mit:

I_y Flächenträgheitsmoment, $[I_y] = \text{cm}^4$;

b_w Querschnittsbreite in der Schwerachse unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre, $[b_w] = \text{cm}$;

S_y Flächenmoment 1. Grads oberhalb der Schwerachse, $S_y = \sum_{i=1}^n A_{i0} \cdot z_{si,0}$, $[S_y] = \text{cm}^3$;

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit; $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$, $[f_{ctd}] = \text{N/mm}^2$;

γ_c Sicherheitsbeiwert für Beton, $\gamma_c = 1,5$;

α_{ct} Beiwert, $\alpha_{ct} = 0,85$;

α_l Beiwert,

bei sofortigem Verbund: $\alpha_l = I_x / I_{pt2} \leq 1,0$,

für Drucknormalkräfte und andere Vorspannarten: $\alpha_l = 1,0$;

I_x Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Übertragungslänge;

I_{pt2} der obere Grenzwert der Übertragungslänge des Spannglieds (s. EC 2, Gleichung 8.18);

σ_{cp} Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Normalkraft oder Vorspannung,

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$, bei Druck: $N_{Ed} > 0$, $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$.

Als ungerissen nach DIN-Fachbericht gelten Bereiche, in denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Biegezugspannung kleiner als $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ ist.

Der in der Regel günstigere Nachweis – hauptsächlich bei profilierten, vorgespannten Trägern mit schmalen Stegen und dicken Gurten – ist möglich, da in diesem Fall die Versagensart „Stegzugversagen“ maßgebend ist [30]. Wie in Abschnitt 2.2.1 beschrieben, bleibt der Zuggurt beim Stegzugversagen ungerissen und das Versagen tritt erst durch Diagonalrissbildung im Steg ein. Die Diagonalrissbildung kann vermieden werden, wenn die Hauptzugspannung im Steg die Betonzugfestigkeit nicht überschreitet:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \leq f_{ctd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3-2)$$

mit:

σ_x Normalspannung in Trägerlängsrichtung (x-Richtung), $[\sigma_x] = \text{N/mm}^2$;

τ_{xz} Schubspannung in der x-Ebene in Richtung der z-Achse, $[\tau_{xz}] = \text{N/mm}^2$.

Gleichung (3-2) aufgelöst nach der Schubspannung τ_{xz} führt zu:

$$\tau_{xz} = \sqrt{f_{ctd}^2 - f_{ctd} \cdot \sigma_x} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3-3)$$

mit:

σ_x Normalspannung in Trägerlängsrichtung (x-Richtung), $[\sigma_x] = \text{N/mm}^2$;

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit; $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$, $[f_{ctd}] = \text{N/mm}^2$.

Die im DIN-Fachbericht enthaltene Gleichung (3-1) ergibt sich, wenn die Schubspannungsgleichung (2-4) nach der Querkraft V aufgelöst und Gleichung (3-3) darin eingesetzt wird.

3.2.2 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Das Nachweisschema ist nahezu identisch zur aktuell gültigen DIN EN 1992-2 und wird in Abschnitt 3.3.2 beschrieben. Eine geringfügige Abweichung betrifft die Regelungen zu den Druckstrebenneigungswinkeln. Im DIN-Fachbericht wird mit $\cot \Theta = 4/7$ im Vergleich zu $\cot \Theta = 1,0$ im Eurocode eine etwas größere Neigungsobergrenze ermöglicht. Allerdings sollte die Begrenzung nach DIN-Fachbericht nur für geneigte Querkraftbewehrung angewendet werden. Für senkrechte Bewehrung gilt ebenfalls ein Druckbogenneigungswinkel von $\cot \Theta = 1,0$.

3.3 Bemessung nach DIN EN 1992-2-1:2010-12

3.3.1 Gerissene Querschnitte ohne Querkraftbewehrung

Die Bemessung für gerissene Querschnitte ohne Querkraftbewehrung ist in erster Linie für die Bemessung von Platten relevant, da dort ein umständlicher Einbau von Querkraftbewehrung vermieden werden soll. Bei Trägern ist in der Regel eine Querkraftbewehrung erforderlich.

Für die Nachberechnung von bestehenden Tragwerken besteht jedoch die grundsätzliche Möglichkeit dass unter Ansatz der günstig wirkenden Vorspannung der Querkraftnachweis für Träger auch ohne Querkraftbewehrung erbracht werden kann. Das Bemessungsmodell nach DIN EN 1992-2-1:2010-12 basiert auf einem empirischen Modell, mit dem die maximale Traglast derzeit besser prognostiziert werden kann als mit mechanischen Modellen. Demnach wird die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung mit Gleichung (3-4) bestimmt:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{MN}) \quad (3-4)$$

mit:

$C_{Rd,c}$ landesspezifischer Wert, für Deutschland: $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$;

γ_c Sicherheitsbeiwert, $\gamma_c = 1,5$;

k Maßstabsfaktor, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

ρ_l Bewehrungsgrad, $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$;

A_{sl} Fläche der Zugbewehrung, die mit $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird. (s. auch [14]), $[A_{sl}] = \text{cm}^2$;

b_w kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone, $[b_w] = \text{m}$;

d statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl, $[d] = \text{m}$;

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen, $[f_{ck}] = \text{N/mm}^2$;

k_1 landesspezifischer Wert, für Deutschland: $k_1 = 0,12$;

σ_{cp} Normalspannung im Querschnitt (Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen), $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$, $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$.

Falls der Nachweis im ersten Schritt nicht eingehalten ist, kann versucht werden, die Tragfähigkeit durch einen Mindestwert des Querkraftwiderstands nachzuweisen:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{MN}) \quad (3-5)$$

mit:

v_{min} landesspezifischer Wert; für Deutschland,

$v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ für $d \leq 600\text{mm}$,

$v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ für $d > 800\text{mm}$;

γ_c Sicherheitsbeiwert, $\gamma_c = 1,5$;

k : Maßstabsfaktor, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

k_1 landesspezifischer Wert, für Deutschland: $k_1 = 0,12$;

σ_{cp} Zugspannung im Beton (Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen),
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$, $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$.

A_{sl} Fläche der Zugbewehrung, die mit $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird. (s. auch [14]), $[A_{sl}] = \text{cm}^2$;

b_w kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone, $[b_w] = \text{m}$;

d statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl, $[d] = \text{m}$;

3.3.2 Gerissene Querschnitte mit Querkraftbewehrung

Wie in Abschnitt 2.3.1 beschrieben, tritt Querkraftversagen von querkraftbewehrten Bauteilen ein, wenn entweder die Druckstreben­tragfähigkeit oder die maximale Zugstreben­tragfähigkeit erreicht wird.

3.3.2.1 Druckstreben Tragfähigkeit

Die Druckstreben tragfähigkeit berechnet sich nach der DIN EN 1992-1-1:2011 entsprechend Gleichung (3-6). Im Teil 2 des Eurocodes fehlt der Anteil $\cot \alpha$, womit der günstige Einfluss geneigter Bügel auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden kann. Allerdings spielt die geneigte Bewehrung in der Baustellenpraxis auch nur eine sehr untergeordnete Rolle.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\text{MN}) \quad (3-6)$$

mit:

α_{cw} Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt. Nach dem nationalen Anhang Deutschlands: $\alpha_{cw} = 1,0$;

b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{cm}$;

z innerer Hebelarm aus der Biegebemessung (s. NCI Zu 6.2.3 (1)), $[z] = \text{cm}$;

v_1 Festigkeitsabminderungsbeiwert für den unter Querkraftbeanspruchung gerissenen Beton. Nach dem nationalen Anhang Deutschlands: $v_1 = 0,75$ ($\leq C50/60$);

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

α Neigungswinkel der Querkraftbewehrung, $[\alpha] = ^\circ$;

θ Druckstrebenneigungswinkel, $[\theta] = ^\circ$.

Die Druckstreben tragfähigkeit wird anhand eines idealisierten Fachwerkmodells entsprechend Abb. 12 hergeleitet.

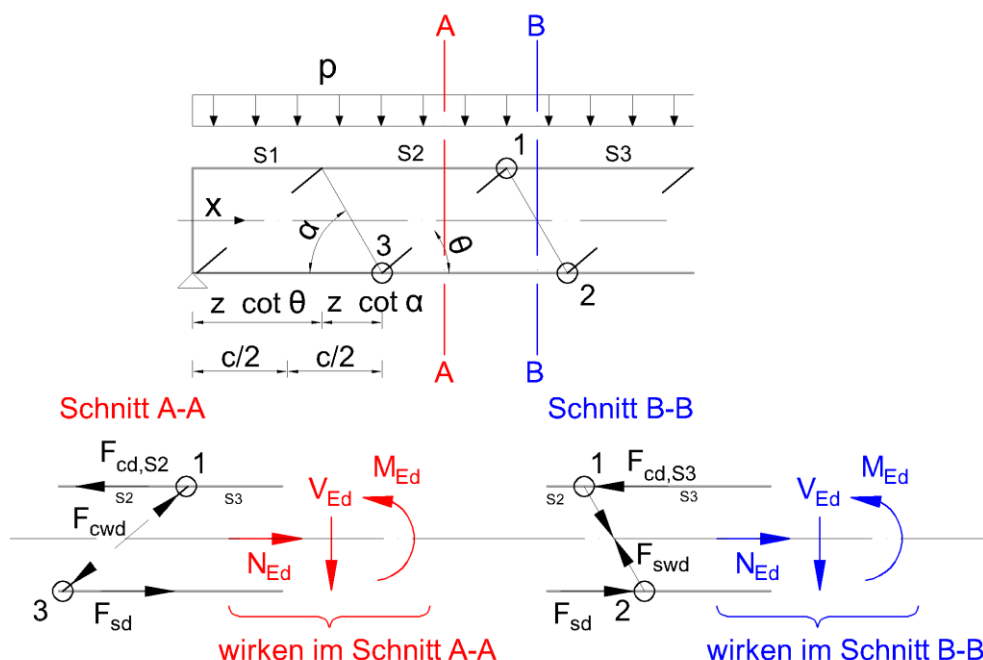


Abb. 12: Fachwerkmodell

Der Ritterschnitt in Schnitt A-A ergibt die Druckstrebenkraft F_{cwd} nach Gleichung (3-7).

$$\downarrow \sum V = 0: V_{Ed} - \sin(\theta) \cdot F_{cwd} = 0 \rightarrow F_{cwd} = \frac{V_{Ed}}{\sin(\theta)} \quad (3-7)$$

Mit der Breite c_1 des Druckspannungsfelds kann die Druckspannung nach Gleichung (3-8) berechnet werden. Durch Einsetzen der aufnehmbaren Betonspannung ($\sigma_{cw} = v_1 \cdot f_{cd}$) sowie eines zusätzlichen Beiwerts α_{cw} kann Gleichung (3-6) durch Umstellung nach V_{Ed} angegeben werden.

$$\sigma_{c wd} = \frac{F_{cw}}{b_w \cdot c_1} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{V_{Ed} \cdot (1 + \cot^2 \theta)}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (3-8)$$

3.3.2.2 Zugstreben tragfähigkeit

Die Zugstreben tragfähigkeit berechnet sich entsprechend dem Eurocode nach Gleichung (3-9).

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (\text{kN}) \quad (3-9)$$

mit:

A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[A_{sw}] = \text{cm}^2$;

s Abstand der Bügel in Längsrichtung, $[s] = \text{m}$;

z innerer Hebelarm aus der Biegebemessung (s. NCI Zu 6.2.3 (1)), $[z] = \text{m}$;

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung, $[f_{ywd}] = \text{kN/cm}^2$;

θ Druckstrebenneigungswinkel, $[\theta] = ^\circ$.

α : Neigungswinkel der Querkraftbewehrung, $[\alpha] = ^\circ$.

Diese Gleichung kann ebenfalls bei Betrachtung des Fachwerks in Abb. 12 aufgestellt werden. Die Gleichgewichtsbetrachtung im Schnitt B-B liefert die Zugstrebenkraft F_{swd} nach Gleichung (3-10).

$$\downarrow \sum V = 0: F_{c wd} \cdot \sin(\theta) - F_{swd} \cdot \sin(\alpha) = 0$$

$$\rightarrow V_{Ed} - F_{swd} \cdot \sin(\alpha) = 0 \rightarrow F_{swd} = \frac{V_{Ed}}{\sin(\alpha)} \quad (3-10)$$

Die Spannung im durch die Zugstrebe idealisierten Spannungsfeld ergibt sich, wenn die Strebenkraft F_{swd} durch die Bügelbewehrungsmenge $A_{sw, \alpha}$ dividiert wird.

$$\sigma_{swd} = \frac{F_{swd}}{A_{sw, \alpha}} = \frac{F_{swd}}{a_{sw, \alpha} \cdot c \cdot \sin \alpha} = \frac{F_{swd}}{\frac{a_{sw}}{\sin \alpha} \cdot c \cdot \sin \alpha}$$

$$\rightarrow \frac{V_{Ed}}{a_{sw} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (3-11)$$

Gleichung (3-11) nach V_{Ed} umgeformt und die Streckgrenze der Querkraftbewehrung eingesetzt liefert schließlich die im Eurocode enthaltene Formel.

3.3.2.3 Druckstrebenneigungswinkel

Der Druckstrebenneigungswinkel wird entsprechend dem nationalen Anhang des Eurocodes für Deutschland mit Gleichung (3-12) ermittelt. Nach dem nationalen Anhang Deutschlands [13] kann der Druckstrebenneigungswinkel bei vorgespannten Bauteilen aber auch vereinfacht mit $\theta = 1,2$ angenommen werden.

$$1,0 \leq \cot(\theta) \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq \begin{cases} 3,0 \text{ nach DIN EN 1992-1/NA} \\ 1,75 \text{ nach DIN EN 1992-2/NA} \end{cases} \quad (3-12)$$

mit:

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts, $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

$V_{Rd,cc}$ Betontraganteil, $V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$, $[V_{Rd,cc}] = \text{MN}$;

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, $[V_{Ed}] = \text{MN}$;

c $c = 0,5$;

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen, $[f_{ck}] = \text{N/mm}^2$;

b_w Stegbreite bzw. kleinste Querschnittsbreite, $[b_w] = \text{m}$.

Grundsätzlich können die Tragfähigkeiten der Druck- und Zugstrebe nach Gleichung (3-6) und (3-9) mit beliebigem Druckstrebenneigungswinkel zwischen $0^\circ < \theta < 90^\circ$ ($\infty > \cot \theta > 0$) berechnet werden. Erst für kleinere oder größere Winkel ergeben sich negative und damit unsinnige Werte für die Bewehrung bzw. für die Druckstreben-tragfähigkeit.

In der Praxis muss der Druckstrebenneigungswinkel jedoch begrenzt werden. Zum einen werden die Spannungen nach Gleichung (3-8) bzw. Gleichung (3-11) für $\cot \theta \rightarrow 0$ bzw. $\cot \theta \rightarrow \infty$ größer als die Grenzspannungen (σ_{cwd} und σ_{swd}). Zum anderen führen zu flache Druckstrebenneigungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu großen Schubrisen, sodass die Druckstrebenkräfte nicht mehr übertragen werden können (vgl. [30]). Die freie Wahl des Druckstrebenneigungswinkels wird deshalb im Eurocode zwischen $1,0 \leq \cot \theta \leq 3,0$ eingeschränkt.

Nach dem nationalen Anhang Deutschlands soll die untere Beschränkung des Druckstrebenneigungswinkels nicht kleiner gewählt werden, als eine zusätzliche Beschränkung, die sich aus einem mechanischen Modell ergibt. Bei dem sogenannten Fachwerkmodell mit Rissreibung werden innerhalb des Schubrisses Normal- und Tangentialkräfte übertragen. Diese ermöglichen neben dem Querkraftanteil der Bügelbewehrung den zusätzlichen Querkraftanteil $V_{Rd,c}$, sodass sich die maximale Querkrafttragfähigkeit im GZT nach Gleichung (3-13) ergibt.

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy} + V_{Rd,c} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \beta_r + V_{Rd,c} \quad (\text{MN}) \quad (3-13)$$

mit:

$V_{Rd,sy}$ Bügeltraganteil, $[V_{Rd,sy}] = \text{MN}$;

$V_{Rd,c}$ Betontraganteil aus Rissreibung, $[V_{Rd,c}] = \text{MN}$.

Außerdem ergibt sich die maximale Querkrafttragfähigkeit nach der Fachwerkanalogie mit dem kleinsten Druckstrebenneigungswinkel θ_{\min} :

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta_{\min} \quad (3-14)$$

Durch Einsetzen der beiden Formeln ergibt sich der Druckstrebenneigungswinkel:

$$\begin{aligned} \frac{V_{Ed}}{\cot \theta} \cdot \cot \beta_r + V_{Rd,c} &= V_{Rd,sy} \\ \rightarrow \cot \theta &= \frac{\cot \beta_r}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \end{aligned} \quad (3-15)$$

Der darin enthaltene Risswinkel β_r kann unter der Annahme, dass sich die Schubrisse auf Höhe der Schwerachse entsprechend den Druckspannungstrajektorien orientieren, bestimmt werden:

$$\cot \beta_r = \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \quad (3-16)$$

mit:

σ_x Normalspannung in x-Richtung (Druck negativ), $[\sigma_x] = \text{N/mm}^2$;

f_{ct} Betonzugfestigkeit, $[f_{ct}] = \text{N/mm}^2$.

Eine Vorspannung führt zu einer flacheren Neigung der Druckstreben, sodass sich die erforderliche Querkraftbewehrung durch die vergrößerte horizontale Projektionslänge c (s. Abb. 12) verringert. Gleichung (3-16) kann durch Linearisierung an eine Gerade angenähert werden, sodass der im Eurocode enthaltene Zählerterm entsteht:

$$\cot \beta_r = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad (3-17)$$

Sehr anschaulich werden die Begrenzungen des Druckstrebenneigungswinkels in dem sogenannten Plastizitätskreis dargestellt (s. Abb. 13).

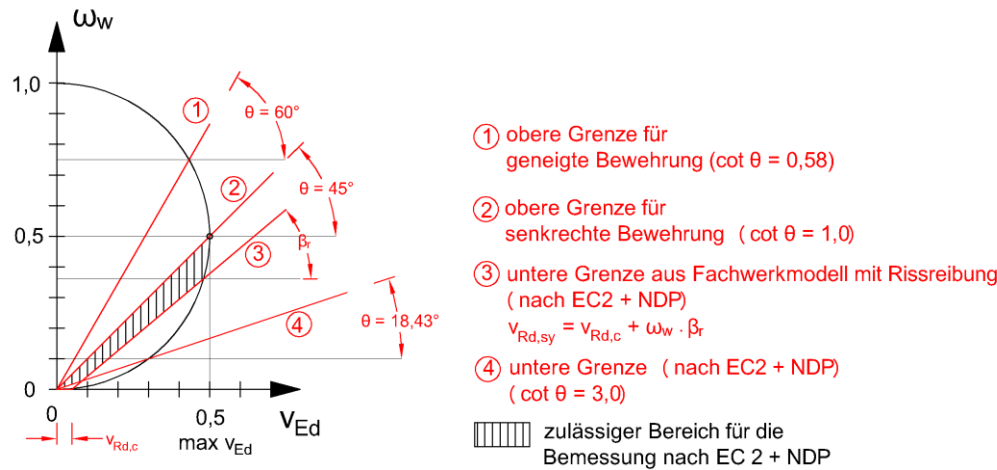


Abb. 13: Plastizitätskreis mit Angabe der oberen und unteren Neigungsbegrenzung der Druckstrebe

Der Kreis stellt den Zustand dar, bei dem sowohl die Bügeltragfähigkeit als auch die Betondruckstrebe tragfähigkeit vollständig ausgenutzt sind ($V_{Rd,sy} = V_{Rd,max}$). Die maximale Querkrafttragfähigkeit ergibt sich bei $\omega_w = 0,5$ mit der dazugehörigen bezogenen Tragfähigkeit $v_{Rd} = 0,5$. Alle Werte innerhalb des Kreises führen zu einer ausreichenden Tragfähigkeit bei der die maximale Beanspruchbarkeit der Betondruckstrebe nicht erreicht wird. Für Werte die außerhalb des Kreises liegen ist die Tragfähigkeit nicht gegeben (vgl. [30]). Die untere Grenze nach dem nationalen Anhang Deutschlands kann als Geradengleichung im Plastizitätskreis dargestellt werden (s. Abb. 13). Diese Geradengleichung ergibt sich durch Gleichsetzen der Gleichung (3-13) und (3-14) mit anschließendem Auflösen nach dem minimalen Druckstrebenneigungswinkel θ_{min} :

$$\cot \theta_{min} = \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z} = \cot \beta_r + v_{Rd,c} \cdot \frac{1}{\omega_w}$$

$$\rightarrow \cot \theta_{min} \cdot \omega_w = \cot \beta_r \cdot \omega_w + v_{Rd,c} \rightarrow v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \cot \beta_r \cdot \omega_w$$

$$\rightarrow \omega_w = (v_{Rd,sy} - v_{Rd,c}) \cdot \tan \beta_r \quad (3-18)$$

mit:

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}$$

$$v_{Rd,sy} = v_{Ed} = \omega_w \cdot \cot \theta_{min}$$

$$\omega_w = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s_w \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}$$

Die Kreisgleichung (s. Gleichung (3-21)) wird mithilfe der bezogenen Größen $v_{Rd,max}$ (s. Gleichung (3-20)) und $v_{Rd,y}$ (s. Gleichung (3-19)), sowie unter der Bedingung, dass die maximale Tragfähigkeit erreicht ist, wenn sowohl die Druck- als auch die Zugstrebe tragfähigkeit erreicht ist ($v_{Ed} = v_{Rd,max} = v_{Rd,sy}$), hergeleitet.

$$V_{Rd,sy} = \frac{V_{Rd,sy}}{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}} \cdot \cot \theta = \omega_w \cdot \cot \theta$$

$$\rightarrow \cot \theta = \frac{V_{Rd,sy}}{\omega_w} \quad (3-19)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}} = \frac{1}{\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta}} = \frac{\cot \theta}{\cot^2 \theta + 1} \quad (3-20)$$

(3-19) in (3-20):

$$V_{Ed} = \frac{\frac{V_{Ed}}{\omega_w}}{\left(\frac{V_{Ed}}{\omega_w}\right)^2 + 1} = \frac{V_{Ed} \cdot \omega_w}{V_{Ed}^2 + \omega_w^2} \rightarrow V_{Ed} = \sqrt{\omega_w - \omega_w^2} \quad (3-21)$$

3.4 Ansatz nach Görtz

3.4.1 Allgemeines

Das Ingenieurmodell von Görtz lässt sich sowohl für Stahlbetonbauteile als auch für Spannbetonbauteile anwenden. Es basiert auf einem Betontraganteil und, wenn Querkraftbewehrung vorhanden ist, auf einem zusätzlichen Fachwerktraganteil (s. Gleichung (3-22)). Im Vergleich zum aktuellen Eurocode resultiert daraus ein gleitender Übergang bei der Querkraftbemessung von unbewehrten bzw. bewehrten Querschnitten.

$$V_{Rd} = V_{Rd,sy} + V_{Rd,c} = V_{Rd,sy} + K_s \cdot V_{c,s} + K_p \cdot V_{c,p} \leq V_{Rd,max} \quad (3-22)$$

mit:

- $V_{Rd,sy}$ Fachwerktraganteil, s. Gleichung (3-23), $[V_{Rd,sy}] = \text{MN}$;
- $V_{Rd,c}$ Betontraganteil, $[V_{Rd,c}] = \text{kN}$;
- $V_{c,s}$ Anteil der ungerissenen Druckzone, s. Gleichung (3-25), $[V_{c,s}] = \text{MN}$;
- $V_{c,p}$ Sprengwerkanteil bei Druckkräften/Vorspannung, $[V_{c,p}] = \text{MN}$;
- $V_{Rd,max}$ maximale Druckstreben Tragfähigkeit; s. Gleichung (3-24), $[V_{Rd,max}] = \text{MN}$;
- K_s Anpassungsfaktor; $K_s = 1 - \frac{\omega_{w,ct}}{3}$;
- K_p Anpassungsfaktor, $K_p = 1 - \omega_{w,ct}$;
- $\omega_{w,ct}$ mechanischer Querkraftbewehrungsgrad; $\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot \frac{f_{ym}}{f_{ctm}}$;
- ρ_w geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung, $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w}$;
- A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[A_{sw}] = \text{cm}^2$;
- b_w Stegbreite des Bauteils, $[b_w] = \text{cm}$;
- s_w Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse, i.d.R. $s_w = 100 \text{ cm/m}$;
- f_{ym} Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls; $f_{ym} = f_{yk}$, $[f_{ym}] = \text{N/mm}^2$.

Der jeweilige Anteil von $V_{Rd,sy}$ und $V_{Rd,c}$ an der Querkrafttragfähigkeit hängt hauptsächlich vom Bügelbewehrungsgrad ab. Görtz unterscheidet bei seinen Untersuchungen zwischen geringen ($\omega_{w,ct} < 1,0$), mittleren ($1,0 < \omega_{w,ct} < 3,5$) und hohen

($\omega_{w,ct} > 3,5$) Querkraftbewehrungsgraden. Je höher dieser Wert liegt, desto feiner ist das vorhandene Rissbild. Ein Steifigkeitsverlust und die damit verbundene Aktivierung des Betontraganteils stellt sich mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad später ein. Der Betontraganteil wird deshalb bei steigender Verbügelung mit dem Faktor κ_s abgemindert.

3.4.2 Fachwerktraganteil

Der Fachwerktraganteil wird zeitgleich mit der ersten Rissbildung aktiviert. Er versagt erst, wenn die Betondruckstrebe oder alternativ die Zugstrebe die maximale Tragfähigkeit erreicht haben. Die Formeln zur Berechnung der Strebentragfähigkeiten sind zwar aus dem Eurocode bekannt, sie unterscheiden sich jedoch bei dem Druckstrebenneigungswinkel (vgl. Abschnitt 3.4.4). Die Zugstrebentragfähigkeit kann nach Gleichung (3-23) berechnet werden:

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \beta_r \quad (\text{kN}) \quad (3-23)$$

mit:

- a_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[a_{sw}] = \text{cm}^2/\text{m}$;
- f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; i.d.R.: $f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$;
- z innerer Hebelarm, $[z] = \text{m}$;
- $\cot \beta_r$ Risswinkel, siehe 3.4.4.

Die Druckstrebentragfähigkeit ergibt sich nach Gleichung (3-24):

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \beta_r + \frac{1}{\cot \beta_r}} \quad (\text{MN}) \quad (3-24)$$

mit:

- v_1 Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen, $v_1 = 0,75$;
- f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;
- b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;
- z innerer Hebelarm, $[z] = \text{m}$;
- $\cot \beta_r$ Risswinkel, siehe Abschnitt 3.4.4.

3.4.3 Betontraganteil

Görtz stellte bei seinen durchgeführten Untersuchungen fest, dass die Druckzone bei unverbügelter Betonquerschnitten den größten Anteil an der Querkraftabtragung hat (vgl. [21]). Er bestätigte damit vorhergehende Untersuchungen von Zink (vgl. [31]), der die Querkrafttragfähigkeit gerissener Querschnitte ebenfalls auf die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone zurückführte.

Somit kann Görtz zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone den gleichen Ansatz wie Zink verwenden (s. Gleichung (3-25)).

$$V_{c,s} = \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d}\right)^{0,25} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (\text{MN}) \quad (3-25)$$

mit:

k_x bezogene Druckzonenhöhe, $k_x = x/d$;

$f_{ctk;0,05}$ 5% Quantil des charakteristischen Werts der zentrischen Betonzugfestigkeit,
 $[f_{ctk;0,05}] = \text{N/mm}^2$;

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton, $\gamma_c = 1,5$;

d statische Nutzhöhe, $[d] = \text{m}$;

a Abstand der Lasteinleitung vom Auflager, $a = M_{max}/V_{max}$ (für Einzellasten), $[a] = \text{m}$;

l_{ch} charakteristische Länge des Betons, $l_{ch} = \frac{E_{cm} \cdot G_f}{f_{ctm}^2}$, $[l_{ch}] = \text{m}$;

E_{cm} Elastizitätsmodul für Beton, $[E_{cm}] = \text{N/mm}^2$;

G_f Bruchenergie, $G_f = \min \{0,0307 \cdot f_{ctm}; 0,143\}$, $[G_f] = \text{N/mm}$;

$b_{s,eff}$ Breite des idealisierten Schubspannungsblocks, $b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum h_{f,i}$, $[b_{s,eff}] = \text{m}$;

b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;

$h_{f,i}$ Flanschhöhe links bzw. rechts des Stegs, $[h_{f,i}] = \text{m}$.

Der Ansatz nach Zink gilt für Schubslankheiten größer 3 und besteht aus einem analytisch hergeleiteten Grundwert sowie aus empirischen Anpassungsfaktoren. (vgl. [31] und [21]). Der analytisch ermittelte Grundwert der Querkrafttragfähigkeit kann durch Integration des Schubspannungsverlaufs unter der Randbedingung, dass die Hauptzugspannung auf Höhe der Dehnungsnulllinie im Bruchzustand die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht, ermittelt werden (vgl. [31]).

$$V_0 = b_w \cdot \int_0^{\tau_{xz} = f_{ct}} (f_{ct} - x^2) dx \rightarrow V_0 = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot x_{II} \cdot f_{ct} \quad (\text{MN}) \quad (3-26)$$

mit:

b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;

f_{ct} zentrische Betonzugfestigkeit, $[f_{ct}] = \text{N/mm}^2$;

x_{II} Druckzonenhöhe, $[x_{II}] = \text{m}$.

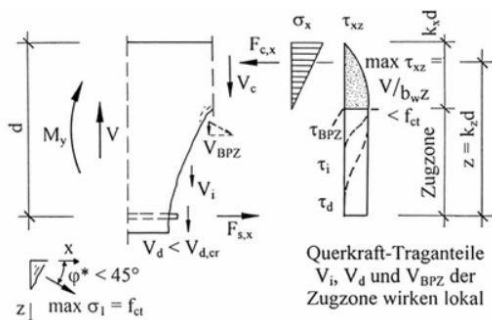


Abb. 14: Querkraftmodell nach Zink [31]

Die empirischen Anpassungsfaktoren sind erforderlich, da die in Versuchen festgestellten Traglasten größer sind als die mit Gleichung (3-25) ermittelten

Traglasten. Dies ist auf die Vernachlässigung der Dübelwirkung und der Steigerung der Druckzonentragfähigkeit infolge Sprengwirkung zurückzuführen (vgl. [21]).

Der Faktor $(4 \cdot d / a)^{0,25}$ berücksichtigt den Einfluss der Schubslankheit, der Faktor $(5 \cdot I_{ch} / d)^{0,25}$ beinhaltet Einflüsse aus dem Maßstabseffekt (vgl. [17] und [21]).

Der Betontraganteil kann durch zusätzliche Druckkräfte vergrößert werden, da sich in diesem Fall eine zusätzliche Sprengwerktragwirkung einstellt. Görtz verwendet in [21] den gleichen Ansatz wie Zink [31]. Demnach berechnet sich der zusätzliche Betontraganteil infolge großer Druckkräfte nach Gleichung (3-27).

$$V_{c,p} = P \cdot \frac{\Delta z_p}{a} \quad (\text{kN}) \quad (3-27)$$

mit:

P hinter der Auflagerachse eingeleitete Vorspannkraft, bzw. exzentrische Druckkraft,
 $[P] = \text{kN};$

Δz_p innerer Hebelarm zwischen Kraft P und Druckbogen, $\Delta z_p = d - x_{II}/2$, $[\Delta z_p] = \text{m};$

a horizontaler Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung, $[a] = \text{m}.$

3.4.4 Risswinkel

Im Bruchzustand entspricht der Druckstrebenwinkel θ dem Risswinkel β_r . Dieser ist für Rechteckquerschnitte als Argument des Kotangens nach Gleichung (3-28) zu berechnen.

$$\cot \beta_r = 1 - 0,18 \cdot \frac{\sigma_p}{f_{ctm}} + \frac{0,15}{\omega_{w,ct}} \leq 2,15 \quad (3-28)$$

mit:

σ_p Betonlängsspannung auf Höhe der Schwerelinie des Querschnitts, $[\sigma_p] = \text{N/mm}^2;$

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons, $[f_{ctm}] = \text{N/mm}^2;$

$\omega_{w,ct}$ mechanischer Querkraftbewehrungsgrad; $\omega_{w,ct} = \frac{\rho_w \cdot f_{ym}}{f_{ctm}}.$

ρ_w geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung, $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w};$

A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[A_{sw}] = \text{cm}^2;$

b_w Stegbreite des Bauteils, $[b_w] = \text{cm};$

s_w Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse, i.d.R. $s_w = 100 \text{cm/m};$

f_{ym} Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls, $f_{ym} = f_{yk}$, $[f_{ym}] = \text{N/mm}^2.$

Bei profilierten Querschnitten, deren Druckzone ausreichend verbügelt ist, werden in Trägerlängsrichtung mehr Bügel aktiviert. Grund dafür ist ein horizontales Risswachstum an der Unterseite des Obergurts (s. [21]). Rechnerisch wird dies durch die um $0,5 \cdot (b_{OG} - b_w)$ verlängerte horizontale Strecke $z \cdot \cot \beta_r$ berücksichtigt.

Für profilierte Querschnitte ergibt sich der Risswinkel somit nach Gleichung (3-29):

$$\cot \beta_r' = \cot \beta_r + 0,5 \cdot \frac{b_{OG} - b_w}{z} \quad (3-29)$$

mit:

$\cot \beta_r$ Risswinkel, s. Gleichung (3-28);

b_{OG} Breite des Obergurts, $[b_{OG}] = \text{cm}$;

b_w Stegbreite des Bauteils, $[b_w] = \text{cm}$;

z innerer Hebelarm, $[z] = \text{cm}$.

Die ersten zwei Terme in Gleichung (3-28) entstehen durch Linearisierung von Gleichung (3-30). Diese wiederum kann durch Einsetzen von Gleichung (2-7) in Gleichung (2-8) bestimmt werden.

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \arctan \left(\frac{\sqrt{(2 + \sigma_x/f_{ct,eff})^2 - (\sigma_x/f_{ct,eff})^2}}{\sigma_x/f_{ct,eff}} \right) \quad (3-30)$$

Der dritte Term in Gleichung (3-28) berücksichtigt Abweichungen des Druckstrebenneigungswinkels infolge Umlagerungsprozesse und wurde empirisch anhand von Stahlbetonversuchen hergeleitet (vgl. [21]).

Begrenzt wird der Neigungswinkel auf maximal $\cot \beta_r = 2,15$, da bei Versuchen keine flacheren Winkel beobachtet werden konnten.

3.5 Druckbogenmodell

Modelle, bei denen ein Druckbogen bzw. ein Sprengwerk bei der Lastabtragung berücksichtigt werden, existieren schon seit einiger Zeit (s. Abschnitt 2.2.3).

Ein sehr neues Modell, das derzeit bei der Nachberechnung von Brücken von großer Bedeutung ist, ist das von Kiziltan [24] entwickelte Druckbogenmodell.

Dieses sehr anschauliche Ingenieurmodell berücksichtigt, dass sich bei vorgespannten Bauteilen ein parabelförmiger Druckbogen einstellt und dieser einen erheblichen Anteil am Querkraftabtrag übernimmt.

Der Traganteil des Druckbogens wird, wie in der aktuellen Normung für Träger mit geneigten Gurten üblich, als zusätzlicher Betontraganteil V_{ccd} berücksichtigt.

Der gesamte Querkrafttragwiderstand ergibt sich wie folgt:

$$V_{Rd} = V_{Rd,sy} + V_{ccd} + V_{pd} \quad (N) \quad (3-31)$$

mit:

$V_{Rd,sy}$ Fachwerktraganteil (Bügeltragfähigkeit ggf. mit Rissreibung), $[V_{Rd,sy}] = \text{kN}$;

V_{ccd} Betontraganteil des Druckbogens, $[V_{ccd}] = \text{kN}$;

V_{pd} Traganteil der geneigten Vorspannkraft, $[V_{pd}] = \text{kN}$.

Entlang des Trägers ist der jeweilige Querkrafttraganteil veränderlich. Im Auflagerbereich überwiegt der Druckbogentraganteil, im Feldbereich stellt sich das klassische Fachwerkmodell mit Bügelbewehrung ein. Die Form des Druckbogens wird im Wesentlichen von den zwei Einflüssen Vorspanngrad und Laststufe beeinflusst. Mit

abnehmendem Vorspanngrad vergrößert sich der Fachwerkbereich mit horizontal verlaufenden Gurten und der Druckbogen hat einen geringeren Einfluss beim Lastabtrag. Ebenso tritt die Bogentragwirkung mit steigender Last in den Hintergrund und die Querkraftabtragung über das Fachwerk gewinnt an Bedeutung. (vgl. [24; 22; 17]) Der Verlauf des Druckbogens ergibt sich, indem die resultierenden Betondruckkräfte F_{cd} mehrerer betrachteter Querschnitte mit einer Linie verbunden werden.

Dabei gelten wie bei der Biegebemessung von Stahlbeton die folgenden Annahmen:

- Linearer Dehnungsverlauf (Hypothese von Bernoulli)
- Zugfestigkeit des Betons bleibt unberücksichtigt (Träger komplett in Zustand 2)
- Starrer Verbund zwischen Bewehrung und Beton
- Zusammenhang zwischen Dehnungen und Spannungen entsprechend den Spannungs-Dehnungslinien aus dem Eurocode

Das in dieser Arbeit verwendete FE-Programm Infograph ermittelt für den jeweils betrachteten Querschnitt nur Schnittgrößen. Den Dehnungszustand und die sich daraus ergebende Betondruckkraft muss mit einem separaten Stahlbetonbemessungsprogramm ermittelt werden.

Die Lage der resultierenden Betondruckkraft ist durch den Abstand a vom oberen Querschnittsrand definiert. Dieser kann bei bekannter Betonranddehnung aus der Stahlbetonbemessung wie folgt bestimmt werden [30]:

$$a = k_a \cdot x \quad (\text{cm}) \quad (3-32)$$

mit:

x Druckzonenhöhe, $[x] = \text{cm}$;

$$k_a \quad \text{Beiwert, } k_a = \begin{cases} \frac{8 - |\varepsilon_c|}{4 \cdot (6 - |\varepsilon_c|)} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,0\text{‰} \\ \frac{|\varepsilon_c| \cdot (3 \cdot |\varepsilon_c| - 4) + 2}{2 \cdot |\varepsilon_c| \cdot (3 \cdot |\varepsilon_c| - 2)} & \text{für } |\varepsilon_c| > 2,0\text{‰} \end{cases}$$

ε_c Betonranddehnung, $[\varepsilon_c] = \text{‰}$.

3.5.1.1 Betontraganteil des Druckbogens

Der Traganteil des Druckbogens im betrachteten Querschnitt ermittelt sich nach Gleichung (3-33):

$$V_{ccd} = F_{cd,h} \cdot \tan \psi \quad (\text{kN}) \quad (3-33)$$

mit:

$F_{cd,h}$: [cm] resultierende horizontale Betondruckkraft im betrachteten Querschnitt

ψ : [cm] Winkel zwischen der Horizontalen und dem geneigten Druckbogen im betrachteten Querschnitt

Die Größe der Betondruckkraft ergibt sich durch Integration der Betondruckzone. Für rechteckförmige Druckzonen kann diese bei bekannter Druckzonenhöhe und Betonranddehnung wie folgt berechnet werden [30]:

$$F_{cd,h} = \alpha_v \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (\text{kN}) \quad (3-34)$$

mit:

$$\alpha_v \quad \text{Beiwert; } \alpha_v = \begin{cases} \frac{1}{12} \cdot |\epsilon_c| \cdot (6 - |\epsilon_c|) & \text{für } |\epsilon_c| \leq 2,0\text{‰} \\ \frac{3 \cdot |\epsilon_c| - 2}{3 \cdot |\epsilon_c|} & \text{für } |\epsilon_c| > 2,0\text{‰} \end{cases}$$

b Breite der Druckzone, [b] = cm;

x Druckzonenhöhe, [x] = cm;

ϵ_c Betonranddehnung, [ϵ_c] = ‰.

Bei abweichender Druckzonengeometrie bietet sich die Verwendung eines Querschnittbemessungsprogramms an. Im Rahmen dieser Masterarbeit wurde das Programm ZWAX von RIB verwendet, da dieses alle relevanten Parameter für das Druckbogenmodell zur Verfügung stellt. Zur Ermittlung des Neigungswinkels im betrachteten Querschnitt wird zwischen zwei benachbarten Querschnitten im Abstand Δx auf Höhe des Druckbogenverlaufs eine Verbindungsgerade eingezeichnet (s. Abb. 15).

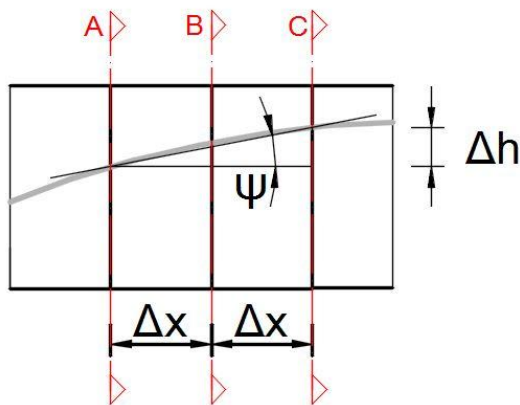


Abb. 15: Trägerelement mit Spannglied

Aus der Höhendifferenz und der zweifachen Strecke des gewählten Schnittabstands ergibt sich der Neigungswinkel wie folgt:

$$\tan \psi = \frac{\Delta h}{2 \cdot \Delta x} \quad (3-35)$$

Ein Hinweis, ob für den Fachwerkbereich (Bereich C) sowie für den Auflagerbereich (Bereich A und B) ein Nachweis der Betondruckstreben geführt werden muss, wird in [24] nicht erwähnt.

Um sicherzugehen, dass kein Druckstrebenversagen eintritt, sollte der Nachweis analog zu den Regelungen im Eurocode geführt werden. Demnach kann für den Fachwerkbereich die Betondruckstreben Tragfähigkeit wie folgt nachgewiesen werden:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\text{MN}) \quad (3-36)$$

mit:

α_{cw} Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt;

b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;

z innerer Hebelarm nach dem Ansatz von Kiziltan, $[z] = \text{m}$;

v_1 Festigkeitsabminderungsbeiwert für den unter Querkraftbeanspruchung gerissenen Beton;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

α Neigungswinkel der Querkraftbewehrung, $[\alpha] = ^\circ$;

θ Druckstrebenneigungswinkel nach dem Ansatz von Kiziltan, s. Gleichung (3-37), $[\theta] = ^\circ$.

Im Auflagerbereich kann die gleiche Formel verwendet werden. Allerdings sollte anstelle des Druckstrebenneigungswinkels θ die Neigung ψ des Druckbogens verwendet werden.

3.5.1.2 Fachwerktraganteil

Den größten Traganteil im klassischen Fachwerkmodell übernimmt die Querkraftbewehrung. Ein zusätzlicher Anteil aus Rissreibung kann durch die Wahl eines flacheren Druckstrebenneigungswinkels berücksichtigt werden.

Auf der sicheren Seite liegend verzichtet Kiziltan auf diesen Traganteil, indem der Rissneigungswinkel β_r gleich dem Druckstrebenneigungswinkel θ gesetzt wird. Sowohl der Druckstrebenneigungswinkel als auch die Bügeltragfähigkeit ergeben sich dann nach den bekannten Formeln des Eurocodes:

$$\cot \theta = \cot \beta_r = 1,20 - 1,40 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad (3-37)$$

mit:

σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts, $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ (Druck negativ), $[\sigma_{cd}] = \text{MN/m}^2$;

N_{Ed} Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt, $[N_{Ed}] = \text{MN}$;

A_c Betonquerschnittsfläche, $[A_c] = \text{m}^2$;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{MN/m}^2$.

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{kN}) \quad (3-38)$$

mit:

a_{sw} vorhandene Querkraftbewehrung, $[a_{sw}] = \text{cm}^2/\text{m}$;

z innerer Hebelarm, $[z] = \text{cm}$,

Zone A: $z = 0,9 \cdot d_s$ (Zone A: Querschnitt vollständig überdrückt),

Zone B: $z = 0,9 \cdot d_s$ (Zone B: Zugsp. am Trägerrand \leq Zugfestigkeit des Betons),

$$\text{Zone C: } z = \frac{F_{sd} \cdot z_s + \Delta F_{pd} \cdot z_p}{F_{sd} + \Delta F_{pd}} \quad (\text{Zone C: Träger im Zustand 2});$$

d_s statische Nutzhöhe bezogen auf den Betonstahl, $[d_s] = \text{cm}$;

F_{sd} Zugkraft in der Betonstahlbewehrung, $F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$, $[F_{sd}] = \text{kN}$;

F_{pd} Zugkraft im Spannstahl, $F_{pd} = A_p \cdot f_{p0,1d}$, $[F_{pd}] = \text{kN}$;

ΔF_{pd} Differenzkraft im Spannglied, $\Delta F_{pd} = A_p \cdot (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t})$, $[\Delta F_{pd}] = \text{kN}$;

$\sigma_{pm,t}$ Anfangsspannung vor Aufbringen einer Belastung, $[\sigma_{pm,t}] = \text{kN/cm}^2$.

Für die Ermittlung des inneren Hebelarms unterscheidet Kiziltan in Anlehnung an Leonhard drei Bereiche des Trägers. Im Bereich der Zone A und B setzt er den inneren Hebelarm mit $0,9 \cdot d_s$ an. Für die Zone C gibt er einen eigenen Ansatz an (s. Gleichung (3-38)).

3.5.1.3 Auflagerbereich

Im Auflagerbereich (Bereich AB) stützt sich die idealisierte Betondruckkraft F_{cw} unter dem Winkel ψ auf dem Auflager ab (s. Abb. 16).

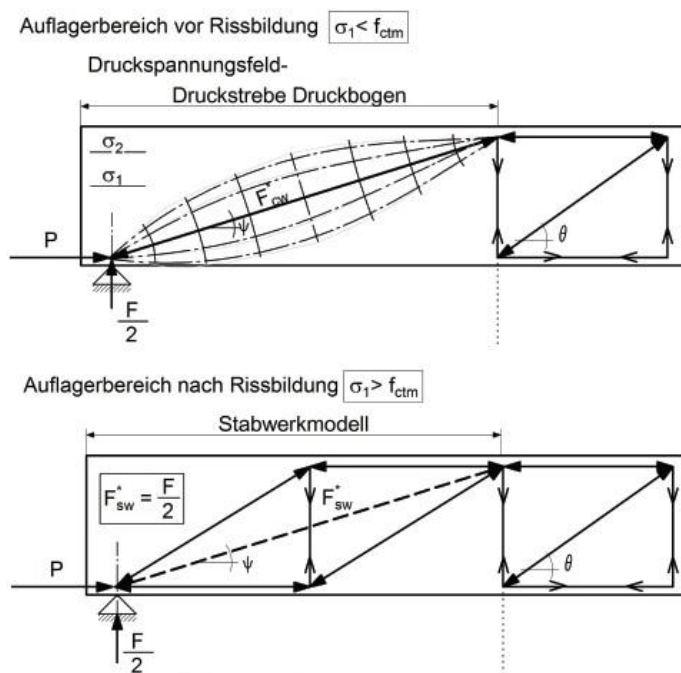


Abb. 16: Stabwerkmodell im Endauflagerbereich [24]

Bei Betrachtung der Druckspannungstrajektorien ist der Verlauf jedoch nicht gerade, sondern weitet sich in Stegmitte auf. Dadurch entstehen Zugspannungen σ_1 rechtwinklig zur Betondruckkraft F_{cw} , die bei Überschreitung der aufnehmbaren Betonzugspannung zu Rissen führen. Ist dies der Fall, muss eine zusätzliche Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkrafte angeordnet werden. Eine für das statische Gleichgewicht erforderliche Bügelbewehrung ist im Auflagerbereich nach Kiziltan nicht erforderlich, da dort die gesamte Querkraft durch den Druckbogen bzw. die geneigte Betondruckstrebe abgetragen wird. [24]

Die vorhandene Hauptzugspannung σ_1 wird mit Gleichung (3-39) ermittelt.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3-39)$$

mit:

- σ_x Normalspannung in Trägerlängsrichtung (i.d.R. im Bemessungsabstand d) auf der Höhe, für die sich die maximale Hauptzugspannung ergibt, $[\sigma_x] = \text{N/mm}^2$;
 τ_{xz} Schubspannung auf der Höhe, für die sich die maximale Hauptzugspannung ergibt, $[\tau_{xz}] = \text{N/mm}^2$.

Für die Anwendung in der Praxis rät Kiziltan [24], den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit mit Gleichung (3-40) zu ermitteln.

$$f_{ctd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{1,5} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3-40)$$

mit:

- $f_{ctk;0,05}$ 5% Quantil des charakteristischen Werts der zentrischen Zugfestigkeit von Beton, s. Tab. 3.1 [10], $[f_{ctk;0,05}] = \text{N/mm}^2$.

Die erforderliche Spaltzugbewehrung im Fall von auftretenden Schubrisen ($\sigma_1 > f_{ctd}$) wird mit Gleichung (3-41) ermittelt und kann auf der Breite $z_p \cdot \cot \psi$ verteilt werden.

$$a_{sw} = \frac{F_{sw}^* \cdot s_w}{f_{yd} \cdot z_p \cdot \cot \psi} \quad (\text{cm}^2) \quad (3-41)$$

mit:

- F_{sw}^* Spaltzugkraft; $F_{sw}^* = V_{E0} - V_p$, $[F_{sw}^*] = \text{kN}$;
 V_{E0} einwirkende Querkraft am Auflager, $[V_{E0}] = \text{kN}$;
 V_p Traganteil der geeigneten Vorspannkraft, i.d.R. in der Schnitkraftausgabe des Rechenprogramms enthalten, $[V_p] = \text{kN}$;
 s_w Abstand der Querkraftbewehrung in Trägerlängsrichtung, i.d.R. $s_w = 100 \text{ cm/m}$;
 f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls, $[f_{yd}] = \text{kN/cm}^2$;
 z_p innerer Hebelarm, bzw. Abstand zwischen Druckgurt im Fachwerkbereich und Zuggurt, $[z_p] = \text{cm}$;
 ψ mittlerer Neigungswinkel der Betondruckstrebe im Auflagerbereich, $[\psi] = ^\circ$.

An Zwischenauflagern bei Durchlaufträgern stützt sich der Druckbogen bei niedrigen Laststufen direkt auf dem Zwischenauflager ab. Wird die Last ausreichend groß kann sich der Druckbogen auch schon vor dem Zwischenauflager abstützen. In diesem Fall verläuft der Druckbogen im Auflagerbereich horizontal und die Querkraft muss vollständig mit Bügeln nach oben gehängt werden. [24]

3.6 Modified Compression Field Theory - CSA A23.3-04

Ein weiteres Querkraftbemessungsverfahren, das im Schlussbericht der RWTH Aachen [22] als kurzfristiger Lösungsansatz für den Nachweis bestehender Spannbetonbrücken vorgestellt wird, ist die Modified Compression Field Theory (MCFT) anhand der kanadischen Norm CSA A23.3-04 [1].

Die Querkraft im betrachteten Nachweisschnitt wird, wie in Abb. 17 dargestellt, durch einen Betontraganteil V_c , einem Anteil aus Bügelbewehrung V_s und einem Vertikalanteil aus einer vorhandenen Vorspannkraft V_p abgetragen.

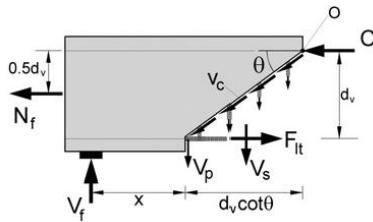


Abb. 17: Freigeschnittenes Trägerende [16]

Damit ist ähnlich dem Bemessungsansatz von Görtz (s. Abschnitt 3.4) ein fließender Übergang zwischen unbewehrten und bewehrten Bauteilen gegeben.

$$V_f = V_c + V_s + V_p \quad (\text{kN}) \quad (3-42)$$

mit:

V_f aufnehmbare Querkraft, $[V_f] = \text{kN}$;

V_c Betontraganteil, $[V_c] = \text{kN}$;

V_s Bügeltraganteil, $[V_s] = \text{kN}$;

V_p Traganteil infolge Vorspannung, $[V_p] = \text{kN}$.

Ein Versagen der idealisierten Druckstreben wird verhindert, indem die aufnehmbare Querkraft V_f kleiner sein muss als die maximale Druckstreben Tragfähigkeit $V_{r,max}$:

$$V_{r,max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v + V_p \quad (\text{kN}) \quad (3-43)$$

mit:

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

f'_c charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons, $[f'_c] = \text{kN/cm}^2$;

b_w Stegbreite, $[b_w] = \text{cm}$;

d_v innerer Hebelarm, $d_v = 0,9 \cdot d$ (nach EC 2: $d_v = z$), $[d_v] = \text{cm}$;

V_p Traganteil infolge Vorspannung, $[V_p] = \text{kN}$.

3.6.1.1 Betontraganteil

Der Betontraganteil besteht im Wesentlichen aus einer Vertikalkomponente infolge Rissverzahnung und wird wie folgt berechnet:

$$V_c = \Phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (\text{MN}) \quad (3-44)$$

mit:

Φ_c Sicherheitsbeiwert für Beton, $\Phi_c = 0,65$ (nach EC2: $\Phi_c = \gamma_c$; entspricht in etwa $\frac{1}{1,5}$);

λ Korrekturfaktor für Leichtbeton, Normalbeton $\lambda = 1,0$;

β Faktor zur Berücksichtigung der Rissverzahnung in Betonbauteilen;

f'_c charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons, mit $f'_c \leq 64 \text{ N/mm}^2$, [f'_c] = N/mm²;

b_w Stegbreite, [b_w] = m;

d_v innerer Hebelarm, $d_v = 0,9 \cdot d$ (nach EC 2: $d_v = z$), [d_v] = m.

Der darin enthaltene Faktor β berücksichtigt die Größe der Rissverzahnung:

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500 \cdot \epsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (3-45)$$

mit:

ϵ_x Längsdehnungsparameter;

s_{ze} Rissabstandsparameter; [s_{ze}] = mm.

Dieser Faktor wiederum wird durch die zwei maßgebenden Parameter ϵ_x und s_{ze} beschrieben. Die Längsdehnung ϵ_x (longitudinal strain) wird nach der CSA A23.3-04 auf halber Querschnittshöhe ermittelt, indem die Längsdehnung vereinfachend auf Höhe des Zuggurtes halbiert wird.

$$0 \leq \epsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0,5 \cdot N_f - A_p \cdot f_{p0}}{2 \cdot (A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p)} \leq 3,0 \cdot 10^{-3} \quad [] \quad (3-46)$$

mit:

M_f Bemessungsmoment (immer positiv), M_f soll größer sein als: $(V_f - V_p) \cdot d_v$, [M_f] = MNm;

d_v : [m] innerer Hebelarm (EC2: $d_v = z$);

V_f : [MN] Bemessungsquerkraft (immer positiv);

V_p : [MN] Vertikalanteil aus Vorspannung;

N_f : [MN] Bemessungsnormalkraft, inklusive der Vorspannung (Druck negativ, Zug positiv);

A_p : [mm²] Querschnittsfläche des Spannstahls;

f_{p0} : [N/mm²] Spannung im Spannstahl, wenn die Spannungen im umgebenden Beton auf Höhe des Spannglieds = 0 sind;

A_s : [mm²] Querschnittsfläche des Betonstahls;

E_s : [N/mm²] E-Modul von Betonstahl;

E_p : [N/mm²] E-Modul von Spannstahl.

Diesem Ansatz liegt der Gedanke zugrunde, dass mit zunehmender Längsdehnung die Rissbreite ebenfalls zunimmt und dadurch der Vertikaltraganteil aus Rissreibung

abnimmt. Die Zuggurkraft infolge der Querkraftbeanspruchung V_f wird mit $Z_{UG} = 0,5 \cdot V_f \cdot \cot \theta$ angenommen, wobei $0,5 \cdot \cot \theta$ vereinfachend gleich 1,0 gesetzt wird.

Wird die Dehnung ε_x negativ, soll diese entweder zu null gesetzt oder mit dem Nenner $A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p + E_c \cdot A_{ct}$ neu berechnet werden, wobei diese dann nicht kleiner als $-0,2 \cdot 10^{-3}$ angesetzt werden darf.

Der zweite maßgebende Parameter zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit ist der mittlere Rissabstandsparameter s_{ze} (effective crack spacing parameter). Dieser Parameter beschreibt ebenfalls die zu erwartende Rissbreite und zusätzlich den Einfluss der Korngröße der verwendeten Gesteinskörnung auf die Rissverzahnung.

Mindestquerkraftbewehrung (s. Abschnitt 3.6.1.2) vorhanden:

$$s_{ze} = 300 \text{ mm}$$

Mindestquerkraftbewehrung (s. Abschnitt 3.6.1.2) nicht vorhanden:

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_z \quad (\text{mm}) \quad (3-47)$$

mit:

s_z Rissabstandsparameter, $s_z = \min \{d_v, \text{max. vertikaler Abstand der Oberflächenlängsbewehrung an den Querschnittsseiten}\}$, $[s_z] = \text{mm}$;

a_g maximale Korndurchmesser der verwendeten Gesteinskörnung,

für $f_c' > 70 \text{ N/mm}^2$: $a_g = 0$,

für $60 \text{ N/mm}^2 \leq f_c' \leq 70 \text{ N/mm}^2$: $a_g = a_{g,vorh.} - 0,1 \cdot a_{g,vorh.} \cdot (f_c' - 60)$, $[a_g] = \text{mm}$;

f_c' Zylinderdruckfestigkeit des Betons, $[f_c'] = \text{N/mm}^2$.

3.6.1.2 Bügeltraganteil

Eine vorhandene Querkraftbewehrung kann durch den Traganteil V_s berücksichtigt werden:

$$V_s = \frac{\Phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} \quad (\text{kN}) \quad (3-48)$$

mit:

Φ_s Sicherheitsbeiwert für Betonstahl, $\Phi_s = 0,85$
(nach EC 2 $\Phi_s = \gamma_s$; entspricht etwa $\frac{1}{1,15}$)

A_v Querschnittsfläche der Mindestquerkraftbewehrung, $[A_v] = \text{cm}^2$;

f_y Streckgrenze der Querkraftbewehrung, $[f_y] = \text{kN/cm}^2$;

d_v innerer Hebelarm (nach EC 2: $d_v = z$), $d_v = \max \{0,9 \cdot d, 0,72 \cdot h\}$, $[d_v] = \text{cm}$;

θ Druckstrebenneigungswinkel; $\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x$, $[\theta] = ^\circ$;

ε_x Längsdehnung nach Gleichung (3-46);

α Neigungswinkel der Querkraftbewehrung, $[\alpha] = ^\circ$;

s Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse; i.d.R.: $s = 100 \text{ cm/m}$.

Eine Mindestquerkraftbewehrung muss angeordnet werden, wenn entweder die einwirkende Querkraft V_f die aufnehmbare Querkraft $V_c + V_p$ überschreitet, oder bei

Balkenquerschnitten, die breiter als 750mm sind, oder wenn das einwirkende Torsionsmoment T_f gewisse Grenzen überschreitet (s. CSA A23.3-04; 11.2.8.2).

$$A_v = 0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad (\text{mm}^2) \quad (3-49)$$

mit:

A_v Querschnittsfläche der Mindestquerkraftbewehrung, $[A_v] = \text{mm}^2$;

f'_c charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons, $[f'_c] = \text{N/mm}^2$;

b_w Stegbreite unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre, $[b_w] = \text{mm}$;

s Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse, $[s] = \text{mm}$;

f_y Streckgrenze der Querkraftbewehrung, $[f_y] = \text{N/mm}^2$.

3.7 Bemessung nach Nachrechnungsrichtlinie

3.7.1 Ausgabe 2011

In der aktuellen Ausgabe von 2011 soll die Querkraftbemessung entsprechend DIN-Fachbericht 102 durchgeführt werden. Die darin enthaltenen Nachweise gleichen im Wesentlichen denen aus dem Eurocode 2 Teil 2 (s. Abschnitt 3.2).

Wird der Nachweis ausschließlich nach diesen Regelungen durchgeführt, handelt es sich gemäß Nachrechnungsrichtlinie [18] um die erste Stufe der Nachweisführung.

Werden ergänzende Regelungen aus der Nachrechnungsrichtlinie hinzugezogen handelt es sich um die zweite Stufe der Nachweisführung. Darin werden für den Druckstrebenneigungswinkel etwas günstigere Neigungswinkel ermöglicht (s. Gleichung (3-50)). Bei Spannbetonbrücken mit einer Rissbreite $w_k \leq 0,2\text{mm}$ und einer verbleibenden Nutzungsdauer von bis zu 20 Jahren kann der Druckstrebenneigungswinkel θ noch etwas flacher gewählt werden (s. Gleichung (3-51)).

$$(1,0)^{*1} \frac{4}{7} \leq \cot(\theta) \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 2,5 \left(\frac{7}{4}\right)^{*1} \quad (3-50)$$

$$(1,0)^{*1} \frac{4}{7} \leq \cot(\theta) \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 3,0 \left(\frac{7}{4}\right)^{*1} \quad (3-51)$$

*1Klammerwerte entsprechen den Werten aus DIN FB 102:2009

mit:

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts (Druckspannungen negativ), $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

$V_{Rd,cc}$ Betontraganteil, $V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$, $[V_{Rd,c}] = \text{MN}$;

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, $[V_{Ed}] = \text{MN}$;

c $c = 0,5$;

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen, $[f_{ck}] = \text{N/mm}^2$.

b_w Stegbreite unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre, $[b_w] = \text{m}$;

3.7.2 Ausgabe 2015

Im Abschlussbericht der RWTH Aachen [22] werden für eine Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie, die im Jahr 2015 veröffentlicht werden soll, Vorschläge für die Querkraftbemessung von Bestandsbrücken aufgezeigt.

In ungerissenen Bereichen kann die Querkrafttragfähigkeit als Hauptzugspannungsnachweis geführt werden:

$$\sigma_{l,Ed} = 0,5 \cdot \sigma_{cd} + \sqrt{0,25 \cdot \sigma_{cd}^2 + \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot b_w}} \leq f_{ctd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3-52)$$

mit:

σ_{cd} Betonspannung im Bemessungspunkt infolge äußerer Lasten und Vorspannung, $[\sigma_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, $[V_{Ed}] = \text{MN}$;

S Flächenmoment 1.Grads, $[S] = \text{m}^3$;

I Flächenträgheitsmoment, $[I] = \text{m}^4$;

b_w Stegbreite unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre, $[b_w] = \text{m}$;

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit, $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$, $[f_{ctd}] = \text{N/mm}^2$.

Für Querschnitte im Zustand 2 kann der Nachweis mit einem modifizierten Druckstrebenneigungswinkel geführt werden. Dieser beruht auf dem Ansatz von Görtz (vgl. [21] und [22]) und wurde an den DIN-Fachbericht 102 angepasst:

$$\frac{4}{7} \leq \cot(\theta) \leq \frac{\cot \beta_r}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq 3,0 \quad (3-53)$$

mit:

$$\beta_r \quad \text{Risswinkel; } \cot \beta_r = 1,2 + \frac{1}{70} \cdot \frac{f_{cd}}{\rho_w \cdot f_{yd}} - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \leq \frac{9}{4};$$

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit, $[f_{cd}] = \text{N/mm}^2$;

ρ_w geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung, $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w}$;

A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[A_{sw}] = \text{cm}^2$;

b_w Stegbreite unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre, $[b_w] = \text{m}$;

s_w Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse; i.d.R. $s_w = 100 \text{ cm/m}$;

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls, $[f_{yd}] = \text{N/mm}^2$;

σ_{cp} Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts (Druckspannungen negativ), $[\sigma_{cp}] = \text{N/mm}^2$;

$V_{Rd,c}$ Betontraganteil, $V_{Rd,c} = c \cdot 0,48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$, $[V_{Rd,c}] = \text{MN}$;

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, $[V_{Ed}] = \text{MN}$;

c $c = 0,5$;

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen, $[f_{ck}] = \text{N/mm}^2$.

Das Druckbogenmodell, der Bemessungsansatz von Görtz, sowie die Bemessung nach der kanadischen Norm gelten weiterhin alle als wissenschaftliche Methoden und werden auch zukünftig nur der vierten Nachweisstufe entsprechend der Nachrechnungsrichtlinie vorbehalten sein. Eine praktische Anwendung ist also nur im Sonderfall und in Abstimmung mit den obersten Straßenbaubehörden der Länder möglich.

3.8 Zusammenfassung

Die Nachberechnung und Bewertung bestehender Spannbetonbrücken erfordert Kenntnisse über das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern. Wichtig sind dabei nicht nur aktuelle Bemessungsvorschriften, sondern auch historische Regelwerke, um die bestehende Statik nachzuvollziehen und einordnen zu können. Da Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit hauptsächlich bei Brücken, die ab Mitte der 1950er-Jahre bis Ende der 1970er-Jahre des letzten Jahrhunderts errichtet wurden auftreten, beschränkt sich die Betrachtung der historischen Normen in Abschnitt 3.1 auf diesen Zeitraum.

In der DIN 4227:1953-10, der weltweit ersten Bemessungsvorschrift für Spannbeton, existiert eine untere Spannungsgrenze, für die keine rechnerische Querkraftbewehrung vorzusehen ist. Dadurch konnte der planende Ingenieur mit einer geschickten Querschnittswahl eine rechnerische Querkraftbewehrung vermeiden und es wurde eine nach heutigen Regelungen nur unzureichende Mindestquerkraftbewehrung eingebaut. Nachdem auch bei vorgespannten Tragwerken Risse festgestellt wurden, verabschiedete man sich von dem Gedanken, dass

Spannbetonbauteile für einen ungerissenen Zustand 1 bemessen werden können, und unterteilt mit der DIN 4227:1973-06 den Träger erstmals in zwei Zonen.

Sowohl für die Zone a als auch für die Zone b musste bei Überschreitung einer jeweiligen rechnerischen Spannungsgröße Querkraftbewehrung auf Grundlage des Fachwerkmodells für nicht vorgespannte Tragwerke eingebaut werden.

Die Querkraftbemessung nach den derzeit gültigen Eurocodes [14; 13; 7; 10] wurde in erster Linie anhand nicht vorgespannter Stahlbetonträger entwickelt und für vorgespannte Bauteile nur angepasst. Eine Unterteilung in verschiedene Zonen existiert nicht mehr, um sowohl für vorgespannte als auch für nicht vorgespannte Bauteile dasselbe Bemessungsverfahren verwenden zu können. Die in Versuchen festgestellten Tragfähigkeiten von Spannbetonbauteilen im Vergleich zu den rechnerischen Tragfähigkeiten weisen jedoch große Tragreserven auf (vgl. [24]).

Demnach bilden die derzeitigen Normen das Tragverhalten von Spannbetonbauteilen nur ungenau ab, was allerdings bei der Planung eines neuen Bauwerks auf der sicheren Seite liegend und im Sinne eines robusten Tragwerks in Kauf genommen wird. Bei der Nachberechnung bestehender Bauwerke muss der rechnerische Tragfähigkeitsnachweis jedoch für die bereits eingebaute und damit vorgegebene Bewehrung erbracht werden.

In [22] werden deshalb alternative Bemessungsverfahren vorgestellt, mit denen Tragreserven besser ausgenutzt werden können und somit aufwendige Verstärkungsmaßnahmen ggf. verhindert werden.

Ein Ansatz beruht auf der theoretischen Arbeit von Görtz, bei dem dieser ein konstanteres Sicherheitsniveau feststellt, als es in der aktuellen Normung der Fall ist. (vgl. [21]). Görtz führt dies auf die Berücksichtigung des Sprengwerkanteils und auf den Traganteil der ungerissenen Druckzone zurück.

Allerdings existieren für vorgespannte Durchlaufträger nur sehr wenige Versuche und eine allgemein gültige Aussage kann noch nicht getroffen werden (vgl. [17] und [22]).

Als Anwender der Bemessungsgleichung ergeben sich Unklarheiten wie beispielsweise mit dem Abstand a zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager bei Flächenlasten umzugehen ist oder wie eine zentrische Vorspannung in der Bemessungsgleichung berücksichtigt werden kann. Mögliche Lösungen sind in [22] gegeben. Die genannten Punkte haben dazu geführt, dass das Konzept von Görtz in der überarbeiteten Nachrechnungsrichtlinie weiterhin der Stufe 4 zugeordnet sein wird. Das Bemessungskonzept soll laut Görtz auch nur dann angewendet werden wenn die Bewehrung, wie dies bei der Nachberechnung einer Brücke der Fall ist, bekannt ist. Für den Fall einer Neubemessung ist der Bemessungsvorschlag jedoch weniger geeignet, sodass Görtz modifizierte Gleichungen für die Anwendung in der Praxis angibt (vgl. [21]).

Ein anderer Ansatz ist das in Abschnitt 3.5 vorgestellte Druckbogenmodell von Kiziltan, mit dem das Tragverhalten von vorgespannten Bauteilen genauer abgebildet und Tragreserven besser berücksichtigt werden. Gewisse Unklarheiten ergeben sich allerdings beim Ansatz des inneren Hebelarms z im Auflagerbereich. Wie in Abschnitt 3.5.1.2 beschrieben, nimmt Kiziltan in auflagernahen Bereichen den inneren Hebelarm mit $z = 0,9 \cdot d_s$ an. In seinem Anwendungsbeispiel [24] erhält er damit einen konstanten

Bügeltraganteil $V_{Rd,sy}$. Dies steht jedoch im Widerspruch zu seiner Aussage, dass die Querkraft im auflagnernahen Bereich ausschließlich vom Druckbogen abgetragen (vgl. [28; 24] und Abb. 18) wird. Demnach dürfte der Bügeltraganteil $V_{Rd,sy}$ im Anwendungsbeispiel nicht angesetzt werden und der Querkraftnachweis wäre nicht mehr erbracht (vgl. [24]). Eine mögliche Lösung ergibt sich bei Betrachtung von Abb. 18:

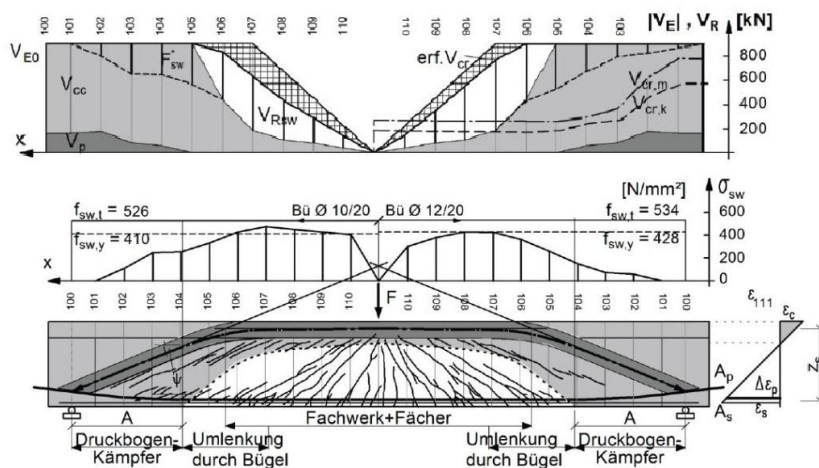


Abb. 18: Querkrafttraganteile V_p , V_{cc} , V_{Rsw} , V_{cr} ; gemessene Bügelspannungen und Form des Druckbogens [24]

Dort gleichen sich die Neigung der zunehmenden Bügelspannung und des Druckstrebenneigungswinkels. Werden die vorhandenen geringen Bügelspannungen im Auflagerbereich nicht einzig auf die Spaltzugkräfte des flaschenförmigen Druckbogens zurückgeführt, kann die lineare Zunahme der Bügelspannung als Traganteil $V_{Rd,sy}$ gedeutet werden.

Der Traganteil $V_{Rd,sy}$ steigt dann proportional mit dem inneren Hebelarm z an. Wird eine Bügeltragfähigkeit angesetzt, ergibt es auf der sicheren Seite liegend also mehr Sinn den Traganteil $V_{Rd,sy}$ durch die lineare Zunahme des inneren Hebelarms z ansteigen zu lassen als einen konstanten Wert anzusetzen. In der theoretischen Arbeit von Kiziltan ist kein Hinweis gegeben ob und wie der Nachweis der Betondruckstreben zu führen ist. Ein mögliches Nachweisschema wird in Abschnitt 3.5.1.1 gegeben.

Das dritte Querkraftbemessungsverfahren, das im Schlussbericht der RWTH Aachen [22] als Lösungsansatz für den Nachweis bestehender Spannbetonbrücken vorgestellt wird, ist die Modified Compression Field Theory (MCFT) anhand der kanadischen Norm CSA A23.3-04.

Erste Vergleiche an einer Bestandsbrücke im Schlussbericht der RWTH Aachen [22] zeigen, dass der Querkraftnachweis nach der kanadischen Norm im Gegensatz zu den derzeitigen europäischen Regelungen mit einem deutlich besseren Ausnutzungsgrad erbracht werden kann. Beispielsweise kann der Querkraftnachweis für eine betrachtete Nachweisstelle nach DIN FB 102, der im Wesentlichen dem Eurocode 2

entspricht, mit $\eta = 2,98$ nicht erbracht werden. Der gleiche Nachweis entsprechend der CSA A23.3-04 liefert hingegen nur eine Ausnutzung von $\eta = 0,76$.

Da es nicht nachzuvollziehen ist, warum dieselbe Brücke in Kanada eine höhere Tragfähigkeit besitzen soll als in Europa kann die Anwendung dieser Norm zur Vermeidung von Querkraftverstärkungen bestehender Brücken in Deutschland sinnvoll sein. Zu beachten ist jedoch, dass alle drei vorgestellten Bemessungsverfahren (Druckbogenmodell, Verfahren nach Görtz sowie kanadische Norm) entsprechend der Nachrechnungsrichtlinie der Stufe 4 vorbehalten sind und damit in der Anwendung umständlich sind. Sollen die Nachweise nach diesen Verfahren erbracht werden, ist immer eine Abstimmung mit der obersten Straßenbaubehörde der Länder erforderlich.

4 Schellenbergbrücke Donaueschingen

4.1 Angaben zum Bauwerk

Bauwerksname:	Schellenbergbrücke
Konstruktion:	Einzelliger Spannbeton-Hohlkasten über 5 Felder
Standort:	Donaueschingen
Baujahr:	1972
Gesamtlänge:	182,4 m
Breite:	11,5 m

Querschnitt:

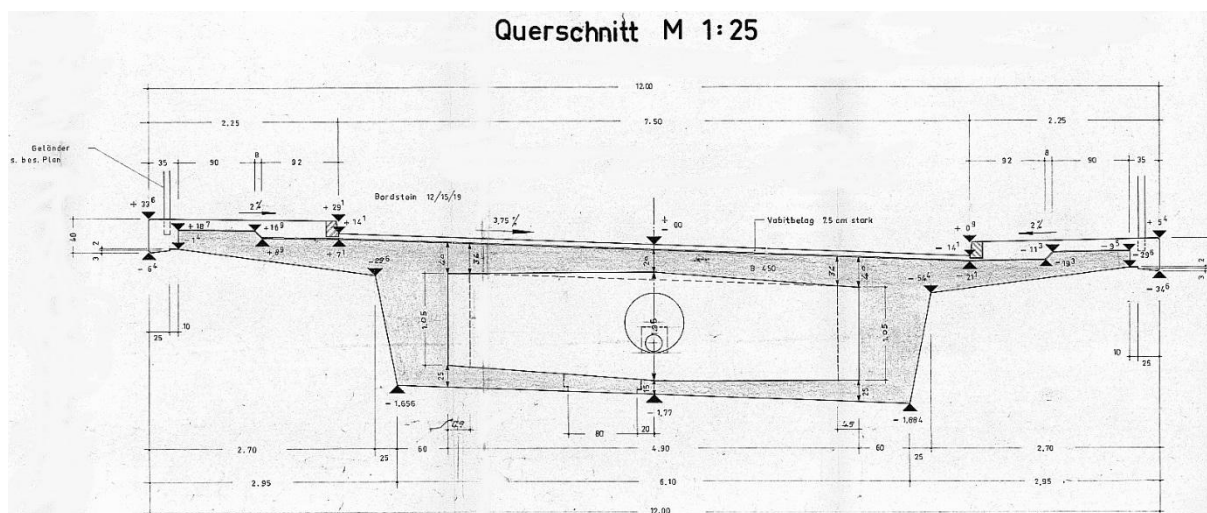


Abb. 19: Querschnitt Schellenbergbrücke

4.2 Baustoffe und Materialparameter

Die vorhandenen Werkstoffe werden den Bestandsunterlagen entnommen.

Die Tragkonstruktion besteht demnach aus den folgenden Baustoffen:

- Beton
- Betonstahl
- Spannstahl

Die Zuordnung zwischen überholten und aktuellen Werkstoffbezeichnungen sowie die Auswahl der charakteristischen Rechenwerte für das semiprobabilistische Sicherheitskonzept erfolgt mithilfe der Nachrechnungsrichtlinie [18].

4.2.1 Beton

Der Brückenüberbau besteht nach der überholten Norm DIN 4227:1953-10 aus einem Beton B 450. Dieser entspricht nach DIN EN 206-1 einem 30/37.

Die Auflagerwände, die Widerlager und die Fundamente wurden mit einem Beton B 300 erstellt. Dieser entspricht nach aktueller Norm einem C 20/25.

Tab. 1: Zusammenstellung der Rechenwerte für die verwendeten Betonfestigkeitsklassen

	C20/25	C30/37
Betondruckfestigkeit:	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit des Betons:	$f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit des Betons (5 % Quantil):	$f_{ctk,0,05} = 1,5 \text{ N/mm}^2$	$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$
Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen:	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\alpha_{cc} = 0,85$
Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit:	$\alpha_c \text{ bzw. } k_2 = 0,75$	$\alpha_c \text{ bzw. } k_2 = 0,75$
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	$f_{cd} = 11,3 \text{ N/mm}^2$	$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
Dehnung bei Erreichen der Maximalfestigkeit:	$\epsilon_{c2} = -2,0 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c2} = -2,0 \text{ ‰}$
Bruchdehnung:	$\epsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$
Exponent:	$n = 2,0$	$n = 2,0$
Kriechbeiwert:	-	$\varphi(\infty, 28) = 1,325$
Schwindbeiwert:	-	$\epsilon_{cs}(\infty, 1) = -5,05 \cdot 10^{-5}$

Der Kriech- und Schwindbeiwert wird von InfoCAD automatisch, nach dem im Heft 525 Abschnitt 9.1.4 beschriebenen Verfahren berechnet.

Die relative Luftfeuchtigkeit wird, wie für Außenbauteile üblich, mit 80 % angesetzt. Es wird die Zementklasse N angenommen. Die wirksame Bauteilhöhe h_0 wird mit Gleichung (4-1) berechnet.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10 \text{ (mm)} = \frac{2 \cdot 62500}{2540} \cdot 10 = 492 \text{ mm} \quad (4-1)$$

mit:

A_c Betonquerschnittsfläche, $[A_c] = \text{cm}^2$;

u Umfang der dem trocknen ausgesetzten Querschnittsfläche, $[u] = \text{cm}$.

Die Spannungen bzw. die daraus resultierenden Schnittgrößen werden mit InfoCAD auf Grundlage eines linear elastischen Materialverhaltens des Betons ermittelt. Für die Querschnittsbemessung wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN EN 1992-1-1 Bild 3.3 (s. Abb. 20) angewendet.

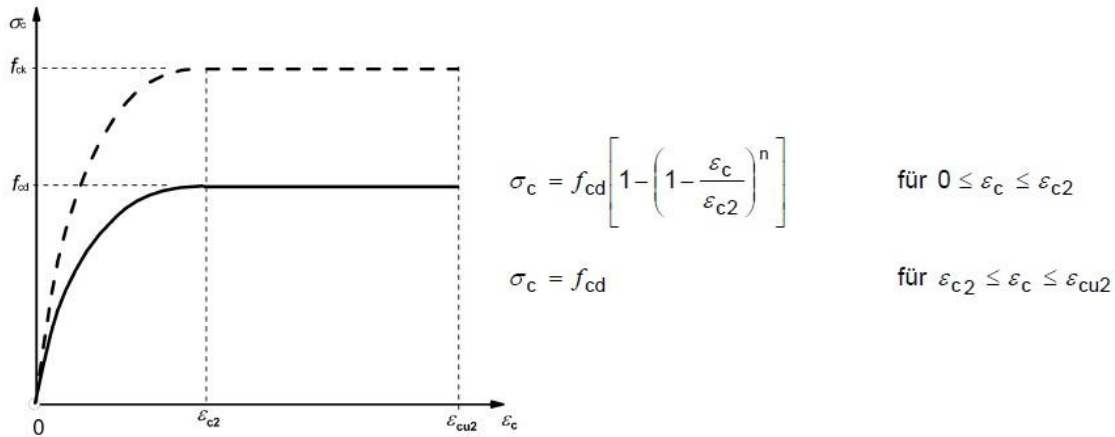


Abb. 20: Parabel-Rechteckdiagramm für Beton unter Druck [10]

4.2.2 Betonstahl

Als schlaffe Mindestbewehrung ist in der Schellenbergbrücke nach damaliger Zulassung ein Betonstabstahl BSt III eingebaut. Die heute anzusetzenden Rechenwerte werden der Tab. 11.3 aus der Nachrechnungsrichtlinie [18] entnommen.

Tab. 2: Zusammenstellung der Rechenwerte für einen Betonstahl BSt III

charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls:	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls:	$f_{yd} = 347,8 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

Der Querschnittsbemessung liegt die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie nach DIN EN 1992-1-1 Bild 3.8 (s. Abb. 21) zugrunde.

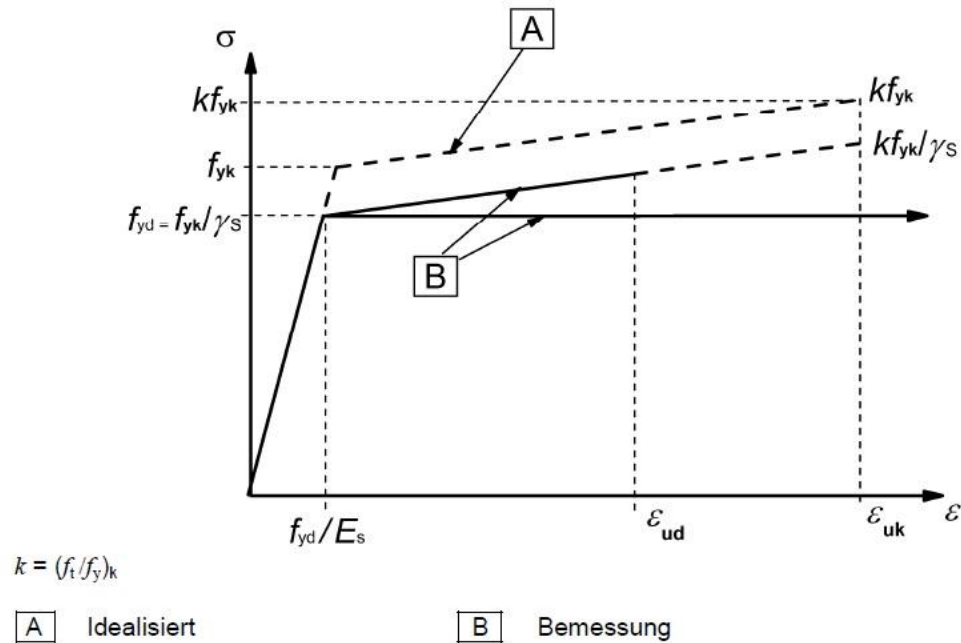


Abb. 21: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung [10]

4.2.3 Spannstahl

Das Spannverfahren ist sowohl in der vorhandenen Statik als auch in den vorliegenden Plänen nicht angegeben. Allerdings kann aus der Vorspannkraft von $116 \text{ Mp} = 1138 \text{ kN}$ und der Durchsicht von Zulassungsbescheiden der zur Errichtungszeit verwendeten Spannverfahren darauf geschlossen werden, dass das Spannverfahren „BBRV“ angewendet wurde. Es wurden demnach 44 kaltgezogene Einzeldrähte aus St 150/170 mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet. Die für diesen Spannstahl geltenden Rechenwerte werden der Tab. 11.5 aus der Nachrechnungsrichtlinie [18] entnommen.

Tab. 3: Zusammenstellung der Rechenwerte für einen St150/170 bzw. nach EC2: ST 1470/1665

	ST 1470/1665
charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls:	$f_{p0,1k} = 1470 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls:	$f_{pk} = 1665 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Spannstahlspannung:	$f_{pd} = 1278 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_p = 2,05 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
Spannstahlfläche je Spannglied:	$A_p = 1244,07 \text{ mm}^2$
Reibungsbeiwert:	$\mu = 0,25$
ungewollter Umlenkwinkel:	$k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$
Hüllrohrdurchmesser:	$D = 72 \text{ mm}$
Relaxationskennwert nach Trost:	$\rho = 0,8$

Die Spannstränge 15 und 16 bestehen aus Dywidag-Gewindestäben mit einer maximal zulässigen Vorspannkraft von $30,7 \text{ Mp} = 301 \text{ kN}$. Für dieses Spannverfahren werden die folgenden Rechenwerte angesetzt.

Tab. 4: Zusammenstellung der Rechenwerte für den Dywidag-Gewindestab

	ST 1470/1665
E-Modul:	$E_p = 2,05 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
Spannstahlfläche je Spannglied:	$A_p = 551,5 \text{ mm}^2$
Reibungsbeiwert:	$\mu = 0,25$
ungewollter Umlenkwinkel:	$k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$

Der Querschnittsbemessung liegt die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie nach DIN EN 1992-1-1 Bild 3.10 (s. Abb. 22) zugrunde. Dabei wird vereinfachend von einem oberen horizontalen Ast mit der Dehngrenze ϵ_{ud} ausgegangen.

Bei der Spannbetonbemessung wird die Vor- und Zusatzdehnung des Spannstahls auf der Widerstandsseite angesetzt. Die Dehngrenze wird bei diesem Ansatz also um das Maß der Vordehnung $\epsilon_p^{(0)}$ nach rechts verschoben und beträgt somit: $\epsilon_{ud} = \epsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9 \cdot \epsilon_{uk}$.

A Idealisiert

B Bemessung

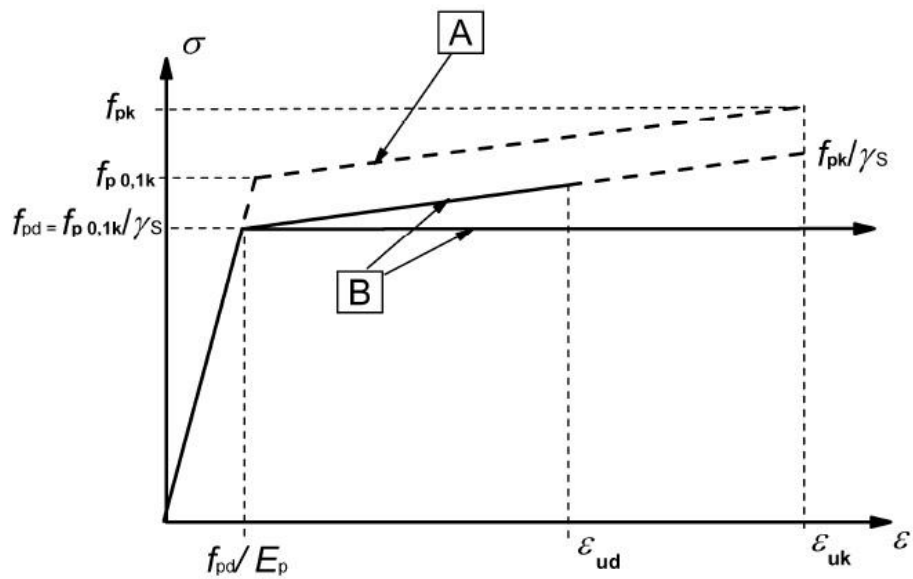


Abb. 22: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Querschnittsbemessung [10]

5 Erstellung des Bemessungsmodells

Die für die Bemessung relevanten Spannungen und Schnittgrößen der Schellenbergbrücke werden mithilfe eines Finite-Elemente-Berechnungsmodells erzeugt. Zur Anwendung kommt das Programm *InfoCAD* der Firma Infograph, das die Wirkung der Vorspannung automatisch berücksichtigen kann. Gewählt wird eine Modellierung aus Volumenelementen, da das Tragverhalten im Vergleich zu Stab- und Scheibenelementen am besten abgebildet wird und der Temperaturlastfall in InfoCAD am einfachsten behandelt werden kann. Die Geometriedefinition wird aufgrund der einfacheren Eingabe in dem Programm *AutoCAD Architecture 2015* vorgenommen.

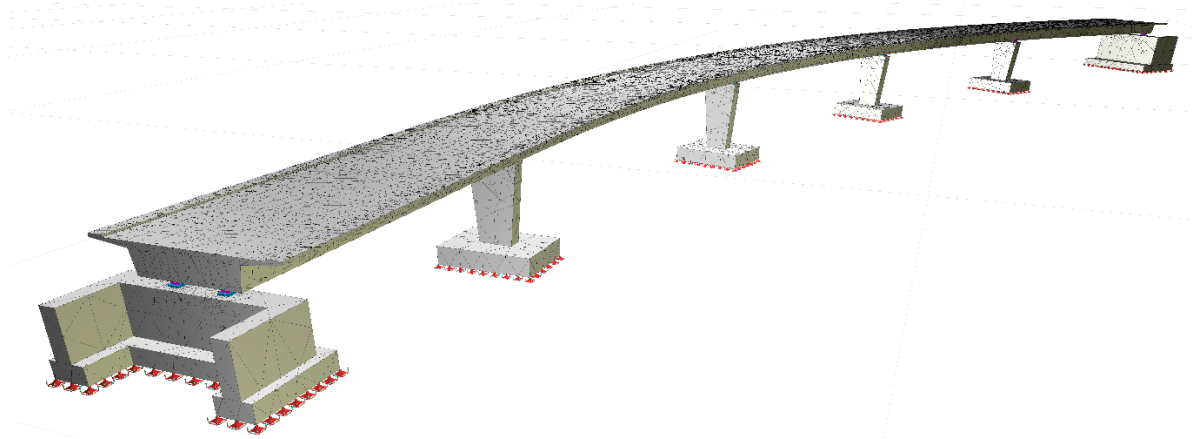
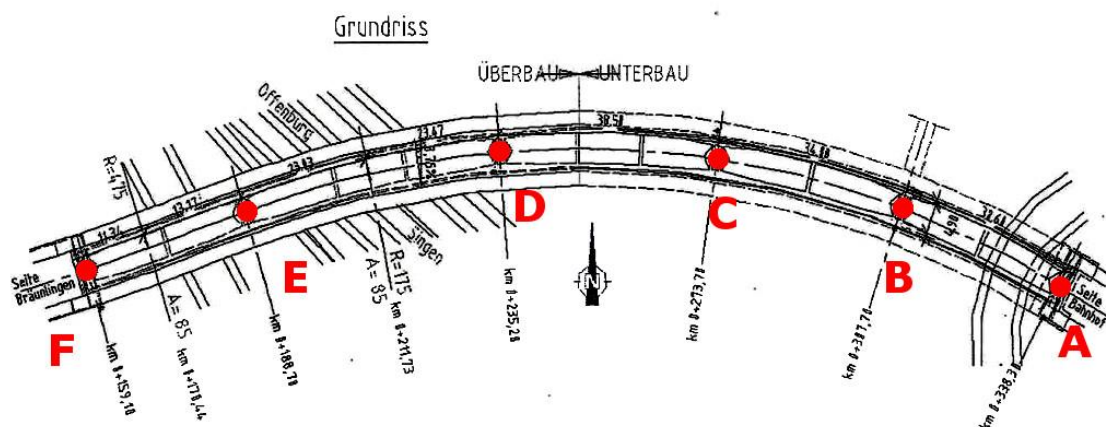


Abb. 23: Bemessungsmodell in InfoCAD

5.1 Volumenmodell in AutoCAD

Wie in Abb. 24 dargestellt, hat die Schellenbergbrücke im Grundriss eine starke Krümmung. Zwischen den Auflagerpunkten A und D weist die Brückenachse einen Radius von 175 Metern auf. Der Streckenabschnitt zwischen den Punkten D und E besteht zur einen Hälfte aus einem Klothoiden- und zur anderen Hälfte aus einem Kreisausschnitt.



Aufgrund der geringen Abweichung wird über den ganzen Abschnitt eine idealisierte Brückenachse mit einem Radius von 175 Metern angesetzt. Die Strecke zwischen den Auflagern E und F wird vereinfacht als Gerade definiert.

Ein gebogenes Volumenelement wird beim Import in InfoCAD automatisch in mehrere gerade Segmente unterteilt. Um eine willkürliche Unterteilung zu vermeiden, wird das Volumenmodell deshalb bereits in AutoCAD aus mehreren geraden Abschnitten erzeugt. Zudem vereinfacht sich dadurch die Modellierung der gevouteten Stege. Zwangspunkte sind die Auflager (Punkte A bis F) sowie die Querschotte in den Feldmitten. Bezogen auf den Punkt F ergeben sich die Koordinaten der Polylinie nach den Gleichungen (5-1) bis (5-3). Die berechneten Werte befinden sich in Tab. 5.

$$x_i = s + R \cdot \sin \alpha \quad (\text{m}) \quad (5-1)$$

mit:

s : Strecke zwischen Punkt F und E, $[s] = \text{m}$;

R : Bogenradius, $[R] = \text{m}$.

$$y_i = \sqrt{R^2 - x_i^2} - R \quad (\text{m}) \quad (5-2)$$

mit:

R : Bogenradius, $[R] = \text{m}$;

$$\alpha = \frac{b_j}{R} \quad (\text{m}) \quad (5-3)$$

mit:

b_j : Bogenlänge der Linie j , $[b] = \text{m}$;

R : Bogenradius, $[R] = \text{m}$.

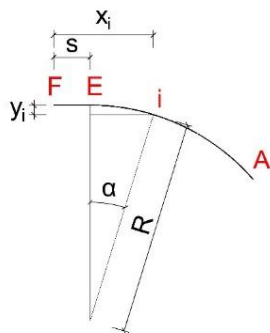


Abb. 25: Idealisierte Brückenachse

Tab. 5: Koordinaten der Brückenachse

	Länge L (m)	Radius R (m)	Linien- segment	Länge L _i (m)	x _i (m)	y _i (m)
Feld EF	29,6	∞	1	5,90	5,900	0,000
			2	8,90	14,800	0,000
			3	8,90	23,700	0,000
			4	5,90	29,600	0,000
Feld DE	46,5	175	1	9,30	38,896	-0,247
			2	6,20	45,080	-0,686
			3	7,75	52,782	-1,542
			4	7,75	60,438	-2,739
			5	6,20	66,520	-3,939
			6	9,30	75,555	-6,142
Feld CD	38,5	175	1	7,70	82,938	-8,326
			2	5,30	87,960	-10,018
			3	6,25	93,814	-12,207
			4	6,25	99,586	-14,604
			5	3,20	102,507	-15,910
			6	9,80	111,297	-20,240
Feld BC	34	175	1	10,20	120,173	-25,262
			2	6,80	125,922	-28,894
			3	10,20	134,270	-34,753
			4	6,80	139,639	-38,925
Feld AB	30,6	175	1	6,10	144,314	-42,842
			2	9,20	151,100	-49,053
			3	9,20	157,551	-55,611
			4	6,10	161,634	-60,143

Das Volumenmodell wird durch Extrusion des Regelquerschnittes entlang der idealisierten Brückenachse erzeugt. Im Bereich der Querschotte und Stegvouten wird das Volumen getrennt und manuell abgeändert (s. Abb. 26). Das vollständige Volumenmodell mit Spanngliedlage und Auflagerwänden ist in Abb. 27 dargestellt.

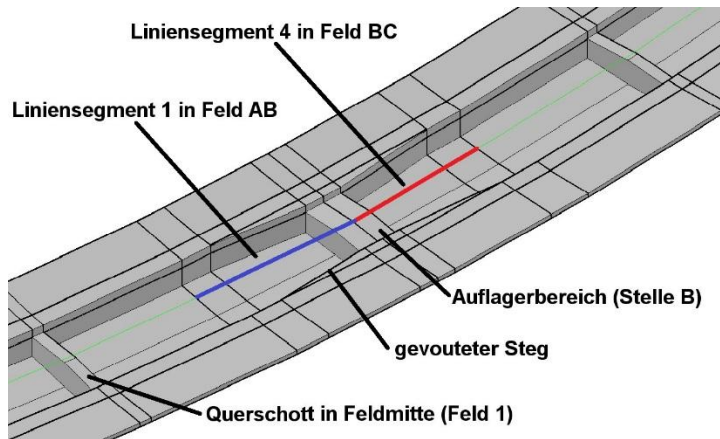


Abb. 26: Ausschnitt des Volumenmodells in AutoCAD 2015 (Darstellung ohne Obergurt in Brückenmitte)

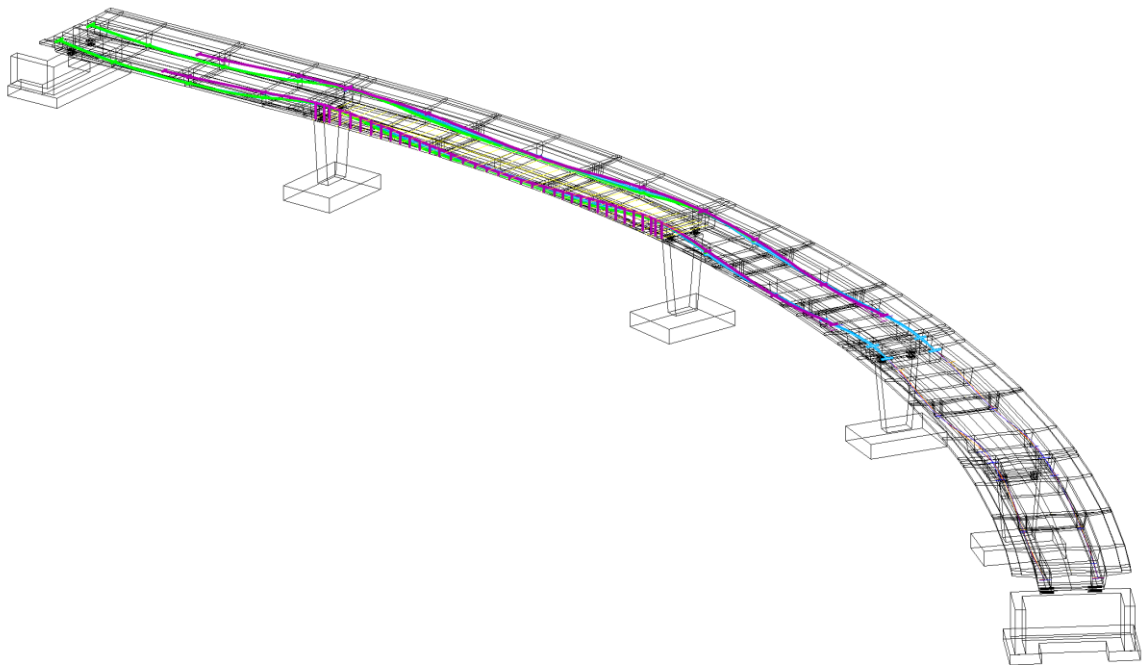


Abb. 27: Vollständiges Volumenmodell in AutoCAD 2015 (Darstellung als Drahtmodell)

5.2 Netzgenerierung

Das aus AutoCAD importierte Volumenmodell wird von InfoCAD automatisch vernetzt. Als Vernetzungsmethode wird die Option „Tetraeder aus Volumen“ ausgewählt. Die Tetraederelemente haben neben den vier Eckknoten noch sechs weitere Seitenmittenknoten. Jeder Knoten besitzt die drei Freiheitsgrade u_x , u_y , und u_z . Die Elementgröße wird mit dem Verhältnis Gesamtvolumen zu Elementvolumen auf den Wert 500 begrenzt, um eine ausreichende Berechnungsgenauigkeit bei überschaubarer Rechenzeit zu ermöglichen.

Als Qualitätsmaß des Volumengitters dient das Verhältnis Umkugelradius zu minimaler Kantenlänge. Dieses wird mit dem Wert 2,0 möglichst klein gewählt, um möglichst wohlgeformte Tetraeder zu erhalten.

Zu Beginn ergaben sich einige Probleme, da der automatische Netzgenerator von Infograph große Schwierigkeiten hatte, das aus AutoCAD importierte Modellobjekt zu vernetzen. Nach langer Fehlersuche konnte der triviale Fehler einer falschen Einheitendefinition in AutoCAD ausfindig gemacht werden. Aufgrund der falschen Einstellung wurde das Volumenmodell beim Export um den Faktor 1000 verkleinert. Durch Korrektur der Exportdatei (s. Abb. 28) wurde die falsche Eingabe behoben. Danach konnte das Volumenmodell schließlich im richtigen Maßstab übernommen werden und die Vernetzung funktionierte einwandfrei.

Falsche Einheitendefinition

#28= IFCSIUNIT(*, .LENGTHUNIT., .MILLI., .METRE.);

Korrekte Einheitendefinition

#28= IFCSIUNIT(*, .LENGTHUNIT., \$, .METRE.);

Abb. 28: Auszug aus IFC-Datei mit korrekter und falscher Einheitendefinition

5.3 Auflagermodellierung

Um im Auflagerbereich große Singularitäten zu vermeiden, werden zur besseren Lastverteilung an der Unterseite des Brückenkastens sowie auf den Wandauflagern quaderförmige Stahlelemente hinzugefügt. Verbunden durch Koppelungen wird dazwischen ein Biegestab angeordnet (s. Abb. 30).

Dies hat den großen Vorteil, dass die horizontale Verschiebbarkeit der Auflager entlang des Polstrahls durch ein Querkraftgelenk simuliert werden kann.

Außerdem sind die Auflagerkräfte durch die Ausgabe der Stabnormalkräfte abrufbar. Der dritte Vorteil dieser Modellierung ergibt sich beim Lastfall Auflagerwechsel, da so die Möglichkeit besteht, eine Vorverformung an der richtigen Stelle aufzubringen (s. Abschnitt 5.5.9). Damit sich der Brückenüberbau zwängungsfrei bewegen kann, müssen die Stabelemente mit dem Winkel α (s. Abb. 29 und Tab. 6) um die eigene Achse gedreht werden.

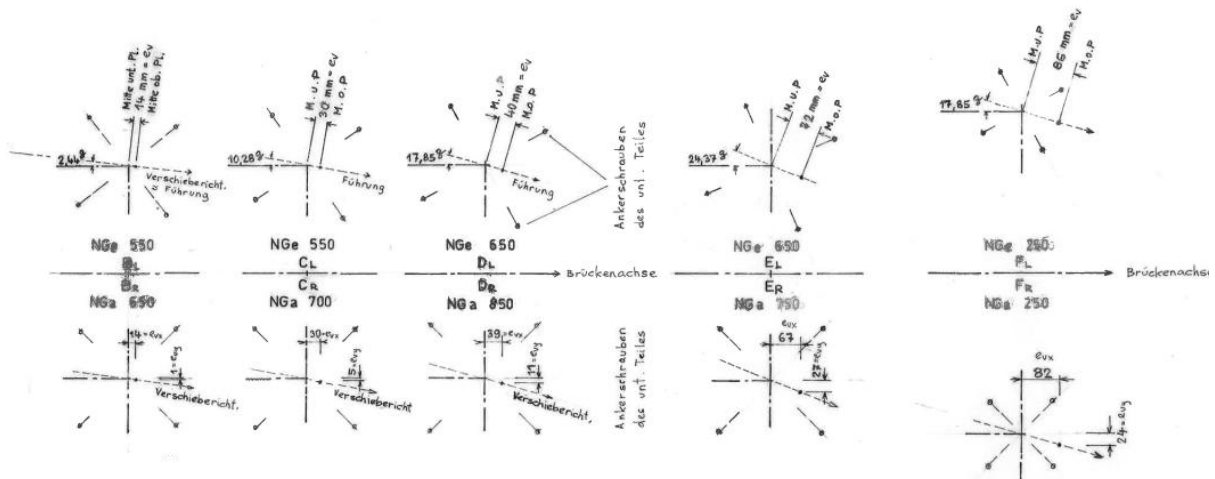


Abb. 29: Darstellung der Lagerverschieberichtung – entnommen aus der Bestandsstatik

Tab. 6: Verdrehwinkel der Biegestäbe

	Winkel zwischen Polstrahl und Brückenachse	Winkel zwischen globaler x-Achse und Brückenachse	Gesamter Verdrehwinkel
Auflager A	-	47,98°	47,98°
Auflager B	2,44°	38,90°	41,34°
Auflager C	10,28°	27,86°	38,14°
Auflager D	17,85°	15,09°	32,94°
Auflager E	24,37°	0°	24,37°
Auflager F	17,85°	0°	17,85°

Zusätzlich wird das Stabende mit drei Momentengelenken versehen, da über die Topfaulager keine Momente übertragen werden können.

Die fertige Verbindung des Über- und Unterbaus ist in Abb. 30 dargestellt.

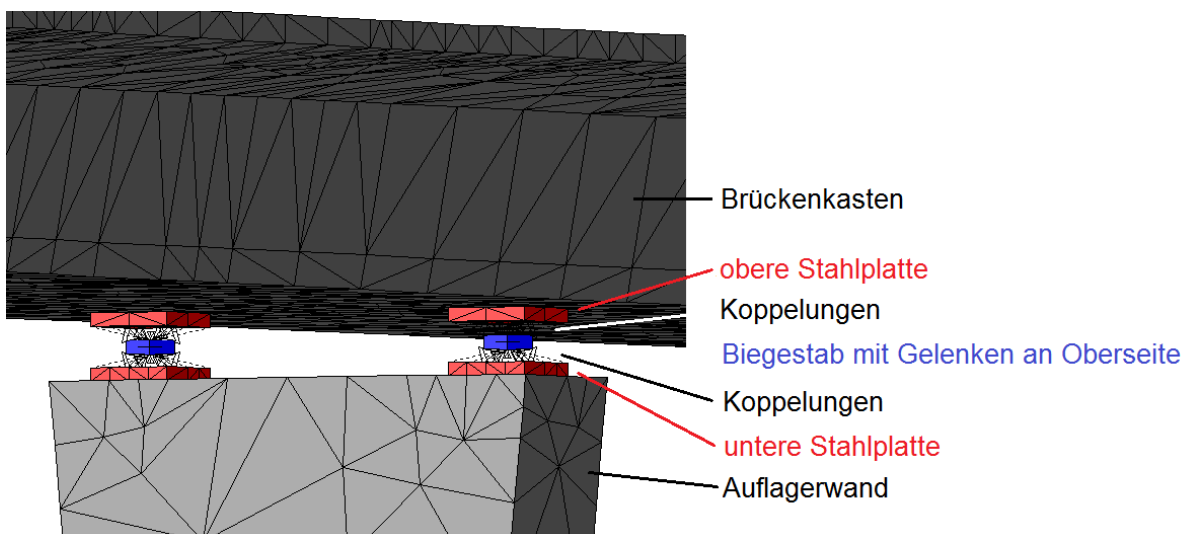


Abb. 30: Darstellung der Verbindung zwischen Über- und Unterbau

Um unterschiedliche Auflagersteifigkeiten zu berücksichtigen, werden die Auflagerwände und Widerlager mit den daran anschließenden Fundamenten ebenfalls durch Volumenelemente modelliert.

Die Fundamente werden in vertikaler Richtung durch voneinander unabhängige Federn elastisch gebettet. Der Steifemodul E_s des Bodens beträgt ca. 20 MN/m².

Mit der ursprünglichen Formel von Rausch (s. Gleichung (5-4)) wird daraus der Bettungsmodul k_s abgeschätzt.

$$k_s = \frac{E_s}{0,4 \cdot \sqrt{A_F}} \quad (5-4)$$

mit:

E_s Steifemodul, $[E_s] = \text{MN/m}^2$;

A_F Grundfläche des Fundamentes, $[A_F] = \text{m}^2$.

Die Größe der Einzelfedern ergibt sich näherungsweise durch Multiplikation mit der Einflussfläche:

$$k_i = k_s \cdot x_i \cdot y_i \quad (5-5)$$

mit:

k_s Bettungsmodul, $[k_s] = \text{MN/m}^3$;

x_i : Einflusslänge der Feder i in x-Richtung, $[x_i] = \text{m}$;

y_i : Einflusslänge der Feder i in y-Richtung, $[y_i] = \text{m}$;

Um willkürliche Einflussflächen der Federn infolge der FE-Netzgenerierung zu vermeiden, werden in Infograph an der Fundamentunterseite manuelle Ränder eingefügt. Diese stellen bei der FE-Vernetzung Zwangskanten dar, wodurch ein regelmäßiges Raster ermöglicht wird.

Aus den gewählten Rasterabständen ergeben sich die in der folgenden Tabelle angegebenen Einzelfedern, wobei der Wert an den Fundamenträndern um den Faktor 2 erhöht wird.

Tab. 7: Eingabewerte der Auflagerfedern

Feder i	Auflager	Bettungsmodul k_s [k_s] = MN/m ³	x_i [x_i] = m	y_i [y_i] = m	Einzelfeder k_i [k_i] = MN/m
1	B	7,9	1	1	7,9
2	D	7,2	1	1	7,2
3	C und E	7,5	1,1	1	8,3
4	A	6,9	1,05	0,8	5,8
5	F	8	0,8125	1,25	8,1

In horizontaler Richtung werden die Fundamente mit 1/10 des vertikalen Federwerts gehalten.

5.4 Eingabe Spannglieder

Die Lage der Spannglieder ist in InfoCAD durch die Eingabe mehrere Splinepunkte definiert. Wegen der einfacheren Eingabe werden alle 84 Spannglieder zuerst in AutoCAD hinzugefügt. Schwierigkeiten bereiten dabei die unzureichend zu Verfügung stehenden Unterlagen. Weder das zuständige Landratsamt noch das Regierungspräsidium können in ihrem Archiv Längsschnitte mit der genauen Lage der Spannglieder finden. Mit den Berechnungen in der Bestandsstatik und mithilfe eines Querschnittsplans ist es jedoch möglich, den Verlauf der Spannglieder zu rekonstruieren. Demnach weist die Brücke insgesamt 84 Spannglieder auf, die symmetrisch zur Brückenachse angeordnet sind. Für die Eingabe werden die Spannglieder zu 16 vergleichbaren Spannsträngen zusammengefasst. Eine Übersicht über die Längs- und Vertikallage ist in Abb. 31 dargestellt. Die ausführlichen Koordinaten für die Eingabe in InfoCAD sind im Anhang aufgelistet. In horizontaler Richtung werden die Spannstränge vereinfachend in Stegmitte angeordnet, da die Auswirkung der horizontal exzentrischen Lage auf die Schnittgrößen des Gesamtsystems vernachlässigbar ist. Lediglich für eine lokale Betrachtung müssen die durch Umlenkkräfte erzeugten Zugspannungen in der unteren Platte berücksichtigt werden.

Das Spannverfahren ist sowohl in der vorhandenen Statik als auch in den vorliegenden Plänen nicht angegeben. Allerdings kann aus der Vorspannkraft von $116 \text{ Mp} = 1138 \text{ kN}$ und der Durchsicht von Zulassungsbescheiden der zur Errichtungszeit verwendeten Spannverfahren darauf geschlossen werden, dass das Spannverfahren „BBRV“ mit dem Bündel IV aus 44 Einzeldrähten verwendet wurde.

Die Spannstränge 15 und 16 sind Zulagen aus Dywidag-Gewindestäben mit einer maximal zulässigen Vorspannkraft von $30,7 \text{ Mp} = 301 \text{ kN}$.

Bei der Eingabe der Spannglieder muss noch angegeben werden, von welcher Seite des Spannglieds vorgespannt wird. Diese Information ist in der Bestandsstatik in einem Spannprotokoll enthalten. Für die Eingabe in InfoCAD werden drei Spannanweisungen definiert. Eine Übersicht befindet sich in Tab. 8.

Tab. 8: Vorspannseite und Vorspannfaktoren

Spannstrang	Spannanweisung		
	Einseitig Anfang	Einseitig Ende	Beidseitig
1	1,0 (Widerlager A)	0	0
2	1,0 (Widerlager A)	0	0
3	1,0 (Widerlager A)	0	0
4	0	1,0 (Koppelfuge)	0
5	1,0 (Widerlager A)	0	0
6	0	1,0 (Koppelfuge)	0
7	0	0	1,0 (Widerlager F & vor St. C)
8	0	0	1,0 (Widerlager F & vor St. C)
9	0	0	1,0 (Widerlager F & vor St. C)
10	0	0	1,0 (Widerlager F & vor St. D)
11	0	0	1,0 (hinter St. E & vor St. D)
12	0	0	1,0 (hinter St. E & vor St. D)
13	0	1,0 (in Feld 5)	0
14	1,0 (in Feld 3)	0	0
15	1,0 (an Stütze D)	0	0
16	1,0 (in Feld 4)	0	0



Abb. 31: Rekonstruktion der Spanngliedlage

5.5 Charakteristische Werte von Einwirkungen

5.5.1 Allgemein

Für die Brückennachrechnung sind alle Einwirkungen dem DIN-Fachbericht 101 zu entnehmen. Da jedoch die DIN-Fachberichte in der aktuellen Liste der Technischen Baubestimmungen von Baden-Württemberg nicht mehr aufgeführt sind, werden im Rahmen dieser Arbeit die Einwirkungen den aktuell gültigen Eurocodes entnommen. Wesentliche Unterschiede zwischen den Regelwerken sind ohnehin nicht vorhanden. Außerdem ermöglichen abweichende Regelungen in der Nachrechnungsrichtlinie, beispielsweise in Abschnitt 10.1.2, die Verwendung des Verkehrslastmodells aus dem Eurocode.

5.5.2 Lastfall Ständige Lasten

In diesem Lastfall wird das Tragwerk in InfoCAD automatisch mit seinem Eigengewicht beaufschlagt. Dabei wird die Wichte der Volumenelemente mit 25 kN/m^3 vorgegeben. Zusätzlich müssen noch die Eigenlasten aus den Kappen, dem Fahrbahnbelag und den sonstigen Aufbauten in das System eingegeben werden.

Gehwegkappen (je Brückenseite):

$$g_k = \left(\frac{0,4 \text{ m} + 0,35 \text{ m}}{2} \cdot 0,35 \text{ m} + 0,14 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m} + 0,22 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \right) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$
$$= 11,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

verteilt auf 1,9 m:

$$g_k = \frac{11,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1,9 \text{ m}} = 6,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (Flächenlast bis 1,9 m ab der Brückenaußenkante)}$$

Fahrbahnbelag:

$$g_k = 0,075 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 1,8 \text{ kN/m}^2$$

Geländer (je Brückenseite):

$$g_k = 0,5 \text{ kN/m (Linienlast entlang Brückenaußenkante)}$$

5.5.3 Lastfall Vorspannung

Die Einwirkung aus Vorspannung ist unter anderem abhängig von der Spanngliedanzahl, deren Lage, den Verlusten sowie dem Vorspanngrad. InfoCAD berechnet die Einwirkung aus Vorspannung automatisch, indem die Spannstränge in Intervalle zerlegt und die entsprechenden Vorspann-, Reibungs- und Umlenkkräfte auf die dortigen Volumenelemente aufgebracht werden [23]. Die Eingabe der Spannglieder und dazugehöriger Parameter ist in Abschnitt 5.4 beschrieben.

5.5.4 Lastfall Kriechen und Schwinden

Die Berücksichtigung des Betonkriechens und Betonschwindens erfolgt in InfoCAD durch Anlegen eines entsprechenden Lastfalls.

Als kriecherzeugende Dauerlast werden das Eigengewicht und die Vorspannung ausgewählt. Der Spannkraftverlust aus Relaxation des Spannstahls ist für die verwendeten Spannglieder nach DIN 4227:1953 mit einem Ausnutzungsgrad von 0,55 der Zugfestigkeit im Vergleich zu den heutigen Ausnutzungsgraden von 0,65 eher gering. Deshalb wird der Spannkraftverlust infolge Relaxation mit nur 1% angesetzt.

5.5.5 Lastfall Verkehr

5.5.5.1 Wahl des Verkehrslastmodells

Für die vertikale Verkehrseinwirkung ist unter Berücksichtigung der Nachrechnungsrichtlinie [18] Tab. 10.2 das Ziellastniveau BK 30/30 der DIN 1072:1985 ansetzbar, da es sich um eine innerörtliche Kreisstraße mit einem vermuteten täglichen Schwerverkehrsanteil von weniger als 2000 Fahrzeugen handelt. Auf der sicheren Seite liegend wird jedoch das ungünstigere Verkehrslastmodell LM1 aus dem derzeit gültigen Eurocode DIN EN 1991-2 [11; 4] angesetzt.

5.5.5.2 Aufteilung der Brückenfläche

Die Fahrbahnbreite w zwischen den Schrammborden beträgt 7,5 Meter. Daraus ergeben sich nach Tab. 4.1 des Eurocodes zwei rechnerische Fahrstreifen mit einer Breite von drei Metern und eine Restfläche von 1,5 Metern.

5.5.5.3 Belastung der Brückenfläche

Das Lastmodell 1 besteht aus einer Doppelachse (Tandemsystem TS) und einer gleichmäßig verteilten Belastung (UDL-System).

Mit dem Tandemsystem werden somit je Fahrstreifen vier Einzellasten in das Bemessungsmodell eingeleitet, wobei die Achslast im ersten rechnerischen Fahrstreifen 300 kN und im zweiten rechnerischen Fahrstreifen 200 kN beträgt.

Die Anordnung der Achsen ist in Abb. 32 dargestellt.

Die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL) beträgt im ersten Fahrstreifen 12 kN/m² (mit $\alpha_{q1} = 1,333$ und $q_{1k} = 9$ kN/m²) und im zweiten Fahrstreifen 6 kN/m² (mit $\alpha_{q2} = 2,4$ und

$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$). Die Restfläche der Fahrbahn sowie die Kappenbereiche werden mit einer Flächenlast von $3,0 \text{ kN/m}^2$ (mit $\alpha_{qr} = 1,2$ und $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$) beaufschlagt.

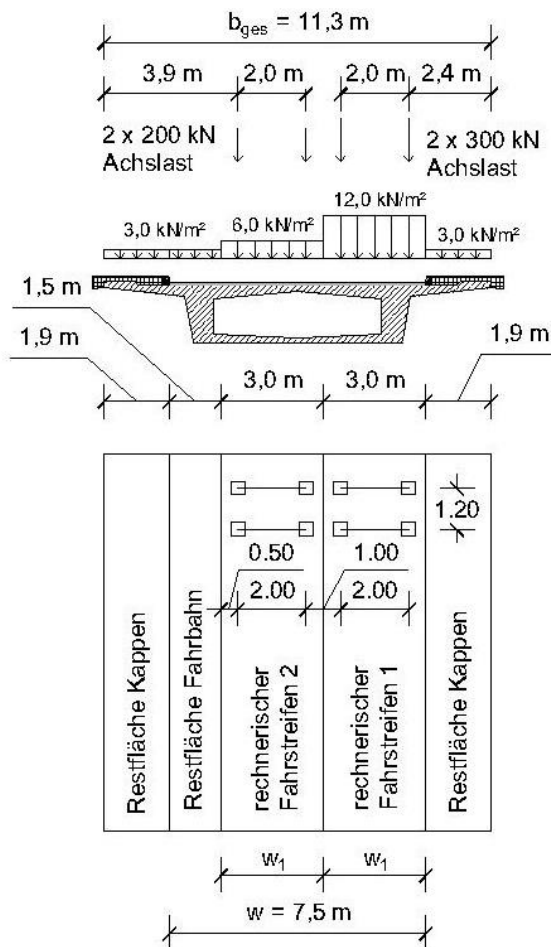


Abb. 32: Anordnung Flächenlast (UDL-System) und Achslasten (Tandemsystem TS) nach LM 1

5.5.5.4 Anordnung der Verkehrslasten

Für die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit spielt die Anordnung der rechnerischen Fahrstreifen in Brückenquerrichtung keine entscheidende Rolle. Deshalb wird in dem Bemessungsmodell nur eine Lage, wie in Abb. 32 dargestellt, berücksichtigt. Die Doppelachsen (Tandem-System TS) des Lastmodells 1 werden für den globalen Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in der Mitte der rechnerischen Fahrstreifen angenommen.

In Brückenlängsrichtung werden die unterschiedlichen Tandemsystemlaststellungen mit einem Abstand von 1,2 Metern eingegeben (vgl. Abb. 32 und Abb. 33).

Jede Laststellung muss in InfoCAD manuell durch die Angabe dreier Punkte definiert werden:

- Punkt1: Bezugspunkt oder Einfügepunkt des Tandemsystems
- Punkt 2: gibt lokale x-Richtung (Fahrtrichtung) des Tandemsystems an
- Punkt 3: beliebiger Punkt im lokalen x-y-Koordinatensystem

Die Koordinaten des Bezugspunkts werden mithilfe der Gleichungen (5-6) und (5-7) berechnet, um eine korrekte Positionierung der Tandemsysteme zu gewährleisten.

$$x_i = x_{i-1} + \cos(\alpha) \cdot a \quad (\text{m}) \quad i \in \mathbb{N} \quad (5-6)$$

$$y_i = y_{i-1} + \sin(\alpha) \cdot a \quad (\text{m}) \quad i \in \mathbb{N} \quad (5-7)$$

mit:

x_i x-Wert von P_i (Einfügepkt. der betrachteten Tandemsystemlaststellung), $[x_i] = \text{m}$.

y_i y-Wert von P_i (Einfügepkt. der betrachteten Tandemsystemlaststellung), $[y_i] = \text{m}$.

α : Winkel zwischen Horizontaler und Brückenachse (Fahrtrichtung der betrachteten Tandemsystemlaststellung, $[\alpha] = ^\circ$.

a : Abstand zwischen den Mittelpunkten zweier benachbarter Tandemsysteme. Dieser Wert wird mit $a = 0,6 + 1,2 + 0,6 = 2,4$ festgelegt, $[a] = \text{m}$.

Als Koordinaten des zweiten Punktes wird der benachbarte Punkt in Fahrtrichtung des Tandemsystems eingegeben. Das UDL-System wird in InfoCAD durch 75 rechteckige Lastfelder definiert, die jeweils einzeln oder als Gruppe auftreten können.

Die Länge der Lastfelder wird in dem Bemessungsmodell der Schellenbergbrücke durch die einzelnen geraden Brückenabschnitte begrenzt. Aus AutoCAD importierte Begrenzungslinien dienen der einfacheren Positionierung der Lastfelder.

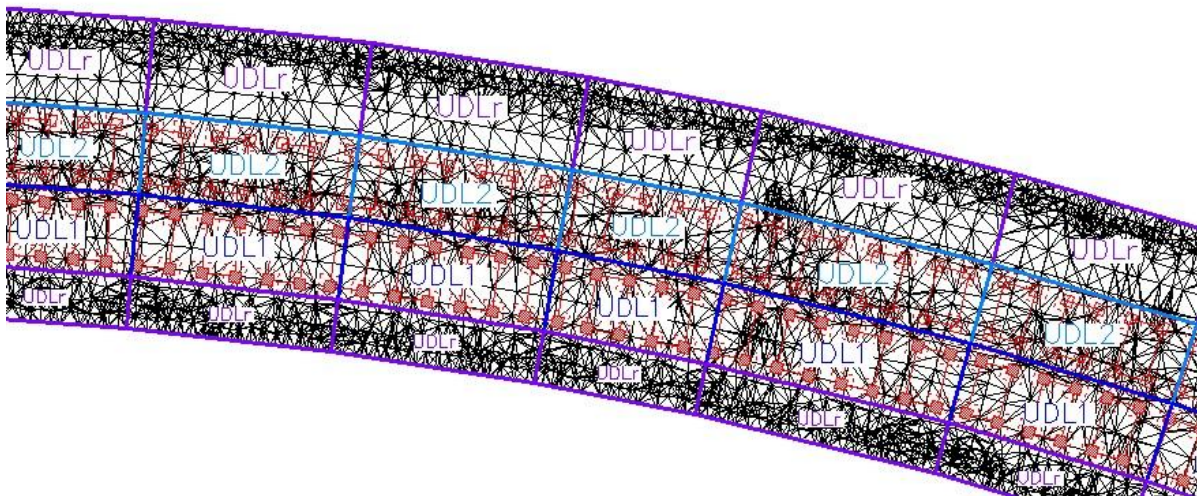


Abb. 33: Ausschnitt Bemessungsmodell mit Tandemsystemlaststellungen und UDL-Belastungsflächen

5.5.5.5 Verteilung der Einzellasten

Die Einzellasten aus den Rädern werden von InfoCAD auf eine Lastfläche verteilt. Diese berechnet sich nach dem Eurocode [11; 4] aus der Reifenaufstandsfläche (0,4 m x 0,4 m) und der Fläche, die sich aus der Lastverteilung unter 45° bis zur Mittellinie der Fahrbahnplatte ergibt. Deshalb muss in InfoCAD die Lastverteilungshöhe angegeben werden. Für die Schellenbergbrücke berechnet sich diese nach Gleichung (5-8).

$$h = h_B + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h_{1,Pl} + h_{2,Pl}}{2} \right) = 0,075 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0,2 + 0,4}{2} \right) = 0,225 \text{ m} \quad (5-8)$$

mit:

h_B Belagdicke, $[h_B] = \text{m}$;

$h_{1,Pl}$ Plattendicke an Stelle 1, $[h_{1,Pl}] = \text{m}$;

$h_{2,Pl}$ Plattendicke an Stelle 2, $[h_{2,Pl}] = \text{m}$.

5.5.5.6 Horizontale Verkehrslasten

Horizontale Verkehrslasten werden in dem Berechnungsmodell nicht berücksichtigt, da diese für die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit keine wesentliche Rolle spielen.

5.5.6 Lastfall Temperatur

5.5.6.1 Ermittlung der charakteristischen Temperaturunterschiede

Für den Brückenüberbau müssen Temperatureinwirkungen durch die tägliche bzw. jahreszeitliche Temperaturschwankung berücksichtigt werden.

Die Norm für Temperatureinwirkungen DIN EN 1991-1-5 [9; 5] empfiehlt, repräsentative Werte in Form des konstanten und veränderlichen Temperaturanteils zu berücksichtigen. Bei der Schellenbergbrücke erzeugt der konstante Temperaturanteil aufgrund der Polstrahl Lagerung keine wesentlichen Schnittgrößen im Brückenüberbau. Eine Berücksichtigung des konstanten Temperaturanteils bei der Schnittgrößenkombination ist deshalb nicht notwendig. Jedoch wird der Lastfall mit dem konstanten Temperaturanteil zur Kontrolle der korrekten Auflagermodellierung zwischen Brückenüber- und Brückenunterbau herangezogen. Ein Betonhohlkasten entspricht nach Tabelle 6.1 des Eurocode 1-5 [5] einem Überbautyp 3. Die charakteristischen Werte des linearen Temperaturunterschiedes für eine Fahrbahnbelagsdicke von 50mm betragen somit: $\Delta T_{M,heat} = 10 \text{ K}$ und $\Delta T_{M,cool} = -5 \text{ K}$. Die positive Wirkung des um 25 mm dickeren Belages der Schellenbergbrücke auf die Werte des linearen Temperaturunterschiedes (Faktor k_{sur}) wird vereinfachend vernachlässigt.

5.5.6.2 Abminderung der Zwangsschnittgrößen infolge ΔT_M

Die linear-elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen infolge des linear veränderlichen Temperaturanteils ΔT_M werden durch Rissbildung im Beton abgebaut.

Nach dem nationalen Anhang des Eurocodes 2-2 [14] darf dies im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den Ansatz der 0,6-fachen Steifigkeitswerte des Zustands 1 im gerissenen Trägerbereich berücksichtigt werden.

In der Praxis wird anstelle der reduzierten Steifigkeitswerte der Faktor 0,6 in der Schnittgrößenkombination durch Abminderung des Temperaturlastfalls berücksichtigt. Die Nachrechnungsrichtlinie ermöglicht eine stärkere Abminderung der Zwangsschnittgrößen. Jedoch gilt dann die zweite Stufe der Nachweisführung und die Brücke kann nicht mehr der Nachweisklasse A zugeordnet werden.

Werden die speziellen Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie angewendet, dürfen die Schnittgrößen um 60% auf den 0,4-fachen Wert reduziert werden. Eine darüber hinaus gehende Abminderung mit dem Faktor η_u (s. Gleichung (5-9)) ist bei ausreichender Duktilität möglich.

$$\eta_u = 0,4 \cdot \frac{x/d}{\lim x/d} \leq \eta_{cr} \quad (5-9)$$

mit:

$\lim x/d$ bezogene Druckzonenhöhe bei der die Bewehrung gerade ins Fließen kommt,

$\lim x/d = 0,56$ ($\epsilon_{sy} = 2,75\text{‰}$);

x/d bezogene Druckzonenhöhe aus der Bemessung im kritischen Schnitt, bei mehreren Stützenquerschnitten gilt der größere Wert;

η_{cr} Mindestwert des Abminderungsfaktor, $\eta_{cr} = 0,4$.

5.5.7 Lastfall Wind

Nach DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12 - NDP zu 8.3.3 (1), Anmerkung 1 [8] kann für die Windlastermittlung der Schellenbergbrücke auf den Ansatz einer Windlast in z-Richtung verzichtet werden. In horizontaler Richtung wird nur die Beanspruchung in Brückenquerrichtung betrachtet. Zur Ermittlung der horizontalen Windkraft wird das vereinfachte Verfahren nach Anhang NA.N der DIN EN 1991-1-4/NA [8] angewendet.

Gesamtbreite in Brückenquerrichtung: $b = 12 \text{ m}$

Höhe Verkehrsband: $2,0 \text{ m}$ (nach DIN EN 1991-1-4 – 8.3.1(5a) [6])

Höhe der Windangriffsfläche: $h = 1,7 \text{ m} + 2,0 \text{ m} = 3,7 \text{ m}$

Größte Höhe der Windresultierenden über Gelände: $z_e = 10 \text{ m}$

Verhältnis der Querschnittsabmessung: $b/d = 12/3,7 = 3,2$

Windlastzone Donaueschingen: Zone 1

Mit diesen Ausgangswerten ergibt sich aus Tab. NA.N.5 [8] die Windeinwirkung nach Gleichung (5-10).

$$\begin{aligned} w_k &= w_{2,k} + \frac{w_{1,k} - w_{2,k}}{b/d_{1,k} - b/d_{2,k}} \cdot (b/d_{1,k} - b/d_{vorh.}) \\ &= 0,8 + \frac{1,45 - 0,8}{4 - 0,5} \cdot (4 - 3,2) = 0,95 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \end{aligned} \quad (5-10)$$

Die Flächenlast auf die Brückenflanken beträgt somit $w_k = 0,95 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{3,7}{1,7} = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Eine Momentenbeanspruchung kann aufgrund des geringen Hebelarms vernachlässigt werden. Betrachtet wird die Windrichtung aus nördlicher und südlicher Richtung.

5.5.8 Lastfall Stützensenkung

Es wird für jede Auflagerachse ein Lastfall definiert, bei dem die jeweiligen Einzelfedern an den Fundamentunterkanten mit einer Auflagerverschiebung versehen werden. Eingegeben wird eine Verschiebung in z-Richtung um 10 mm.

5.5.9 Lastfall Lagerwechsel

Für einen eventuell erforderlichen Austausch der Lager muss der Überbau nach DIN EN 1990/NA/A1 [12] so ausgebildet sein, dass er um ein Mindestmaß von 10 mm angehoben werden kann. In dem vorhandenen Berechnungsmodell kann diese Beanspruchung simuliert werden, indem die vorhandenen Biegestäbe zwischen Brückenüber- und Brückenunterbau mit einer Vordehnung versehen werden.

Leider ist die direkte Eingabe der Längenänderung nicht möglich, sondern muss indirekt über eine Temperaturänderung des Stabes angegeben werden.

Die gesuchte Temperatur T_{ges} , für die sich der Stab um 10 mm dehnt, wird mit den Gleichungen (5-11) und (5-12) berechnet.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} = \frac{10 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 0,1 \quad (5-11)$$

mit:

Δl Längenänderung des Biegestabes, $[\Delta l] = \text{mm}$;

l_0 Ausgangslänge des Biegestabes, $[l_0] = \text{mm}$.

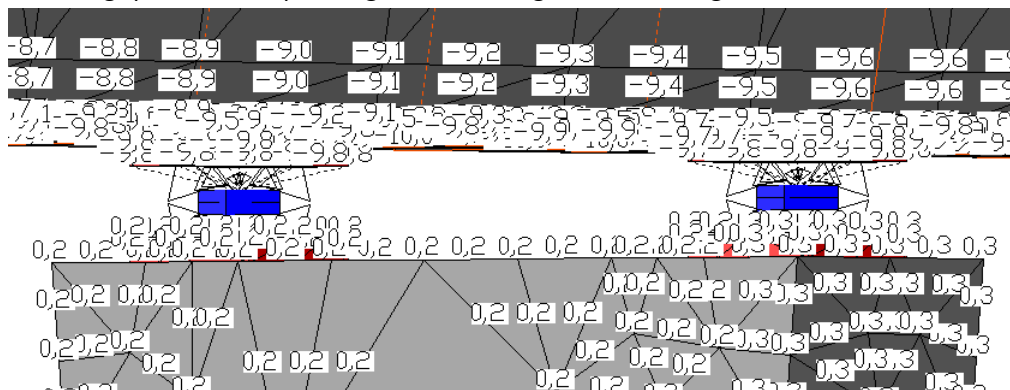
$$T_{\text{ges}} = \frac{\varepsilon}{\alpha_T} = \frac{0,1}{1,2 \cdot 10^{-5}} = 8333 \text{ K} \quad (5-12)$$

mit:

ε Dehnung des Biegestabs (s. Gl. (5-11)) ;

α_T Ausdehnungskoeffizient des Biegestabs, $[\alpha_T] = 1/\text{K}$.

Insgesamt wird für jede Auflagerachse ein Lastfall Lagerwechsel erstellt. Definiert werden diese als exklusive Lastfälle, da ein Lagerwechsel achsenweise durchgeführt wird und sich die Lastfälle dadurch gegenseitig ausschließen. Die auf den Ausdehnungskoeffizienten bezogene Dehnung von ca. 8500 K wird immer auf beide Stäbe einer Auflagerachse aufgebracht. Die Kontrolle der globalen Verschiebung in z-Richtung (s. Abb. 34) belegt die Richtigkeit der Eingabe.



5.6 Bemessungswerte von Einwirkungen

5.6.1 Allgemein

Bei den folgenden Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit wird der Grenzzustand beim Bruch des Brückenquerschnitts betrachtet. Somit muss der Bemessungswert der Beanspruchung E_d dem entsprechenden Bemessungswiderstand R_d im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR) gegenübergestellt werden.

Für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation ergibt sich der Bemessungswert der Einwirkung nach Gleichung (5-13).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5-13)$$

mit:

- $\gamma_{G,j}$ Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung j ;
- $G_{k,j}$ charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung;
- γ_P Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung aus Vorspannung;
- P_k charakteristischer Wert der Vorspannung;
- γ_{Q1} Teilsicherheitsbeiwert für die vorherrschende veränderliche Einwirkung;
- $Q_{k,1}$ charakteristischer Wert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung;
- $\gamma_{Q,i}$ Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i ;
- $\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert;
- $Q_{k,i}$ charakteristischer Wert der nicht vorherrschenden veränderlichen Einwirkung i .

5.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte

5.6.2.1 Lastfall Ständige Einwirkungen

Die Teilsicherheitsbeiwerte für das Eigengewicht werden Tabelle NA.A2.1 der DIN EN 1990/NA/A1 [12] entnommen.

Für das ungünstig wirkende Eigengewicht beträgt dieser Wert $\gamma_{G,sup} = 1,35$. Ein reduzierter Wert nach Abschnitt 12.3.2(1) der Nachrechnungsrichtlinie wird nicht angesetzt. Für günstig wirkendes Eigengewicht beträgt der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf} = 1,0$.

5.6.2.2 Lastfall Vorspannung

Der Lastfall Vorspannung wird nach der Tabelle NA.A2.1 der DIN EN 1990/NA/A1 [12] mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{P,sup} = \gamma_{P,inf} = 1,0$ gewichtet.

5.6.2.3 Lastfall Kriechen und Schwinden

Für den Lastfall Kriechen und Schwinden wird der Sicherheitsfaktor $\gamma_{cs} = 1,0$ entsprechend DIN EN 1992-2 B.105 [14; 7] angesetzt.

5.6.2.4 Lastfall Verkehr

Die Teilsicherheitsbeiwerte für das Verkehrslastmodell LM1 werden der Tabelle 10.8 der Nachrechnungsrichtlinie entnommen. Die darin angegebenen Werte stimmen mit der Tabelle NA.A2.1 der DIN EN 1990/NA/A1 [12] überein.

Für die ungünstig wirkende Verkehrslast beträgt der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,sup} = 1,35$. Bei günstiger Wirkung beträgt dieser Beiwert $\gamma_{Q,inf} = 0$.

5.6.2.5 Lastfall Temperatur

Der Temperaturlastfall wird nach der Tabelle NA.A2.1 der DIN EN 1990/NA/A1 [12] bei ungünstiger Wirkung mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{P,sup} = 1,35$ und bei günstiger Wirkung mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{P,inf} = 0$ gewichtet.

Aufgrund Rissbildung können, wie in Abschnitt 5.5.6.2 beschrieben, die Schnittgrößen aus Temperatur reduziert werden.

Die Abminderung unter Anwendung des Eurocodes liefert den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{P,sup} = 0,81$. Kommen die Sonderregelungen der Nachrechnungsrichtlinie zur Anwendung beträgt der Teilsicherheitsbeiwert bei ungünstiger Wirkung $\gamma_{P,sup} = 0,54$.

5.6.2.6 Lastfall Stützensenkung

5.6.2.7 Lastfall Lagerwechsel

Der Lastfall Lagerwechsel ist nach dem Eurocode als veränderliche Einwirkung anzunehmen. Somit beträgt der Sicherheitsbeiwert bei ungünstiger Wirkung $\gamma_{G,Anh} = 1,5$ und bei günstiger Wirkung $\gamma_{G,Anh} = 0$.

In der Nachrechnungsrichtlinie ist der Sicherheitsbeiwert mit $\gamma_{G,Anh} = 1,0$ definiert (vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.3.2(3)).

Außerdem dürfen die nach Zustand 1 ermittelten Zwangsschnittgrößen, infolge Anheben des Überbaus zum Auswechseln von Lagern, nach Abschnitt 12.2.2 der Nachrechnungsrichtlinie um 40 % abgemindert werden.

5.6.2.8 Zusammenfassung

Eine zusammenfassende Darstellung der Teilsicherheitsbeiwerte kann Tab. 9 entnommen werden.

Tab. 9: Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit STR unter der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation mit zusätzlichen Reduktionsfaktoren

Lastfall	Teilsicherheitsbeiwerte		Zusätzlicher Faktor	Eingabewerte in InfoCAD	
	γ_{sup}	γ_{inf}		γ_{sup}	γ_{inf}
Ständige Einwirkung	1,35 1,20 ^{a)}	1,0	-	1,35 1,20	1,0
Vorspannung	1,0	1,0	-	1,0	1,0
Kriechen und Schwinden	1,00 1,35 ^{b)}	1,0	- 0,4 ^{b)}	1,0 0,54	1,0 0,4
Verkehr LM1	1,35	0	-	1,35	0
Temperatur	1,35	0	0,6 ^{c)} 0,4 ^{d)}	0,81 0,54	0
Wind	1,50	0	-	1,50	0
Auflagersetzung	1,20 ^{e)} 1,00 ^{f)}	- ^{g)}	0,6 ^{h)} 0,4 ⁱ⁾	0,72 0,40	-
Lagerwechsel	1,5 ^{j)} 1,0 ^{k)}	0 0	- 0,6 ^{l)}	1,50 0,60	0

Blau: Regelungen aus dem Eurocode → Stufe 1 der Nachweisführung

Rot: Regelungen aus der Nachrechnungsrichtlinie → Stufe 2 der Nachweisführung

^{a)} bei ausreichender Messung der Bauteildicken, vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.3.2(1)

^{b)} vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.2.2(2d)

^{c)} vgl. DIN EN 1992-2/NA - NCI Zu 2.3.1.2 (2) und (3)

^{d)} vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.2.2(2a)

^{e)} vgl. DIN EN 1990/NA/A1 - Tabelle NA.A2.1

^{f)} vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.3.2(2)

^{g)} bei günstiger Wirkung ist die Einwirkung aus Setzung nicht zu berücksichtigen,

vgl. DIN EN 1990/NA/A1 - Tabelle NA.A2.1

^{h)} vgl. DIN EN 1992-2/NA - NCI Zu 2.3.1.3 (3)

ⁱ⁾ vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.2.2(2b)

^{j)} ein spezifischer Teilsicherheitsbeiwert ist nicht angegeben. Angesetzt wird der Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung.

^{k)} vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.3.2(3)

^{l)} vgl. Nachrechnungsrichtlinie - 12.3.2(3)

5.6.3 Kombinationsbeiwerte

Die Kombinationsbeiwerte für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation werden der DIN EN 1990 – Tabelle A2.1 entnommen. Nach Absatz A2.2.2(3) müssen Einwirkungen aus Wind nicht mit Brems-, Beschleunigungs- und Zentrifugalkräften kombiniert werden. Ebenso müssen Wind- und Temperatureinwirkungen nicht gleichzeitig berücksichtigt werden. Die Auswechslung eines Brückenlagers ist als vorübergehende Bemessungssituation einzustufen. Aufgrund der begrenzten Dauer der Bemessungssituation dürfen die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen abgemindert werden. (vgl. DIN EN 1990/NA/A1 NA.E.4.2(1) [12]). Die charakteristischen Vertikallasten aus dem Lastmodell 1 dürfen nach der ergänzten Zeile der Tab. 4.4a in der DIN EN 1991-2/NA [11] mit dem Faktor 0,5 reduziert werden. Eine übersichtliche Darstellung der Kombinationswerte für die Eingabe in InfoCAD ist in Tab. 10 gegeben.

Tab. 10: Zusammenstellung der Kombinationsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit STR unter der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation nach dem Eurocode

Variante	Verkehrslasten				Temperatur	Wind	Lagerwechsel
	Lastgruppe nach Tab. 4.4a	Q _{TS}	Q _{UDL}	Q _{B+A}	Q _Z	T	W
		ψ ₀ = 0,75 ψ ₁ = 0,75 ψ ₂ = 0,20	ψ ₀ = 0,4 ψ ₁ = 0,4 ψ ₂ = 0,2	ψ ₀ = 0 ψ ₁ = 0 ψ ₂ = 0	ψ ₀ = 0 ψ ₁ = 0 ψ ₂ = 0	ψ ₀ = 0,6 (0,8) ²⁾ ψ ₁ = 0,6 ψ ₂ = 0,5	ψ ₀ = 0 ψ ₁ = 0 ψ ₂ = 0
a)	gr1a	1,0	1,0	0	0	0,6 (0,8) ²⁾	0
b)	gr1a	1,0	1,0	0	0	0	0
c)	gr2	0,75 ⁴⁾	0,4 ⁴⁾	1,0	1,0	0,6 (0,8) ²⁾	0
d)	gr2	0,75 ⁴⁾	0,4 ⁴⁾	1,0	1,0	0	0
e)	T maßg.	0,75 ³⁾	0,4 ³⁾	0	0	1,0	0
f)	W maßg.	0,75 ³⁾	0,4 ³⁾	0	0	0	0
g)	gr6	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,6 (0,8) ²⁾	0
h)	gr6	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0	0,6

Q_{B+A} Brems- und Anfahrlasten ψ₀ Kombinationswerte einer veränderlichen Einwirkungen ¹⁾ In der vorübergehenden Bemessungssituation bei Berücksichtigung

Q_Z Zentrifugallasten ψ₁ Beiwert für häufige Werte der veränderlichen Einwirkungen des Lagerwechsels, vgl. DIN EN 1991-2/NA - Tab. 4.4a

Q_{LW} Lagerwechsel ψ₂ Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen ²⁾ bei Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie → Stufe 2 der

Einwirkungen Nachweisführung

ψ_E Eingabewert in InfoCAD

1,0 vorherrschend

³⁾ Wert entspricht ψ₀

⁴⁾ Wert entspricht ψ₁

6 Vergleich Berechnungsmodell mit Bestandsstatik

Um mögliche Fehler in der Modellierung auszuschließen, werden die von InfoCAD berechneten Schnittgrößen auf Plausibilität überprüft.

Aus der Bestandsstatik liegen die händisch ermittelten Schnittgrößen aus Eigengewicht, Stützensenkung, Vorspannung und Verkehrslast vor.

Da das vierte Feld auf Querkraft untersucht wird, werden stichprobenartig Werte aus diesem Feld einander gegenübergestellt.

6.1 Eigengewicht

Verglichen werden die Biegemomente aus der Bestandsstatik mit den Biegemomenten aus InfoCAD; einmal mit starrer und einmal mit elastischer Lagerung. Wie in der Bestandsstatik wird das Eigengewicht in die zwei Lastfälle G1 und G2 unterteilt. Der Lastfall G1 entspricht dem Konstruktionsgewicht des Brückenüberbaus mit einer Wichte von 25 kN/m^3 . Der Lastfall G2 beinhaltet die zusätzlichen Lasten der Brückenkappen, des Fahrbahnbelags und sonstiger Brückenaufbauten.

In InfoCAD werden die Auflagerkräfte durch die Anzeige der Stabnormalkräfte zwischen dem Brückenüberbau und -unterbau abgerufen. Beim Vergleich mit den Auflagerkräften der Bestandsstatik (s. Abb. 35 und Abb. 36) zeigt sich eine gute Übereinstimmung.

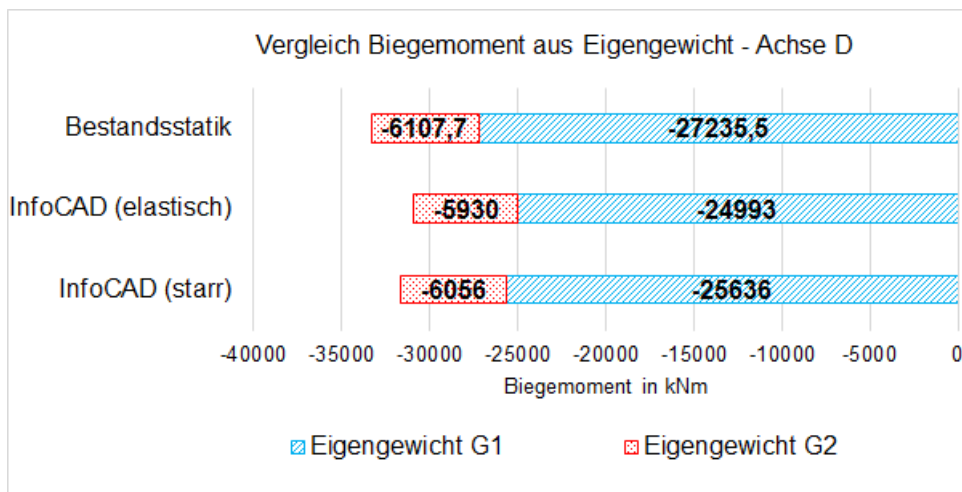


Abb. 35: Vergleich der Auflagerkräfte in Achse D infolge Eigengewicht

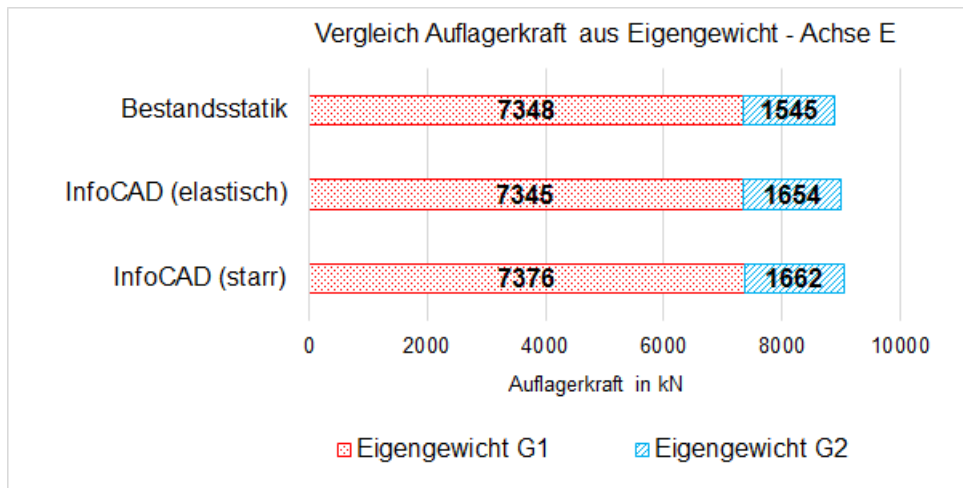


Abb. 36: Vergleich der Auflagerkräfte in Achse E infolge Eigengewicht

Bei den Biegemomenten sind etwas größere Abweichungen erkennbar (s. Abb. 37, Abb. 38, Abb. 39). Die Schnittgrößen aus der Bestandsstatik sind im Stützbereich etwas größer als in InfoCAD, wohingegen die Feldmomente aus InfoCAD etwas größer sind als in der Bestandsstatik. Grund dafür sind offensichtlich die in der Bestandsstatik etwas steifer angenommen Stützbereiche, sodass sich die Schnittgrößen dort in Richtung Auflager umlagern. Insgesamt zeigen die Vergleiche der Biegemomente und Auflagerkräfte jedoch, dass die in InfoCAD errechneten Werte plausibel sind und somit keine groben Fehler in der Geometrie des Bemessungsmodells, als auch bei der Eingabe des Eigengewichtes existieren.

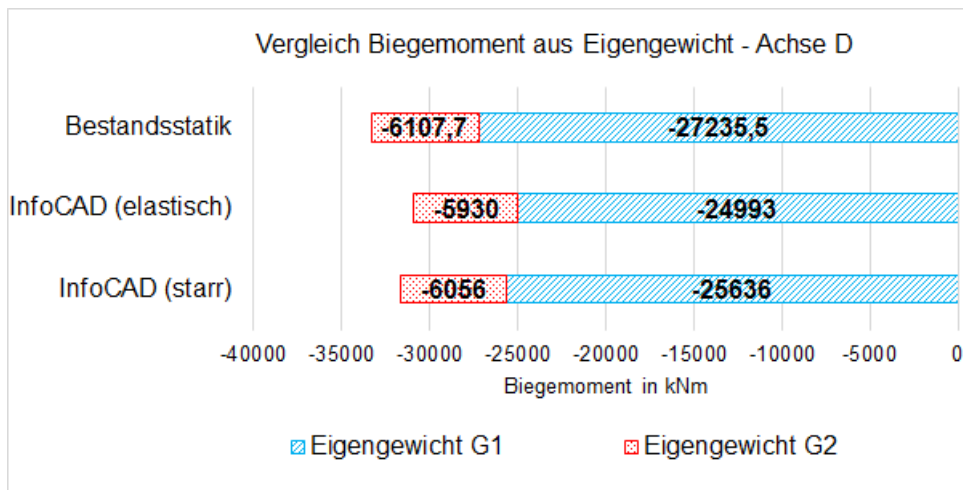


Abb. 37: Vergleich des Biegemomentes aus Eigengewicht in der Auflagerachse D

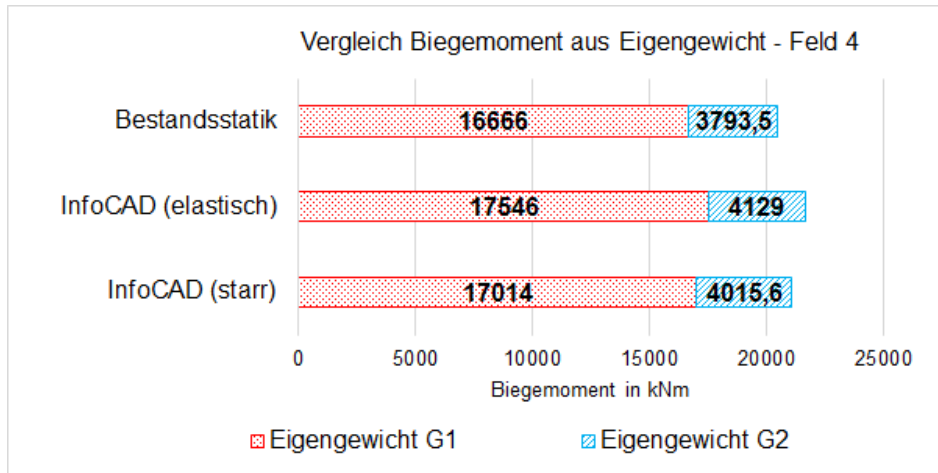


Abb. 38: Vergleich des Biegemoments aus Eigengewicht in der Mitte von Feld 4

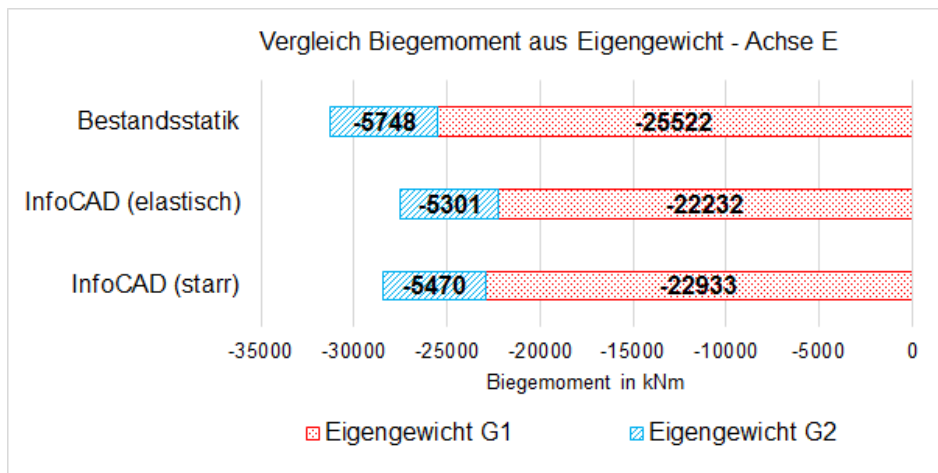


Abb. 39: Vergleich des Biegemoments aus Eigengewicht in der Auflagerachse E

Tab. 11: Zusammenstellung der prozentualen Abweichung zur Bestandsstatik

	G1	G2
Auflagerkraft Achse D (elastisch)	8,2%	2,9%
Auflagerkraft Achse D (starr)	5,9%	0,85%
Auflagerkraft Achse E (elastisch)	0%	6,6%
Auflagerkraft Achse E (starr)	0,4%	7,0%
Biegemoment Achse D (elastisch)	9,0%	3,0%
Biegemoment Achse D (starr)	6,2%	0,8%
Biegemoment Mitte Feld 4 (elastisch)	5,0 %	8,1%
Biegemoment Feldmitte (starr)	2,0%	5,5%
Biegemoment Achse E (elastisch)	14,8%	8,4%
Biegemoment Achse E (starr)	11,3%	5,1%

6.2 Vorspannung

Während der ersten Schnittgrößenkontrolle zeigte sich ein unpassender Momentenverlauf infolge Vorspannung. Bei der Fehlersuche konnte die falsche Höhenlage der Anfangs- und Endpunkte der Bemessungsobjekte als Ursache ausfindig gemacht werden. Die richtige Eingabe der Bemessungsobjekte ist in Abschnitt 7.1 beschrieben. Nach der Fehlerkorrektur ergeben sich die in den Abb. 40 bis Abb. 43 dargestellten Schnittgrößen.

Der Vergleich zwischen den Normalkräften aus Vorspannung in Feld 4 zeigt bei Berücksichtigung der Reibungsverluste einen deutlichen Unterschied zwischen der Bestandsstatik und der InfoCAD-Berechnung. Werden die Reibungsverluste aus planmäßigem und unplanmäßigem Umlenkwinkel vernachlässigt, sollte die Vorspannkraft in Feldmitte bei horizontaler Spanngliedlage wie in Gleichung (6-1) berechnet etwa 43378 kN betragen.

$$P = n_1 \cdot P_{1,\max} + n_2 \cdot P_{2,\max} = 36 \cdot 1138 + 8 \cdot 301,2 = 43378 \text{ kN} \quad (6-1)$$

mit:

n_1 : Anzahl der Spannglieder mit einer Vorspannkraft von $P_{1,\max}$;

n_2 : Anzahl der Spannglieder mit einer Vorspannkraft von $P_{2,\max}$;

$P_{1,\max}$: Vorspannkraft im Spannglied (Bündel IV aus 44 Einzeldrähten BBRV-Spannverfahren);

$P_{2,\max}$: Vorspannkraft im Gewindestab.

Dieses Ergebnis stimmt mit der Berechnung in InfoCAD, bei einer Abweichung von nur 13 kN, sehr gut überein. Ein Eingabefehler oder eine fehlerhafte Berechnung von InfoCAD kann somit ausgeschlossen werden. Die von InfoCAD berechneten Reibungsverluste durch planmäßige und unplanmäßige Reibungswinkel betragen in der Mitte des vierten Feldes 17% und sind damit etwas größer als die Reibungsverluste aus der Bestandsstatik. Vermutlich ist dies zu einem großen Anteil auf das genauere Berechnungsmodell mit der Abbildung der Spanngliedkrümmung in zwei Raumrichtungen zurückzuführen.

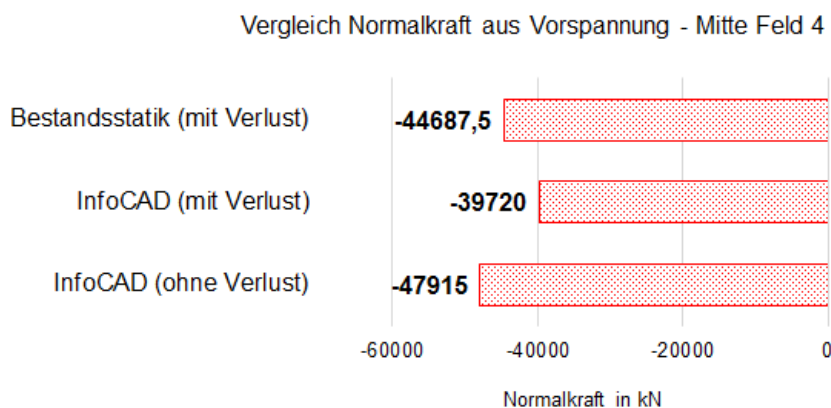


Abb. 40: Vergleich der Normalkraft aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4

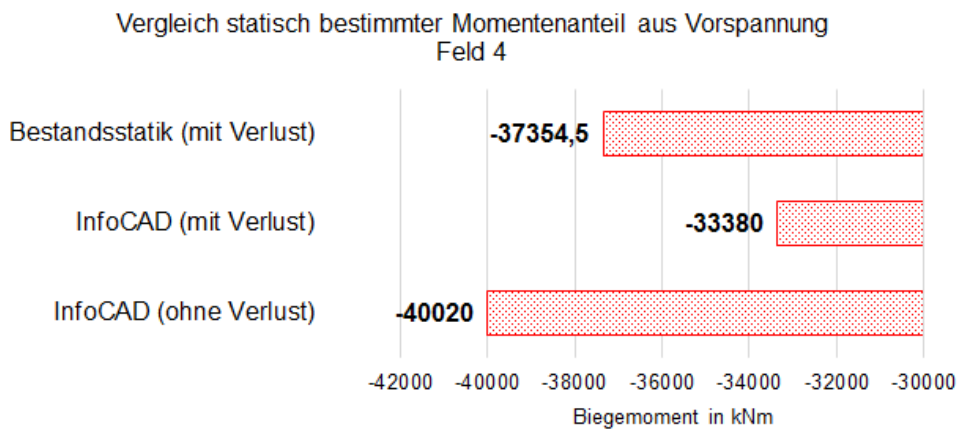


Abb. 41: Vergleich des statisch bestimmten Biegemomentenanteil aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4

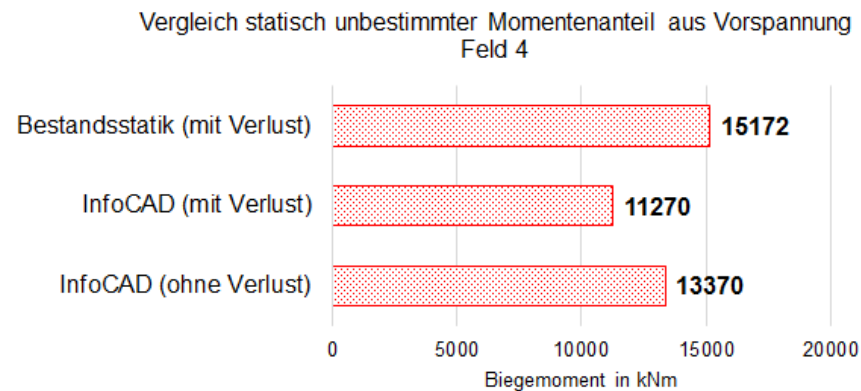


Abb. 42: Vergleich des statisch unbestimmten Biegemomentenanteil aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4

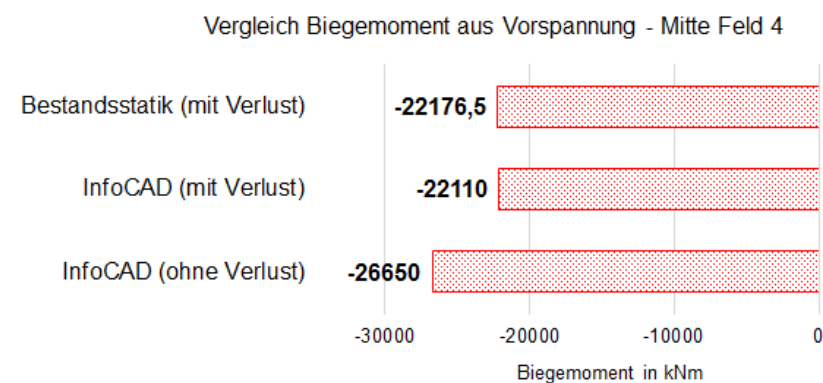


Abb. 43: Vergleich des Biegemoments aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4

Die Gegenüberstellung der statisch bestimmten Momentenanteile (s. Abb. 41) zeigt die gleichen Verhältnisse zueinander wie die Normalkräfte (s. Abb. 40). Somit muss der innere Hebelarm in der Bestandsstatik und im Berechnungsmodell identisch sein. Zusammenfassend ist feststellbar, dass die Vorspannungsschnittgrößen aus der Bestandsstatik mit denen aus InfoCAD sehr gut übereinstimmen und damit keine groben Fehler in dem Berechnungsmodell vorhanden sind.

Die Rekonstruktion der Spanngliedlage aus Abschnitt 5.4 war damit erfolgreich.

7 Randbedingungen und Bemessungsparameter

Für die rechnerische Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit in Kapitel 8 sind eine Reihe von Berechnungsparametern erforderlich. Diese werden in den folgenden Abschnitten ermittelt und zusammengestellt. Außerdem werden einheitliche Randbedingungen wie Nachweisstellen festgelegt.

7.1 Nachweisstellen

Die nachfolgenden Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit werden im längsten und am stärksten belasteten Feld 4 durchgeführt. Betrachtet werden die in Tab. A 1 angegebenen 35 Schnitte in Trägerlängsrichtung. Zusätzlich werden die kritischen Nachweisstellen im Abstand d vom Auflager betrachtet. Der Abstand d entspricht der statischen Nutzhöhe der schlaffen Biegebewehrung und berechnet sich für die Schellenbergbrücke nach Gleichung (7-1).

$$d = h - d_1 = 170 - 5 = 165 \text{ (cm)} \quad (7-1)$$

mit:

h Querschnittshöhe, $[h] = \text{cm}$;

d_1 Abstand der Biegezugbewehrung vom Querschnittsrand, $[d_1] = \text{cm}$.

Sechs Nachweisschnitte liegen im Bereich der gevouteten Stege, woraus eine direkte Auswirkung auf die Nachweisführung resultiert. Außerdem hat die veränderliche Stegbreite Auswirkungen auf die Dehnungsverteilung und somit auf die resultierende Betondruckkraft im Druckbogenmodell. In den Berechnungsparametern sind deshalb die Auswirkungen der Stegvouten enthalten.

Für die querschnittsbezogenen Nachweise sind an jeder Nachweisstelle Schnittgrößen erforderlich. Dazu müssen in InfoCAD sogenannte Bemessungsobjekte erzeugt werden. Diese integrieren die Spannungen in dem betrachteten Querschnitt und fassen sie zu Schnittgrößen zusammen. Die Lage der Bemessungsobjektachse muss mit der Schwerpunktachse des Volumenmodells übereinstimmen, damit der statisch bestimmte Anteil des Vorspannungsmoments mit dem richtigen Hebelarm berechnet wird. Damit das Bemessungsobjekt alle Volumenelemente vollständig umfasst und alle Spannungen integriert werden, muss bei der Querschnittsdefinition außerdem darauf geachtet werden, dass der Einfügepunkt mit dem Querschnittsschwerpunkt zusammenfällt (s. Abb. 44 unten).

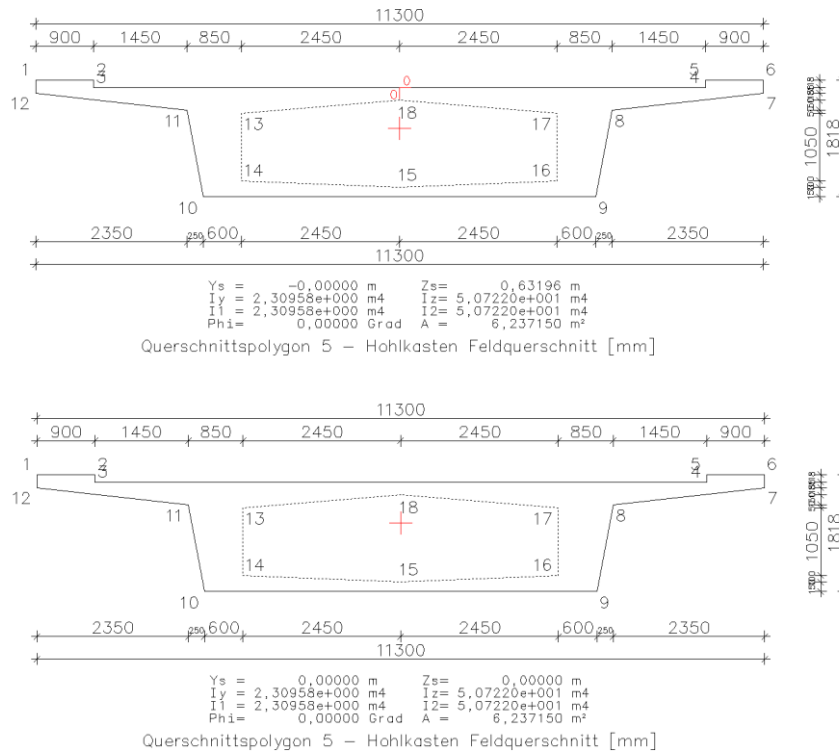


Abb. 44: Einfügepunkt an Querschnittsoberkante (oben) und im Schwerpunkt (unten)

Bei der Schellenbergbrücke wandert der Schwerpunkt in Auflagernähe aufgrund der gevouteten Stege nach unten. Eine schiefe Lage des Bemessungsobjekts ist jedoch nachteilig, da der Querschnitt des Bemessungsobjektes immer senkrecht zu dessen Achse ausgerichtet ist und die Schnittgrößen dann nicht mehr in horizontaler Richtung ausgegeben werden. Wegen der nur sehr geringen Lageänderung des Schwerpunkts um 4,2 cm wird deshalb für die Schnittgrößenermittlung die Achse aller Bemessungsobjekte in die Schwerachse des Feldquerschnitts gelegt.

Die Spannungen der Volumenelemente, die im Bereich des gevouteten Stegs innerhalb der Öffnung liegen, werden bei der Integration berücksichtigt. Damit ist es möglich, über die gesamte Trägerlänge den Feldquerschnitt für das Bemessungsobjekt auszuwählen.

7.2 Stegbreite

Aufgrund der gevouteten Stege variiert die Stegbreite entlang der Brückenachse. Die Breiten in dem jeweiligen Nachweisschnitt werden dem Volumenmodell in AutoCAD entnommen. Eine übersichtliche Darstellung der gemessenen minimalen Stegbreiten ist in Tab. A 2 gegeben. Für die Eingabe der Querschnitte in das Querschnittsbemessungsprogramm ZWAX von RIB sind zusätzlich die Eckkoordinaten des Hohlraums angegeben.

7.3 Querschnittswerte

Insbesondere für die Spannungsermittlung im Zustand 1 werden die Schwerpunktlage z_{so} , die Querschnittsfläche A_c , sowie die Flächenmomente S_{y0} und I_y benötigt. Außer dem Flächenmoment 1. Grads können die Querschnittswerte mit AutoCAD berechnet werden. Zur Ermittlung von S_y wird an der jeweiligen Stelle ein horizontaler Schnitt durch den Querschnitt geführt und die entstandene Teilfläche mit deren Schwerpunktabstand zur Schwerlinie des Gesamtquerschnitts multipliziert. Die berechneten Werte sind in den Abb. 45 bis Abb. 49 dargestellt.

Querschnittswerte Gesamtquerschnitt:

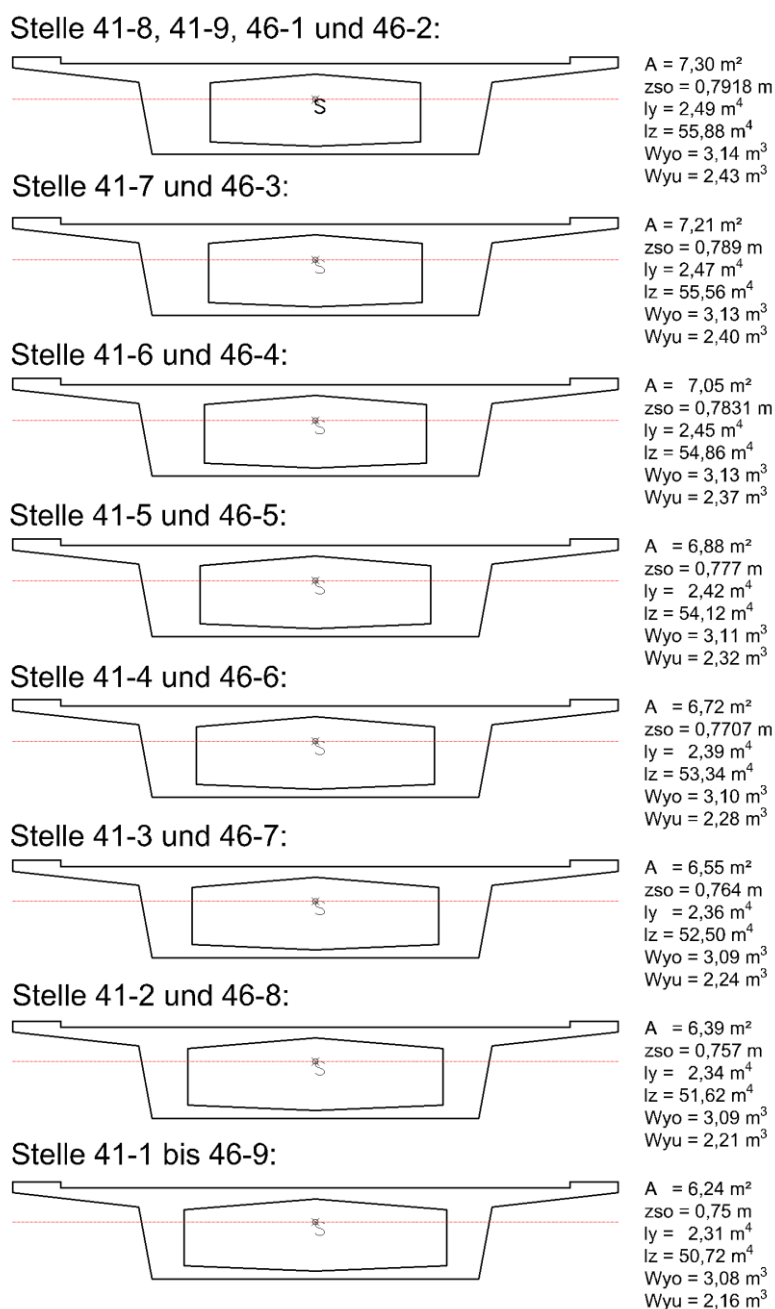


Abb. 45: Querschnittswerte Gesamtquerschnitt

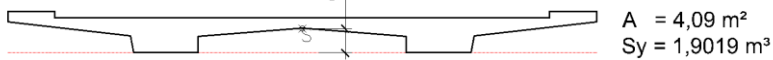
Flächenmoment 1. Grades

$z_0 = z_{s0}$ (Schnitt Höhe Schwerelinie)

Stelle 41-8, 41-9, 46-1 und 46-2:



Stelle 41-7 und 46-3:



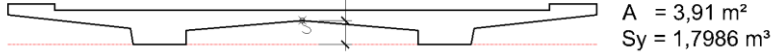
Stelle 41-6 und 46-4:



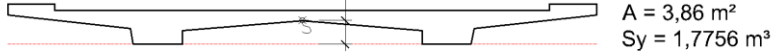
Stelle 41-5 und 46-5:



Stelle 41-4 und 46-6:



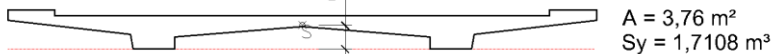
Stelle 41-3 und 46-7:



Stelle 41-2 und 46-8:



Stelle 41-1 bis 46-9:



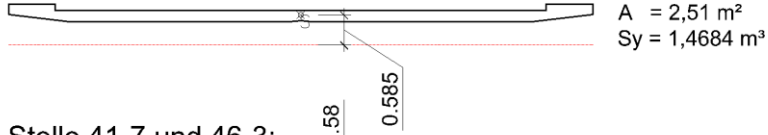
Schwerelinie Gesamtquerschnitt

Abb. 46: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe der Schwerelinie

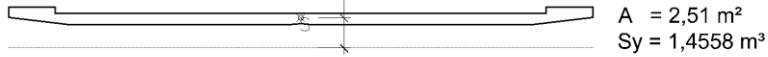
Flächenmoment 1. Grades

$z_0 = 0,3355 \text{ m}$ (Schnitt Mitte Obergurt)

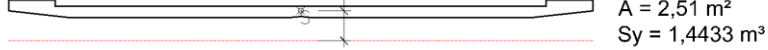
Stelle 41-8, 41-9, 46-1 und 46-2:



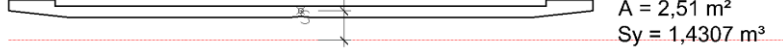
Stelle 41-7 und 46-3:



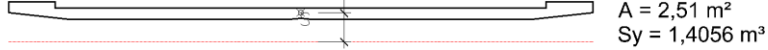
Stelle 41-6 und 46-4:



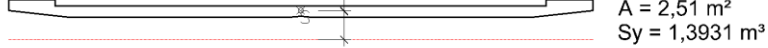
Stelle 41-5 und 46-5:



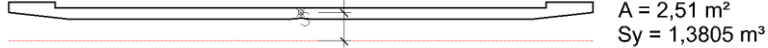
Stelle 41-4 und 46-6:



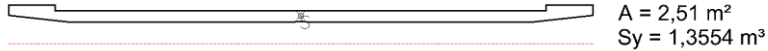
Stelle 41-3 und 46-7:



Stelle 41-2 und 46-8:



Stelle 41-1 bis 46-9:



Schwerelinie Gesamtquerschnitt

Abb. 47: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{s0} = 0,3355$ (Mitte Obergurt)

Flächenmoment 1. Grades

$z_o = 1,0338 \text{ m}$ (Schnitt Stegmitte)

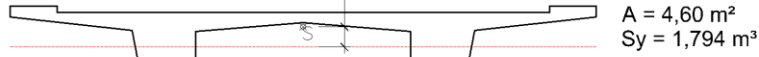
Stelle 41-8, 41-9, 46-1 und 46-2:



Stelle 41-7 und 46-3:



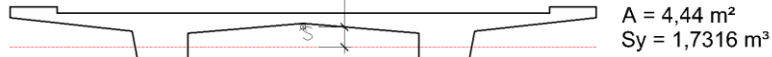
Stelle 41-6 und 46-4:



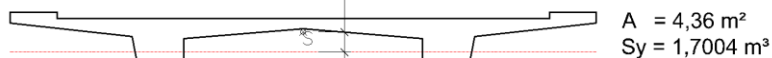
Stelle 41-5 und 46-5:



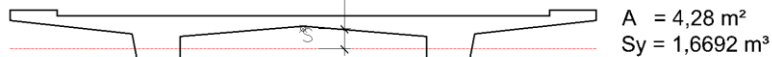
Stelle 41-4 und 46-6:



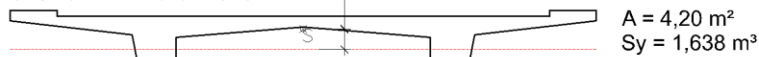
Stelle 41-3 und 46-7:



Stelle 41-2 und 46-8:



Stelle 41-1 bis 46-9:



— Schwerelinie Gesamtquerschnitt

Abb. 48: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{so} = 1,0338$ (Stegmitte)

Flächenmoment 1. Grades

$z_o = 1,7022 \text{ m}$ (Schnitt Mitte Untergurt)

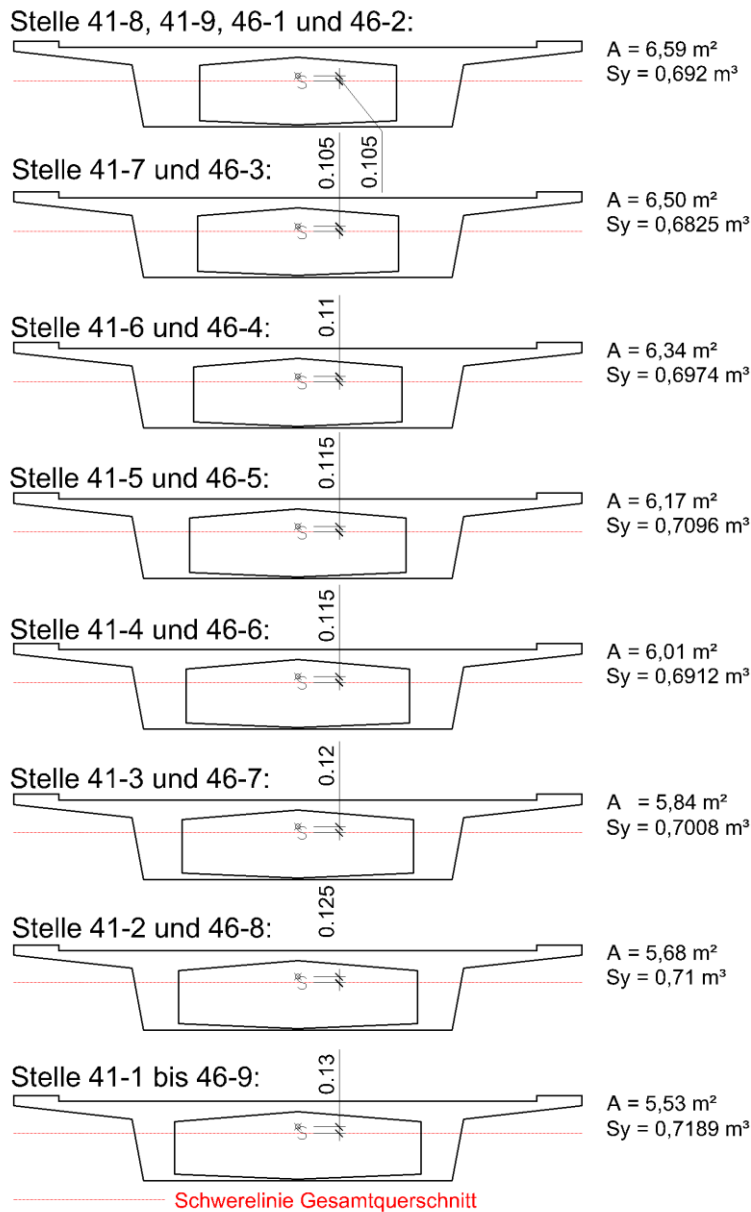


Abb. 49: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{so} = 1,7022$ (Mitte Obergurt)

7.4 Lage der Spannglieder

Für die Querschnittsbemessung ist die Kenntnis der Spanngliedlage bezogen auf den oberen und unteren Querschnittsrand in jedem Nachweisschnitt erforderlich. Die Werte werden aus dem Volumenmodell in AutoCAD heraus gemessen. Bei der Ermittlung der Vordehnung in Abschnitt 7.9 wird eine resultierende Lage der Spannglieder verwendet. Die Zusammenstellung der berechneten Werte ist in Tab. A 3 gegeben.

7.5 Maßgebende Schnittgrößenkombination

Für die folgende Untersuchung wird die Schnittgrößenkombination gewählt, die im vierten Feld im Abstand d von Auflager E die größte Querkraft erzeugt. Dieses Kriterium wird durch die in Abb. 50 aufgelisteten Lastfälle mit den dazugehörigen Faktoren erfüllt.

Kombinationsinfo - Schnittgrößen Bemessungsobjekt 46, Aufpunkt 3 - Qz max
DIN1992-2.SV.1 : 1. Ständige und vorübergehende Situation, DIN EN 1992-2

Lastfall	Faktor	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Qy [kN]	Qz [kN]	Mx [kNm]
1 : Eigengewicht G1	1,35	37,95	-26123,02	-84,53	-11,58	4580,25	-1497,64
2 : Eigengewicht G2	1,35	8,98	-6245,92	-106,00	-1,54	1070,20	-418,75
5 : Vorspannung	-0,01	459,17	-309,98	2,27	-5,62	15,10	10,41
5 : Vorspannung	1,00	-45917,09	30997,88	-226,66	562,14	-1510,32	-1040,82
7 : Kriechen und Schwinden	1,00	3715,40	-2828,26	98,97	-33,83	135,51	242,94
11 : Stützensenkung Achse B	0,72	-0,02	-5,85	0,68	0,07	0,67	-0,56
13 : Stützensenkung Achse D	0,72	0,12	-78,29	-4,90	-0,25	4,63	0,46
15 : Stützensenkung Achse F	0,72	0,07	-75,74	1,40	-0,11	2,13	3,36
Lm1tsv1.15 : LM1, TS vertikal, 1. Variante, 15. Stellung	1,35	10,88	-277,73	372,22	-3,93	1219,22	965,37
Lm1udf1.1 : LM1, UDL, 1. Variante, 1. Stellung	1,35	-2,31	-621,33	-209,43	3,45	16,29	180,27
Lm1udf1.2 : LM1, UDL, 1. Variante, 2. Stellung	1,35	1,11	-1017,09	55,75	-0,60	26,47	99,09
Lm1udf1.3 : LM1, UDL, 1. Variante, 3. Stellung	1,35	10,24	-1940,65	918,69	-15,00	49,24	-200,20
Lm1udf1.4 : LM1, UDL, 1. Variante, 4. Stellung	1,35	2,75	-299,47	247,23	-3,95	6,75	-86,77
Lm1udf1.5 : LM1, UDL, 1. Variante, 5. Stellung	1,35	-0,08	-83,36	-203,50	2,58	93,69	-328,14
Lm1udf1.6 : LM1, UDL, 1. Variante, 6. Stellung	1,35	0,88	-103,18	-95,93	1,67	156,38	-133,82
Lm1udf1.7 : LM1, UDL, 1. Variante, 7. Stellung	1,35	1,32	-159,86	310,46	-4,64	322,28	544,21
Lm1udf1.8 : LM1, UDL, 1. Variante, 8. Stellung	1,35	1,31	-21,22	108,13	-0,80	50,42	191,27
Lm1udf1.9 : LM1, UDL, 1. Variante, 9. Stellung	1,35	-0,62	-259,13	-133,07	0,55	66,37	-262,34
Lm1udf1.10 : LM1, UDL, 1. Variante, 10. Stellung	1,35	0,24	-413,27	-77,10	0,35	113,72	-127,17
Lm1udf1.11 : LM1, UDL, 1. Variante, 11. Stellung	1,35	2,42	-765,12	130,60	-0,33	222,40	350,79
Lm1udf1.12 : LM1, UDL, 1. Variante, 12. Stellung	1,35	0,74	-114,29	55,62	-0,18	34,39	130,84
Lm1udf1.13 : LM1, UDL, 1. Variante, 13. Stellung	1,35	-0,56	-394,31	-149,01	-0,12	64,60	-283,28
Lm1udf1.14 : LM1, UDL, 1. Variante, 14. Stellung	1,35	0,02	-841,78	-92,38	0,37	111,51	-147,08
Lm1udf1.15 : LM1, UDL, 1. Variante, 15. Stellung	1,35	1,93	-1200,29	123,95	1,82	218,40	346,64
Lm1udf1.16 : LM1, UDL, 1. Variante, 16. Stellung	1,35	0,53	-180,43	58,27	0,42	34,02	135,50
Lm1udf1.17 : LM1, UDL, 1. Variante, 17. Stellung	1,35	-0,10	-349,61	-123,76	-1,11	43,34	-226,29
Lm1udf1.18 : LM1, UDL, 1. Variante, 18. Stellung	1,35	-0,02	-571,67	-76,07	0,10	75,29	-118,88
Lm1udf1.19 : LM1, UDL, 1. Variante, 19. Stellung	1,35	0,31	-1071,01	106,14	3,94	148,18	272,84
Lm1udf1.20 : LM1, UDL, 1. Variante, 20. Stellung	1,35	0,08	-180,82	49,03	1,10	23,15	107,25
Lm1udf1.21 : LM1, UDL, 1. Variante, 21. Stellung	1,35	0,31	-194,14	-78,65	-1,69	20,11	-137,25
Lm1udf1.22 : LM1, UDL, 1. Variante, 22. Stellung	1,35	0,07	-316,82	-44,22	-0,26	35,34	-88,15
Lm1udf1.23 : LM1, UDL, 1. Variante, 23. Stellung	1,35	-0,78	-588,42	80,84	4,46	70,00	175,54
Lm1udf1.24 : LM1, UDL, 1. Variante, 24. Stellung	1,35	-0,23	-87,60	33,93	1,31	10,98	67,21
Lm1udf1.25 : LM1, UDL, 1. Variante, 25. Stellung	1,35	1,17	-118,22	-81,69	-3,87	9,81	-128,29
Lm1udf1.26 : LM1, UDL, 1. Variante, 26. Stellung	1,35	0,37	-193,71	-36,75	-1,13	18,55	-52,54
Lm1udf1.27 : LM1, UDL, 1. Variante, 27. Stellung	1,35	-2,53	-356,36	123,38	8,59	38,42	207,96
Lm1udf1.28 : LM1, UDL, 1. Variante, 28. Stellung	1,35	-0,78	-52,17	44,42	2,66	6,22	74,00
Lm1udf1.53 : LM1, UDL, 1. Variante, 53. Stellung	1,35	0,76	-8,53	18,31	-1,68	0,50	-30,74
Lm1udf1.54 : LM1, UDL, 1. Variante, 54. Stellung	1,35	0,23	-12,02	6,63	-0,49	1,25	-10,01
Lm1udf1.55 : LM1, UDL, 1. Variante, 55. Stellung	1,35	-1,54	-20,19	-36,43	3,50	3,36	59,14
Lm1udf1.56 : LM1, UDL, 1. Variante, 56. Stellung	1,35	-0,49	-2,74	-11,58	1,11	0,65	19,49
Lm1udf1.57 : LM1, UDL, 1. Variante, 57. Stellung	1,35	0,37	-13,36	14,33	-0,76	1,25	-18,63
Lm1udf1.58 : LM1, UDL, 1. Variante, 58. Stellung	1,35	0,11	-21,01	4,32	-0,20	2,31	-7,62
Lm1udf1.59 : LM1, UDL, 1. Variante, 59. Stellung	1,35	-0,76	-38,43	-29,92	1,67	4,95	30,01
Lm1udf1.60 : LM1, UDL, 1. Variante, 60. Stellung	1,35	-0,24	-5,67	-9,49	0,52	0,83	10,42
Lm1udf1.61 : LM1, UDL, 1. Variante, 61. Stellung	1,35	0,35	-16,16	24,41	-0,62	1,51	-22,67
Lm1udf1.62 : LM1, UDL, 1. Variante, 62. Stellung	1,35	0,09	-25,93	7,32	-0,12	2,86	-9,17
Lm1udf1.63 : LM1, UDL, 1. Variante, 63. Stellung	1,35	-0,77	-47,63	-51,55	1,50	6,12	37,86
Lm1udf1.64 : LM1, UDL, 1. Variante, 64. Stellung	1,35	-0,24	-7,05	-16,43	0,46	1,03	13,12
Lm1udf1.65 : LM1, UDL, 1. Variante, 65. Stellung	1,35	0,11	-4,72	18,65	-0,10	0,36	-11,69
Lm1udf1.66 : LM1, UDL, 1. Variante, 66. Stellung	1,35	0,02	-7,40	6,22	0,01	0,79	-4,32
Lm1udf1.67 : LM1, UDL, 1. Variante, 67. Stellung	1,35	-0,25	-13,21	-36,88	0,31	1,86	20,81
Lm1udf1.68 : LM1, UDL, 1. Variante, 68. Stellung	1,35	-0,08	-1,88	-11,91	0,09	0,33	7,02
Lm1udf1.70 : LM1, UDL, 1. Variante, 70. Stellung	1,35	0,00	-0,80	5,72	0,05	0,05	-2,78
Lm1udf1.71 : LM1, UDL, 1. Variante, 71. Stellung	1,35	-0,11	-0,89	-32,32	-0,01	0,36	16,53
Lm1udf1.72 : LM1, UDL, 1. Variante, 72. Stellung	1,35	-0,03	-0,04	-10,48	-0,01	0,09	5,41
Qz max		-41669,27	-17469,97	957,22	510,27	7634,14	-1049,84

Abb. 50: Schnittgrößenkombination für die maximale Querkraft im Abstand d von Auflagerachse E

Damit die Schnittkraftverläufe des gesamten vierten Feldes für die in Abb. 50 aufgelisteten Lastfälle ausgegeben werden, muss ein Superpositionslastfall angelegt werden. Diese Funktion ist in InfoCAD innerhalb der Kombinationsinfo der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation durch einen Rechtsklick abrufbar. Die Bemessungsschnittgrößen für die Lastfallkombination, die im Abstand d von Auflager E die maximale Querkraft Q_z erzeugt, sind in den Abb. 51 bis Abb. 53 dargestellt.

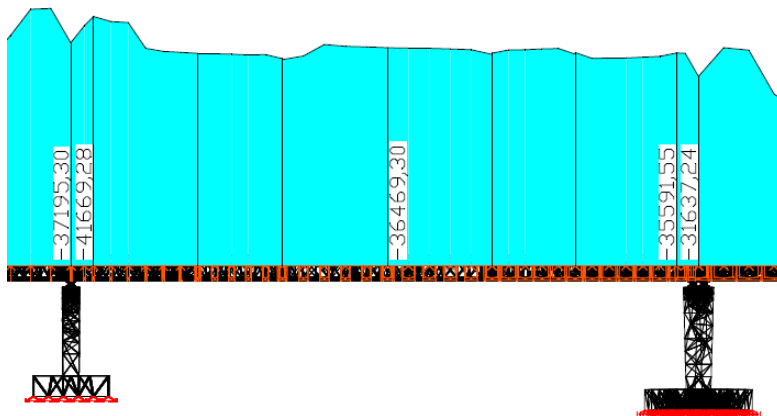


Abb. 51: Normalkraft N_x in Feld 4 für den Superpositionslastfall 31

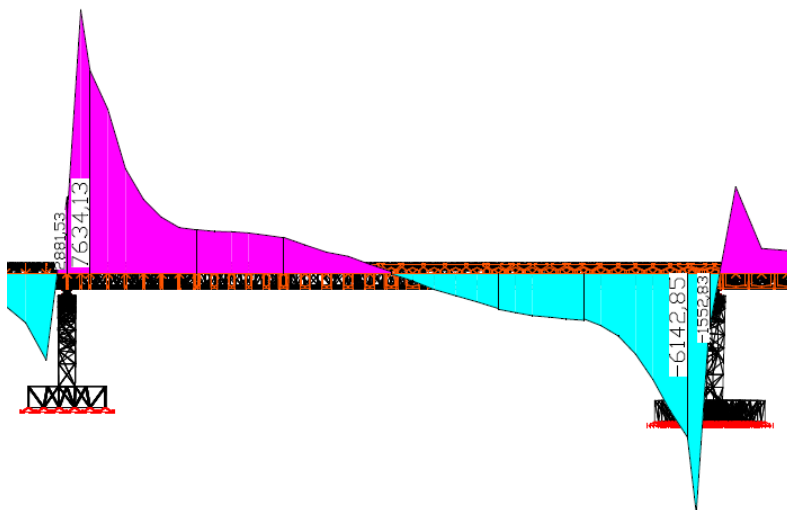


Abb. 52: Querkraft Q_z in Feld 4 für den Superpositionslastfall 31

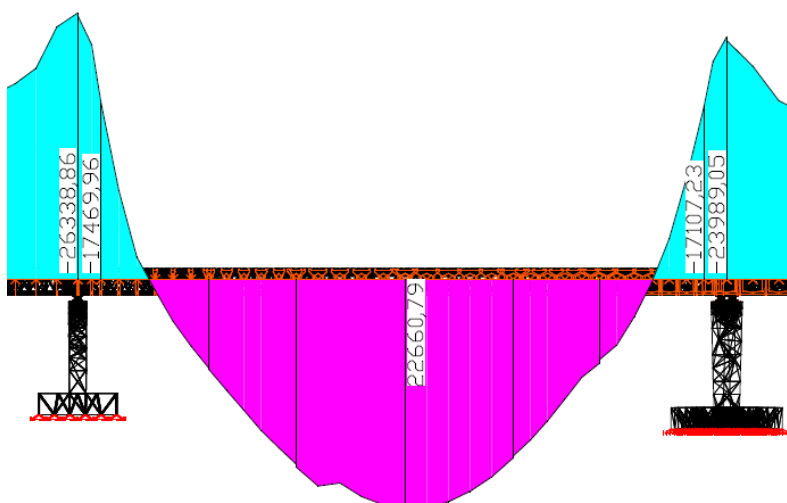


Abb. 53: Biegemoment M_y in Feld 4 für den Superpositionslastfall Nr. 31

7.6 Schnittgrößen für Querschnittsbemessung

Beim Ansatz der Schnittgrößen für die Querschnittsbemessung darf auf der Einwirkungsseite nur der statisch unbestimmte Anteil angesetzt werden. Um die relevanten Schnittgrößen zu erhalten, muss in InfoCAD eine neue Lastgruppe erstellt werden. In dieser sind die in Abb. 50 aufgelisteten Lastfälle ohne Vorspannung, Schwinden und Kriechen enthalten. Der statisch unbestimmte Anteil wird separat berechnet und ist in Tab. A 4 aufgeführt. Auswirkungen der Kriech- Schwind- und Relaxationsverluste auf die Bemessungsschnittgrößen werden durch die in Abschnitt 7.7 ermittelten Abminderungsbeiwerte berücksichtigt. Außer der Vorspannung, die über die Vordehnung auf den Querschnitt aufgebracht wird, werden bei der Querschnittsbemessung keine Normalkräfte berücksichtigt. Auch Biegemomente um die z-Achse bleiben wegen der sehr geringen Werte unberücksichtigt. Für die Querschnittsbemessung wird das Programm ZWAX von der Firma RIB angewendet.

7.7 Schwind-, Kriech- und Relaxationsverluste

Die Schwind- und Kriechverluste werden in InfoCAD automatisch berechnet und als Schnittgrößen ausgegeben. Da bei der Querschnittsbemessung eine Aufteilung der Vorspannung in einen statisch bestimmten und einen statisch unbestimmten Anteil erfolgt, ist es zweckmäßig, Faktoren für eine prozentuale Abminderung zu bestimmen. Die Umrechnung der Schnittgrößen in die Abminderungsbeiwerte $\alpha_{\text{CSR},N}$ und $\alpha_{\text{CSR},M}$ wird mit den Gleichungen (7-2) und (7-3) vorgenommen.

$$\alpha_{\text{CSR},N} = 1 - \frac{|N_{\text{CS}} + N_{\text{R}}|}{|N_{\text{P}}|} \quad (7-2)$$

mit:

N_{CS} Normalkraft aus Kriechen und Schwinden;

N_{R} Normalkraft aus Relaxation des Spannstahls;

N_{P} Normalkraft aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$, unter Berücksichtigung der Reibungsverluste.

$$\alpha_{\text{CSR},M} = 1 - \frac{|M_{\text{CS}} + M_{\text{R}}|}{|M_{\text{P}}|} \quad (7-3)$$

mit:

M_{CS} Biegemoment aus Kriechen und Schwinden

M_{R} Biegemoment aus Relaxation des Spannstahls

M_{P} Biegemoment aus Vorspannung zum Zeitpunkt $t = 0$.

Eine übersichtliche Darstellung der Abminderungswerte für die gewählten Nachweisschnitte zeigt Tab. A 5.

7.8 Einteilung in Querschnittszonen

Die nachfolgenden Untersuchungen erfordern eine Klassifizierung des Brückenträgers in gerissene und ungerissene Trägerbereiche. Die Einteilung wird nach den von Leonhard vorgeschlagenen Zonen A, B und C vorgenommen. Als ungerissen nach DIN-Fachbericht gelten Bereiche, in denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Biegezugspannung kleiner als $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ ist (Rissentstehungsgrenze 1 in Tab. A 6).

Als ungerissen nach dem Druckbogenmodell gelten Bereiche, in denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Biegezugspannung kleiner als f_{ctm} ist (Rissentstehungsgrenze 2 in Tab. A 6).

7.9 Vordehnung

Zur Ermittlung der Dehnungszustände, der Lage der resultierenden Betondruckkraft und des inneren Hebelarms z muss die Vordehnung des Spannstahls in den unterschiedlichen Nachweisschnitten bekannt sein. Die Vordehnung entspricht der Dehnungsdifferenz zwischen Spannstahl und umgebendem Beton und berechnet sich bei der Schellenbergbrücke (nachträglicher Verbund) nach Gleichung (7-4).

$$\varepsilon_p^{(0)} = \left(\frac{|\sigma_{p,t=\infty}|}{E_p} + \frac{|\sigma_{cp,t=\infty}|}{E_c} \right) \quad (7-4)$$

mit:

$\sigma_{p,t=\infty}$ Spannung im Spannglied zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Gleichung (7-5), $[\sigma_{pm,t=\infty}] = \text{MN/m}^2$;

$\sigma_{cp,t=\infty}$ Betonspannung infolge Vorspannung in Höhe des betrachteten Spannglieds zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Gleichung (7-6), $[\sigma_{cp,t=\infty}] = \text{MN/m}^2$;

E_p Elastizitätsmodul der Spannglieder, $[E_p] = 2,05 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$;

E_{cm} Elastizitätsmodul für Beton, $[E_{cm}] = 33000 \text{ MN/m}^2$.

$$\sigma_{p,t=\infty} = \sigma_{pm,t=0} - \Delta\sigma_{p,csr} = \frac{\alpha_{csr,N} \cdot N_p}{A_p} \quad (\text{MN/m}^2) \quad (7-5)$$

$\sigma_{pm,t=0}$ Spannung im Spannglied zum Zeitpunkt $t = 0$ unter Berücksichtigung der Reibungsverluste, $[\sigma_{pm,t=0}] = \text{MN/m}^2$;

$\Delta\sigma_{p,csr}$ Betonspannung infolge Schwind-, Kriech-, und Relaxationseinwirkung in Höhe des betrachteten Spannglieds, $[\Delta\sigma_{p,csr}] = \text{MN/m}^2$;

$\alpha_{csr,N}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Schwind- Kriech- und Relaxationsverlusten auf die Normalkraft aus Vorspannung;

N_p Normalkraft im betrachteten Nachweisschnitt infolge Vorspannung, $[N_p] = \text{MN}$;

A_p Querschnittsfläche des Spannstahls im betrachteten Nachweisschnitt, $[A_p] = \text{m}^2$.

$$\sigma_{cp,t=\infty} = - \frac{|\alpha_{csr,N} \cdot N_p|}{A_c} - \frac{|\alpha_{csr,M} \cdot M_{p,dir} \cdot z_{cp}|}{I_c} + \frac{|M_{Ed,g} \cdot z_{cp}|}{I_c} \quad (\text{MN/m}^2) \quad (7-6)$$

mit:

$\alpha_{csr,N}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Schwind- Kriech- und Relaxationsverlusten auf die Normalkraft aus Vorspannung;

$\alpha_{csr,M}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Schwind- Kriech- und Relaxationsverlusten auf das Moment aus Vorspannung;

N_p Normalkraft im betrachteten Nachweisschnitt infolge Vorspannung, $[N_p] = \text{MN}$;

$M_{p,dir}$ statisch bestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung, $[M_{p,dir}] = \text{MNm}$;

z_{cp} Abstand zwischen Schwerelinie des Querschnitts und Spannglied, $[z_{cp}] = \text{m}$;

A_c Querschnittsfläche des Betons, $[A_c] = \text{m}^2$;

I_c Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts $[I_c] = \text{m}^4$.

Der Anteil aus Eigengewicht (dritter Term in Gleichung (7-6)) wird bei der Ermittlung der Vordehnung nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen wird, dass das Eigengewicht beim Spannen nicht aktiviert wurde. Die berechneten Werte befinden sich in Tab. A 7.

7.10 Resultierende Betondruckkraft

Für das Druckbogenmodell werden die Lage und die Größe der resultierenden Betondruckkraft benötigt. Diese Werte werden von dem Querschnittsbemessungsprogramm ZWAX ermittelt und sind in Tab. A 9 dargestellt.

7.11 Hebelarm z

7.11.1 Ansatz nach DIN EN 1992-2

Bei der Querkraftbemessung soll für Spannbetonbauteile der innere Hebelarm z nach DIN EN 1992-2 aus der Biegebemessung gewählt werden. Die vereinfachte Regelung $z = 0,9 \cdot d$ gilt sowohl nach DIN-Fachbericht 102 [3] als auch nach DIN EN 1992-2/NA [14] nur für Stahlbetonquerschnitte. Die Querschnittsbemessung in ZWAX liefert den in Abb. 54 dargestellten z -Verlauf. Er ergibt sich aus der Differenz zwischen der resultierenden Betondruckkraftlage und der resultierenden Stahlzugkraftlage. Zu Beginn herrscht an der Trägeroberseite Zug und an der Trägerunterseite Druck. Die Druckkraft steigt zur Mitte des vierten Felds an, wohingegen die resultierende Zugkraft abfällt. In den Tiefpunkten kreuzen sich die beiden Kräfte, wodurch der innere Hebelarm zu null wird. Zur Feldmitte hin nimmt der Abstand der Gurtkräfte erneut zu, bis der innere Hebelarm in Feldmitte maximal wird.

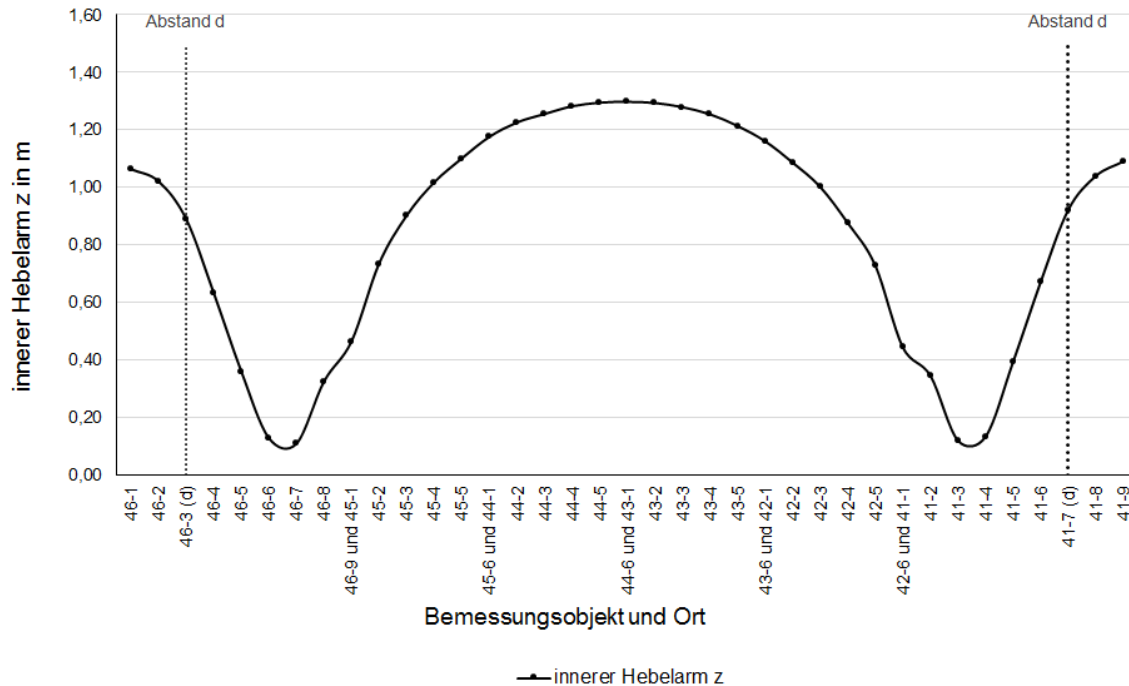


Abb. 54: Verlauf innerer Hebelarm z aus der Biegebemessung im Feld 4

7.11.2 Ansatz aus Nachrechnungsrichtlinie 2011

Eine Alternative zum Hebelarm aus der Biegebemessung ist der Ansatz von Kiziltan [24], der auch in der Nachrechnungsrichtlinie 2011 enthalten ist. Dabei muss zunächst eine Zonenunterteilung in gerissene und ungerissene Trägerbereiche vorgenommen werden (s. Abschnitt 7.8). Für die überdrückten A-Bereiche kann der Hebelarm mit $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden; ebenso für die an den Querschnitts-außenkanten ungerissenen B-Bereiche. Für die gerissenen C-Bereiche soll der Hebelarm nach Kiziltan mit Gleichung (7-7) berechnet werden.

$$z = \frac{F_{sd} \cdot z_s + \Delta F_{pd} \cdot z_p}{F_{sd} + \Delta F_{pd}} \quad (7-7)$$

mit:

F_{sd} Zugkraft in der Betonstahlbewehrung, $F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$, $[F_{sd}] = \text{kN}$;

ΔF_{pd} Differenzkraft im Spannglied, $\Delta F_{pd} = A_p \cdot (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t})$, $[\Delta F_{pd}] = \text{kN}$;

$\sigma_{pm,t}$ Anfangsspannung vor Aufbringen einer Belastung, $[\sigma_{pm,t}] = \text{kN/cm}^2$.

Die berechneten Werte befinden sich im Anhang in Tab. A 8 und sind für die gesamte Feldlänge 4 in Abb. 55 dargestellt.

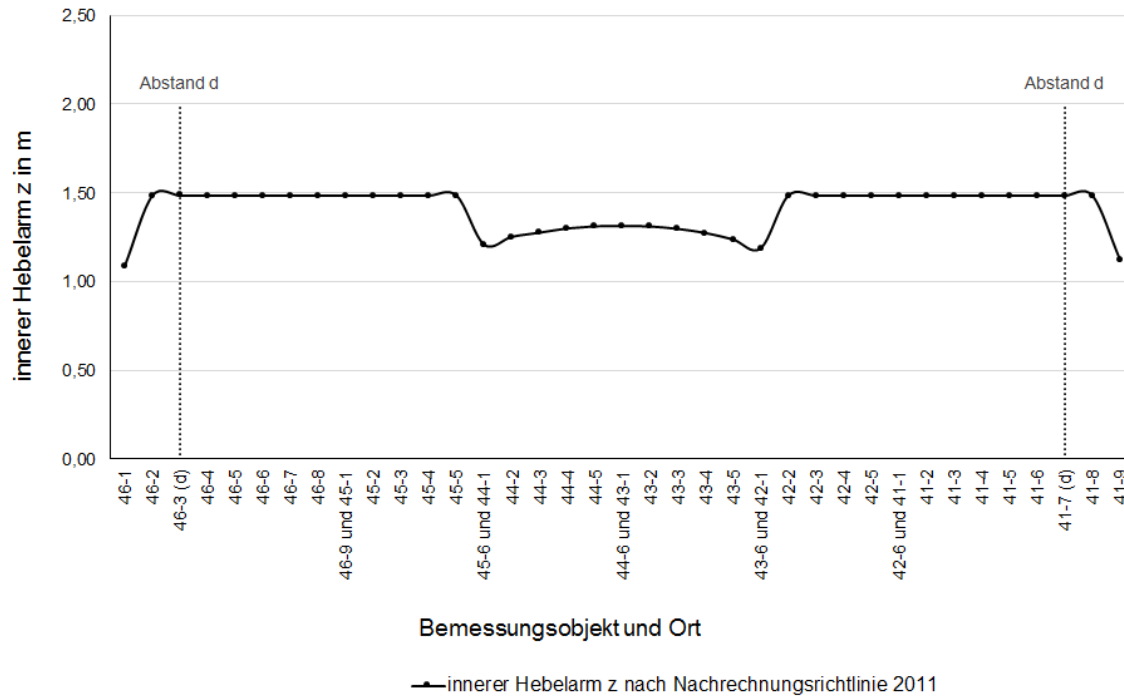


Abb. 55: Verlauf innerer Hebelarm z nach Nachrechnungsrichtlinie 2011

7.12 Druckzonenhöhe x

Die Druckzonenhöhe x wird aus der Dehnungsverteilung mit den Gleichungen (7-8) bis (7-10) berechnet. Für die einzelnen Nachweisschnitte sind die Ergebnisse in Tab. A 9 aufgelistet und in Abb. 56 als Datenreihe dargestellt. Etwas anschaulicher ist die gezeichnete Druckzone als grau hinterlegter Bereich in Abb. 73.

$$\varepsilon_o \leq 0 \wedge \varepsilon_u \geq 0: x = \frac{|\varepsilon_o| \cdot h}{|\varepsilon_u| + |\varepsilon_o|} \text{ (m)} \quad (7-8)$$

$$\varepsilon_o < 0 \wedge \varepsilon_u < 0: x = h = 1,818 \text{ m} \quad (7-9)$$

$$\varepsilon_o \geq 0 \wedge \varepsilon_u \leq 0: x = \frac{|\varepsilon_u| \cdot h}{|\varepsilon_u| + |\varepsilon_o|} \text{ (m)} \quad (7-10)$$

mit:

ε_o Dehnung oberer Querschnittsrand, $[\varepsilon_o] = \text{‰}$;

ε_u Dehnung unterer Querschnittsrand, $[\varepsilon_u] = \text{‰}$;

h Querschnittshöhe, hier: h = 1,818 m;

x Druckzonenhöhe, $[x] = \text{m}$.

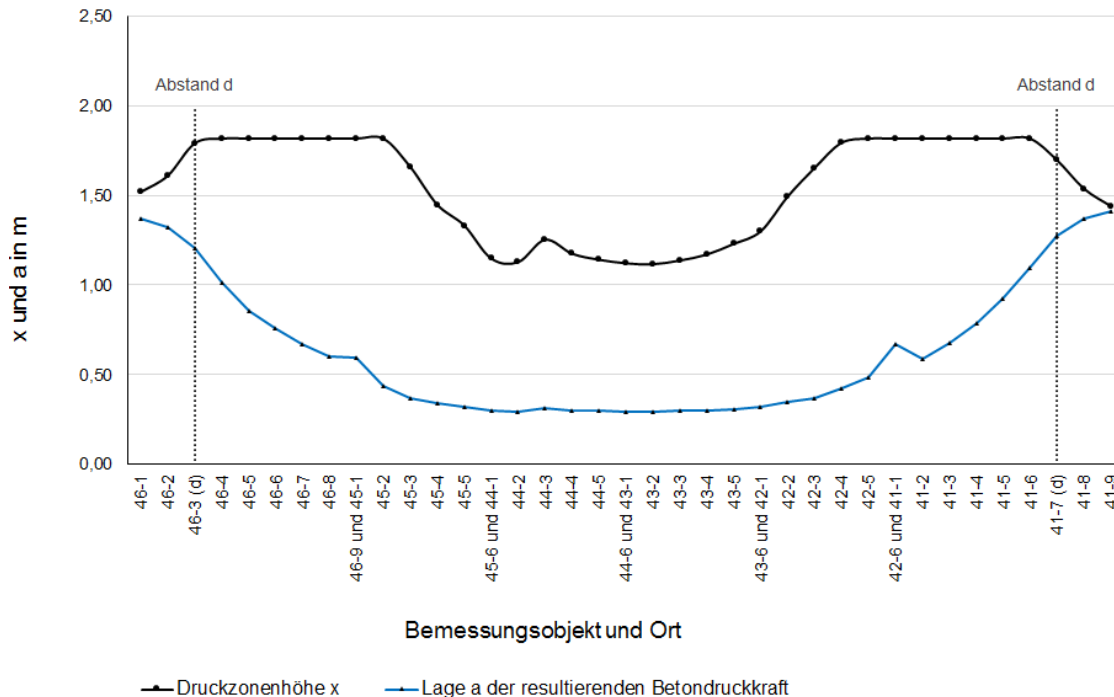


Abb. 56: Verlauf Druckzonenhöhe und Lage der resultierenden Betondruckkraft im Feld 4

In den Schnitten 46-9 und 42-6 weist die Datenreihe der Betondruckkraftlage einen kleinen Knick auf. Grund dafür ist die an dieser Stelle vorhandene Schwenkung der idealisierten Brückenachse. Der dadurch bedingte Start- und Endpunkt eines Bemessungsobjekts führt im selben Brückenquerschnitt zu zwei gleichbedeutenden Schnittgrößen, die jedoch aufgrund der um die Verschwenkungsrichtung abweichenden Integrationsrichtung geringfügige Differenzen aufweisen. Diese Differenzen, die als kleiner Sprung (s. Abb. 53) im Schnittgrößenverlauf sichtbar sind, wirken sich auch auf die Querschnittsbemessung aus.

7.13 Betonspannung auf Höhe der Schwerelinie

Die Betonspannung auf Höhe der Schwerelinie geht in die Bemessungsgleichungen des Eurocodes ein. Sie kann bei bekannter Dehnungsverteilung im Querschnitt mit Gleichung (7-11) berechnet werden. Wegen des konstanten Normalkraftverlaufs und der nur geringen Abweichungen in der Querschnittsgeometrie muss die Normalspannung ebenfalls einen konstanten Verlauf über die Feldlänge aufweisen.

$$\sigma_{c,SL} = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{SL}}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{MN/m}^2) \quad (7-11)$$

mit:

- f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit. Für C30/37: $f_{cd} = 17 \text{ MN/m}^2$;
- ε_{SL} Betondehnung auf Höhe der Schwerelinie (s. Gleichungen (7-12) bis (7-14)), $[\varepsilon_{SL}] = \text{‰}$;
- ε_{c2} Dehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit. Für C30/37: $\varepsilon_{c2} = 2,0$;
- n Exponent. Für C30/37: $n = 2,0$.

Die benötigte Betondehnung wird mithilfe des Strahlensatzes nach den Gleichungen (7-12) bis (7-14) ermittelt. Eine Zusammenstellung der berechneten Werte ist in Tab. A 10 gegeben.

$$\varepsilon_o \leq 0 \wedge \varepsilon_u \geq 0: \quad \varepsilon_{SL} = \frac{|\varepsilon_o| + |\varepsilon_u|}{h} \cdot z_{so} - |\varepsilon_u| \quad (‰) \quad (7-12)$$

$$\varepsilon_o < 0 \wedge \varepsilon_u < 0: \quad \varepsilon_{SL} = \frac{|\varepsilon_u| - |\varepsilon_o|}{h} \cdot z_{so} + |\varepsilon_o| \quad (‰) \quad (7-13)$$

$$\varepsilon_o \geq 0 \wedge \varepsilon_u \leq 0: \quad \varepsilon_{SL} = \frac{|\varepsilon_o| + |\varepsilon_u|}{h} \cdot z_{so} - |\varepsilon_o| \quad (‰) \quad (7-14)$$

mit:

ε_o Dehnung oberer Querschnittsrand, $[\varepsilon_o] = ‰$;

ε_u Dehnung unterer Querschnittsrand, $[\varepsilon_u] = ‰$;

ε_{SL} Betondehnung auf Höhe der Schwerelinie, $[\varepsilon_{SL}] = ‰$;

h Querschnittshöhe, hier: $h = 1,818 \text{ m}$;

z_{so} Abstand zwischen oberem Querschnittsrand und Schwerelinie, $[z_{so}] = \text{m}$.

7.14 Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe

In der kanadischen Norm [1] ist die Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe ein maßgebender Faktor zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (vgl. Abschnitt 3.6). Die Ermittlung erfolgt für die einzelnen Nachweisschnitte tabellarisch unter Verwendung der Gleichung (3-46) in Tab. A 11. Der Rechenwert der Längsdehnung nach kanadischer Norm weicht deutlich von den Werten, die mit dem Querschnittsbemessungsprogramm ZWAX errechneten wurden, ab (vgl. Tab. A 11). Dies ist auf die grobe Vereinfachung der Längsdehnungsermittlung in der CSA zurückzuführen, liegt im vorliegenden Fall aber auf der sicheren Seite. Da die Längsdehnungen über die gesamte Feldlänge negativ oder sehr klein sind, werden die Werte für die weiterführende Berechnung zu null gesetzt.

7.15 Rissabstandsparameter

Der zweite wesentliche Parameter zur Berechnung des Betontrageanteils nach kanadischer Norm ist der Rissabstandsparameter s_{ze} . Bei dessen Ermittlung nach Gleichung (3-47) wird unterschieden zwischen Querschnitten mit einer ausreichenden Mindestquerkraftbewehrung und Querschnitten mit einem geringeren Querkraftbewehrungsgrad. In Tab. A 12 wird deshalb zunächst die rechnerisch erforderliche Mindestquerschnittsfläche berechnet. Es zeigt sich, dass nach kanadischer Norm eine über die gesamte Trägerlänge ausreichende Querkraftbewehrung vorhanden ist. Der Rissabstandsparameter beträgt somit für die gesamte Trägerlänge $s_{ze} = 300 \text{ mm}$.

7.16 Druckstrebenneigungswinkel

Zur Wahl des Druckstrebenneigungswinkels für die Querkraftuntersuchung wird der Plastizitätskreis (s. Abb. 57) betrachtet. Die eingezeichneten Neigungsgrenzen der Druckstreben- und Risswinkel basieren auf den Gln. (3-12), (3-17), (3-37), (3-48), (3-53). Möglich sind Neigungswinkel, deren Begrenzungsgerade den vorhandenen mechanischen Bewehrungsgrad ω innerhalb des Kreises schneidet.

Der für den Abstand d von Auflager E eingezeichnete mechanische Bewehrungsgrad ω_w nach Gleichung (7-15) zeigt, dass die maximale Tragfähigkeit jeweils für die untere Begrenzung des Neigungswinkels erreicht wird. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird deshalb stets der kleinste Neigungswinkel ausgewählt.

$$\omega_w = \frac{a_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}} = \frac{40,21 \cdot 347,8}{1,98 \cdot 0,75 \cdot 17 \cdot 100^2} = 0,0554 \quad (7-15)$$

mit:

a_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung, $[a_{sw}] = \text{cm}^2/\text{m}$;

f_{ywd} Streckgrenze der Querkraftbewehrung, $[f_{ywd}] = \text{MN}/\text{m}^2$;

b_w minimale Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;

α_c Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons, $[f_{cd}] = \text{MN}/\text{m}^2$.

Zur Darstellung der unteren Begrenzung des Rissneigungswinkels ist die bezogene Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (7-16) zu berechnen:

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,78}{1,98 \cdot 0,89 \cdot 0,75 \cdot 17} = 0,0347 \quad (7-16)$$

mit:

$V_{Rd,c}$ Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung, $[V_{Rd,c}] = \text{MN}$;

b_w minimale Stegbreite, $[b_w] = \text{m}$;

α_c Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit;

f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons, $[f_{cd}] = \text{MN}/\text{m}^2$.

Die notwendigen Rechenwerte und Ergebnisse der minimalen Neigungswinkel sind in Tab. A 13 aufgeführt.

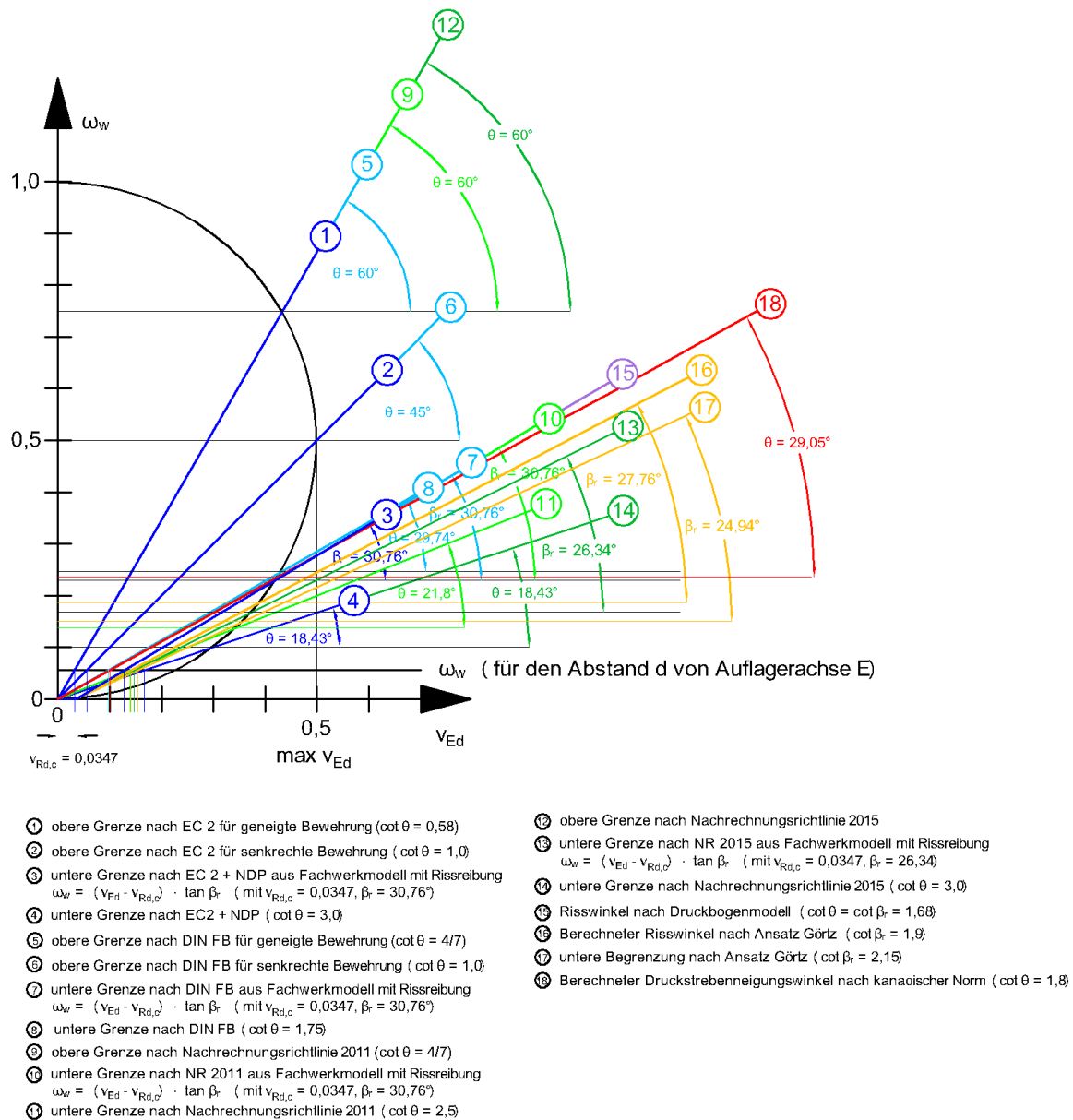


Abb. 57: Plastizitätskreis mit Darstellung der Druckstrebenneigungen nach den verschiedenen Bemessungsmodellen

Eine vom Plastizitätskreis abweichende Darstellung der Riss- und Druckbogenneigungswinkel ist in Abb. 58 gegeben. Für die unterschiedlichen Bemessungsmodelle ist jeweils der Verlauf des Riss- bzw. Druckbogenneigungswinkel als Argument des Kotangens über die gesamte Feldlänge dargestellt.

Alle dargestellten Querkraftmodelle ermöglichen keine flacheren Druckstrebenneigungswinkel als $\cot \theta = 3,0$ ($\theta = 18,43^\circ$) und keine steileren Winkel als $\cot \theta = 4/7$ ($\theta = 60,26^\circ$). Sowohl im kritischen Abstand d von den Auflagern als auch über die gesamte Trägerlänge sind mit den Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie 2015 die flachsten Druckstrebenneigungswinkel ansetzbar. Die Risswinkelverläufe sind über die gesamte Trägerlänge auf einem sehr konstanten Niveau, was auf die alleinige Abhängigkeit von der Normalspannung im Betonquerschnitt zurückzuführen ist.

Der Verlauf des Druckstrebenneigungswinkels hingegen steigt zu den Auflagern und zur Feldmitte stark an. Dies ist zum einen auf den inneren Hebelarm, wie er in

Abschnitt 7.11 dargestellt ist und zum anderen auf die zur Feldmitte hin abnehmbare Querkraftbeanspruchung zurückzuführen. Im Bereich des horizontalen Verlaufs greift die untere Neigungsbegrenzung $\cot \Theta = 3,0$. Sobald die Querkraftbeanspruchung kleiner wird als der Betontraganteil, wechselt das Vorzeichen des Druckbogenneigungswinkels schlagartig, sodass in diesem Fall die obere Begrenzung $\cot \Theta = 0,58$ maßgebend wird.

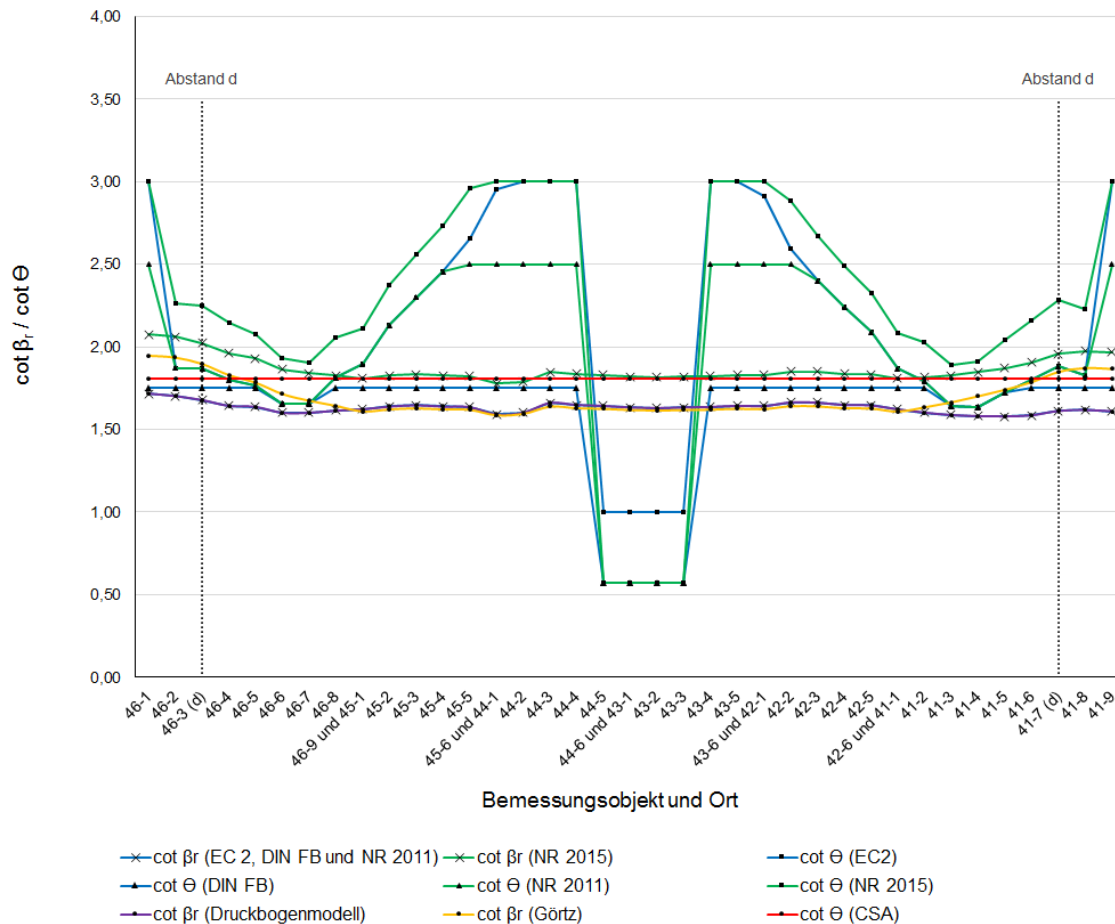


Abb. 58: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach den unterschiedlichen Bemessungsmodellen im Feld 4

Bei Betrachtung von Abb. 59 zeigt sich die nach DIN-Fachbericht 102 stärkere Begrenzung des Druckstrebenneigungswinkels auf $\cot \Theta = 1,75$, sodass die positive Wirkung des mechanischen Fachwerkmodells mit Rissreibung – im Vergleich zu der Regelung nach DIN EN 1992-1/NA – nicht zur Geltung kommt. Streng genommen muss für die Bemessung der Schellenbergbrücke jedoch die für Brücken geltende DIN EN 1992-2/NA angewendet werden. Dort sind die gleichen Begrenzungen des Druckstrebenneigungswinkels wie im DIN-Fachbericht 102 enthalten, sodass auch bei Anwendung des Eurocodes der Verlauf nach DIN-Fachbericht angenommen werden kann.

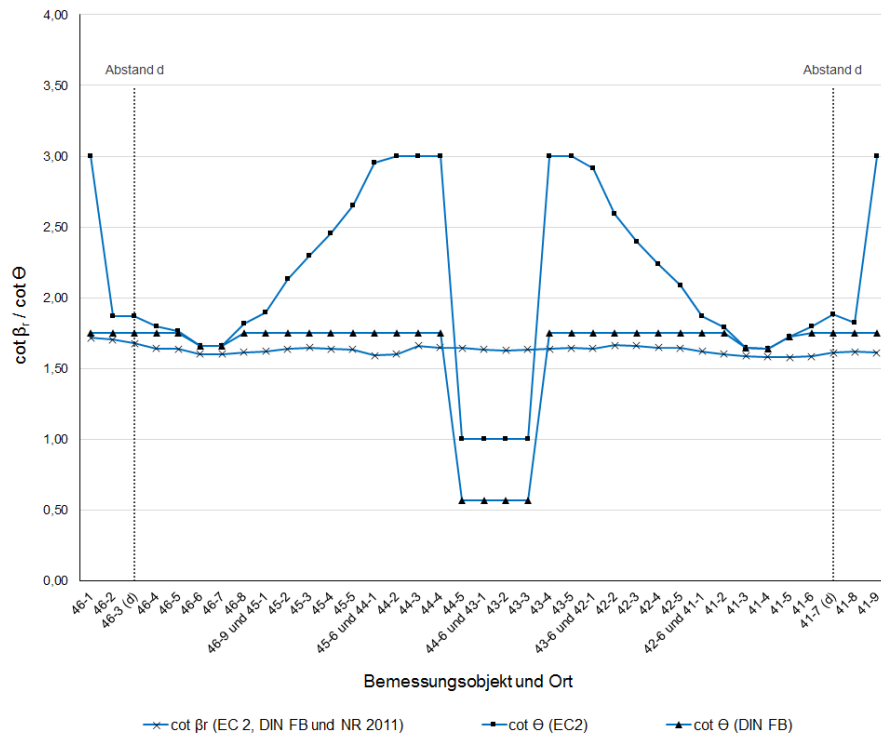


Abb. 59: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach Eurocode 2 und DIN-Fachbericht 102 im Feld 4

Die Gegenüberstellung des Risswinkels β_r mit dem Druckstrebenneigungswinkel (s. Abb. 58 bis Abb. 60) verdeutlicht, dass nahezu über die gesamte Trägerlänge ein Traganteil aus Rissreibung aktiviert wird. Erkennbar ist dies an dem Druckstrebenneigungswinkel, der gegenüber dem Rissneigungswinkel stets flacher geneigt ist und somit eine Übertragung von Normal- und Tangentialkräften über die Rissufer erfolgt. Abb. 60 zeigt, dass sich sowohl der Risswinkel als auch der Druckstrebenneigungswinkel zwischen der Nachrechnungsrichtlinie 2011 und der zukünftigen Nachrechnungsrichtlinie 2015 unterscheidet. Grund dafür sind die unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung des Risswinkels. In der Nachrechnungsrichtlinie 2011 wird der Risswinkel nach Gleichung (3-50) analog dem Eurocode berechnet, in der Nachrechnungsrichtlinie 2015 nach Gleichung (3-53) entsprechend dem Bemessungsansatz von Götz.

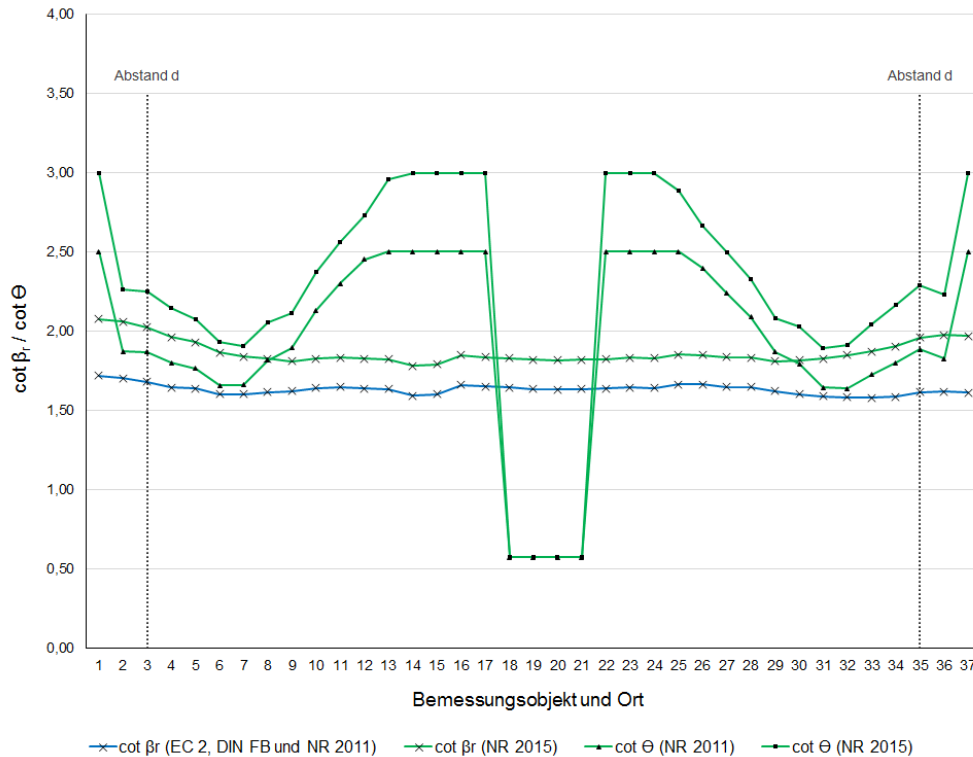


Abb. 60: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach der Nachrechnungsrichtlinie

Der Druckstrebenneigungswinkel nach der kanadischen Norm ist nach Gleichung (3-46) nur von der halbierten Längsdehnung auf Höhe der Zugbewehrung abhängig. Bei der Schellenbergbrücke ist die Dehnung über die gesamte Trägerlänge negativ (s. Tab. A 11), sodass der Längsdehnungsparameter zu null gesetzt werden soll (vgl. Abschnitt 3.6.1.1). Dadurch ist der Druckstrebenneigungswinkel über die gesamte Trägerlänge konstant mit $\cot \Theta = 1,804$ ($\Theta = 29^\circ$) anzusetzen (s. Abb. 61).

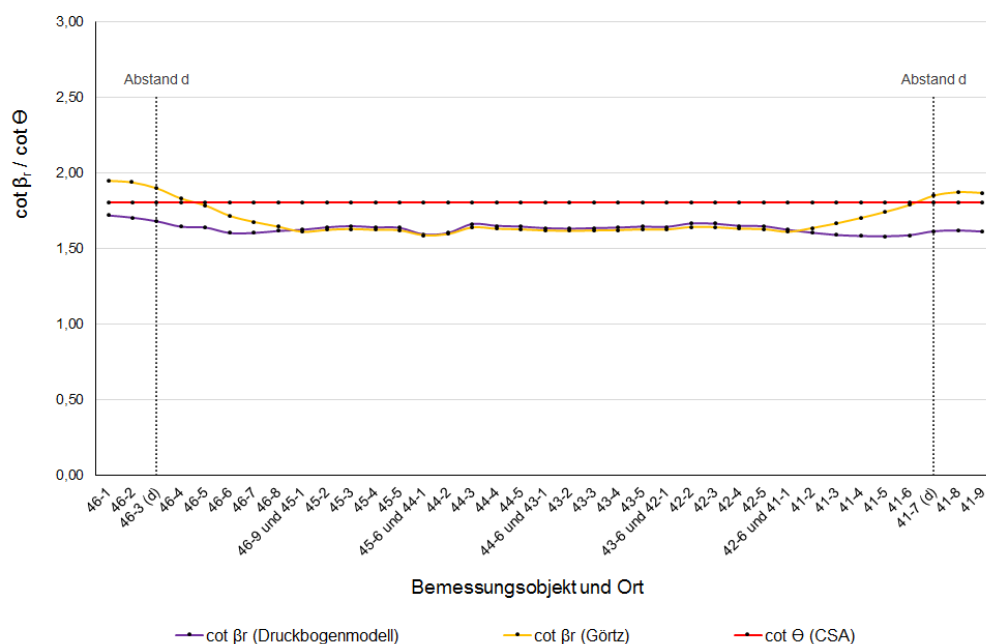


Abb. 61: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach alternativen Bemessungsmodellen

Abbildungen

Abb. 1: Biege- und Schubspannungen an einem Balkenelement.....	3
Abb. 2: Hauptspannungstrajektorien eines Rechteckträgers in dem Programm InfoCAD.....	4
Abb. 3: Verlauf von Biegeschub- und Stegschubrissen (hier mit Bewehrung) [26].....	5
Abb. 4: Rissbilder für unterschiedliche Schubslankheiten λ nach dem Versagen [30]	6
Abb. 5: Tragmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung [15].....	7
Abb. 6: Spannungsbild; links: Querschnitt überdrückt; rechts: Zugspannungen an unterem Querschnittsrand [20].....	10
Abb. 7: Vorgehensschema zur Querkraftbemessung nach DIN EN 4227:1953-10 ..	12
Abb. 8: Vorgehen zur Bestimmung des Querschnittsbereichs.....	13
Abb. 9: Vorgehen beim GZT-Nachweis für Querschnitte in der Zone a nach DIN 4227:1973-06	14
Abb. 10: Vorgehen beim GZT-Nachweis für Querschnitte in der Zone b nach DIN 4227:1973-06	15
Abb. 11: Vorgehen bei Ermittlung der Querkraftbewehrung nach DIN 4227:1973-06	16
Abb. 12: Fachwerkmodell	20
Abb. 13: Plastizitätskreis mit Angabe der oberen und unteren Neigungsbegrenzung der Druckstrebe.....	24
Abb. 14: Querkraftmodell nach Zink [31]	27
Abb. 15: Trägerelement mit Spannglied	31
Abb. 16: Stabwerkmodell im Endauflagerbereich [24]	33
Abb. 17: Freigeschnittenes Trägerende [16].....	35
Abb. 18: Querkrafttraganteile V_p , V_{cc} , V_{Rsw} , V_{cr} ; gemessene Bügelspannungen und Form des Druckbogens [24].....	42
Abb. 19: Querschnitt Schellenbergbrücke	44
Abb. 20: Parabel-Rechteckdiagramm für Beton unter Druck [10]	46
Abb. 21: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung [10]	47
Abb. 22: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Querschnittsbemessung [10].....	49

Abb. 23: Bemessungsmodell in InfoCAD.....	50
Abb. 24: Grundriss mit Angabe der Auflagerposition.....	50
Abb. 25: Idealisierte Brückenachse	51
Abb. 26: Ausschnitt des Volumenmodells in AutoCAD 2015 (Darstellung ohne Obergurt in Brückenmitte)	53
Abb. 27: Vollständiges Volumenmodell in AutoCAD 2015 (Darstellung als Drahtmodell).....	53
Abb. 28: Auszug aus IFC-Datei mit korrekter und falscher Einheitendefinition.....	54
Abb. 29: Darstellung der Lagerverschieberichtung – entnommen aus der Bestandsstatik.....	55
Abb. 30: Darstellung der Verbindung zwischen Über- und Unterbau	55
Abb. 31: Rekonstruktion der Spanngliedlage.....	59
Abb. 32: Anordnung Flächenlast (UDL-System) und Achslasten (Tandemsystem TS) nach LM 1	62
Abb. 33: Ausschnitt Bemessungsmodell mit Tandemsystemlaststellungen und UDL-Belastungsflächen	63
Abb. 34: Ausschnitt eines Auflagerbereichs in InfoCAD. Die Zahlenwerte entsprechen der globalen Verformung in z-Richtung infolge einer Vordehnung des Stabes. Die Zahlenwerte haben die Einheit mm	66
Abb. 35: Vergleich der Auflagerkräfte in Achse D infolge Eigengewicht.....	72
Abb. 36: Vergleich der Auflagerkräfte in Achse E infolge Eigengewicht	73
Abb. 37: Vergleich des Biegemomentes aus Eigengewicht in der Auflagerachse D	73
Abb. 38: Vergleich des Biegemoments aus Eigengewicht in der Mitte von Feld 4 ...	74
Abb. 39: Vergleich des Biegemoments aus Eigengewicht in der Auflagerachse E...	74
Abb. 40: Vergleich der Normalkraft aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4	75
Abb. 41: Vergleich des statisch bestimmten Biegemomentenanteil aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4.....	76
Abb. 42: Vergleich des statisch unbestimmten Biegemomentenanteil aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4.....	76
Abb. 43: Vergleich des Biegemoments aus Vorspannung in der Mitte von Feld 4 ...	76
Abb. 44: Einfügapunkt an Querschnittsoberkante (oben) und im Schwerpunkt (unten)	78
Abb. 45: Querschnittswerte Gesamtquerschnitt	79
Abb. 46: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe der Schwerelinie	80
Abb. 47: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{so} = 0,3355$ (Mitte Obergurt).....	81

Abb. 48: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{so} = 1,0338$ (Stegmitte).....	82
Abb. 49: Flächenmoment 1. Grads auf Höhe $z_{so} = 1,7022$ (Mitte Obergurt).....	83
Abb. 50: Schnittgrößenkombination für die maximale Querkraft im Abstand d von Auflagerachse E.....	84
Abb. 51: Normalkraft N_x in Feld 4 für den Superpositionslastfall 31	85
Abb. 52: Querkraft Q_z in Feld 4 für den Superpositionslastfall 31	85
Abb. 53: Biegemoment M_y in Feld 4 für den Superpositionslastfall Nr. 31.....	85
Abb. 54: Verlauf innerer Hebelarm z aus der Biegebemessung im Feld 4	89
Abb. 55: Verlauf innerer Hebelarm z nach Nachrechnungsrichtlinie 2011.....	90
Abb. 56: Verlauf Druckzonenhöhe und Lage der resultierenden Betondruckkraft im Feld 4	91
Abb. 57: Plastizitätskreis mit Darstellung der Druckstrebenneigungen nach den verschiedenen Bemessungsmodellen.....	94
Abb. 58: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach den unterschiedlichen Bemessungsmodellen im Feld 4	95
Abb. 59: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach Eurocode 2 und DIN-Fachbericht 102 im Feld 4	96
Abb. 60: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach der Nachrechnungsrichtlinie	97
Abb. 61: Verlauf Druckstrebenneigungswinkel $\cot \Theta$ und Rissneigungswinkel $\cot \beta_r$ nach alternativen Bemessungsmodellen.....	97
Abb. 62: Gegenüberstellung der maßgebenden Hauptzugspannung mit zulässiger Spannungsgrenze nach DIN 4227:1953	99
Abb. 63: Hauptzugspannungsverteilung σ_1 an der Stelle 46-3 in dem Programm InfoCAD.....	100
Abb. 64: Gegenüberstellung der einwirkenden Querkraft und dem Querkrafttragwiderstand.....	100
Abb. 65: Ausnutzungsgrad nach DIN-Fachbericht.....	101
Abb. 66: Verlauf des Querkrafttragwiderstands ohne Querkraftbewehrung nach EC2 im Feld 4	102
Abb. 67: Ausnutzungsgrad ohne Querkraftbewehrung nach EC2 im Feld 4	103
Abb. 68: Verlauf der Zug- und Druckstrebentragfähigkeit nach EC2 im Feld 4	103
Abb. 69: Ausnutzungsgrad mit Querkraftbewehrung nach EC2 im Feld 4.....	104
Abb. 70: Verlauf resultierende Betondruckkraft und resultierende Zugkraft im Feld 4	104

Abb. 71: Verlauf der Zug- und Druckstreben­tragfähigkeit nach EC2 mit Hebelarm z nach NR 2011 im Feld 4.....	105
Abb. 72: Ausnutzungsgrad mit Querkraftbewehrung nach EC2 und Hebelarm z nach NR 2011 im Feld 4	105
Abb. 73: Verlauf des Druckbogens im Feld 4 für den Superpositions­lastfall Nr. 31	106
Abb. 74: Verlauf Beton- und Fachwerk­traganteil im Feld 4.....	107
Abb. 75: Verlauf Querkraft (Superpositions­lastfall 31) und Verlauf Tragwiderstand im Feld 4	107
Abb. 76: Gegenüberstellung des vorhandenen Ausnutzungs­grads mit zulässiger Ausnutzung im Feld 4.....	108
Abb. 77: Zugkräfte aus konvexer Krümmung der Betondruckkraft an der Auflagerachse E.....	108
Abb. 78: Verlauf Beton- und Fachwerk­traganteil im Feld 4 mit z aus Biegebemessung	109
Abb. 79: Verlauf Querkraft (Superpositions­lastfall 31) und Tragwiderstand im Feld 4 mit z aus Biegebemessung	110
Abb. 80: Gegenüberstellung des vorhandenen Ausnutzungs­grads mit zulässiger Ausnutzung im Feld 4.....	110
Abb. 81: Verlauf der Tragfähigkeit nach dem Ansatz von Görtz im Feld 4	111
Abb. 82: Ausnutzungsgrad nach dem Ansatz von Görtz im Feld 4 für den Superpositions­lastfall Nr. 31.....	112
Abb. 83: Verlauf der Tragfähigkeit nach CSA A23.3-04 im Feld 4.....	113
Abb. 84: Verlauf des Ausnutzungs­grads nach der CSA A23.3-04 im Feld 4	114
Abb. 85: Ausnutzungsgrad der unterschiedlichen Bemessungsverfahren im Feld 4	115

Literatur

- [1] CSA Standard A23.3-04. December 2004. Design of concrete structures. Mississauga, Ontario.
- [2] DIN 4227. 1966. Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Bonn.
- [3] DIN FB 102. März 2009. DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken. Berlin: Beuth Verlag.
- [4] DIN EN 1991-2. Dezember 2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag.
- [5] DIN EN 1991-1-5. Dezember 2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. Berlin: Beuth Verlag.
- [6] DIN EN 1991-1-4. Dezember 2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag.
- [7] DIN EN 1992-1-1. Dezember 2010. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008. Berlin: Beuth Verlag.
- [8] DIN EN 1991-1-4/NA. Dezember 2010. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Berlin: Beuth Verlag.
- [9] DIN EN 1991-1-5/NA. Dezember 2010. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen. Berlin: Beuth Verlag.
- [10] DIN EN 1992-1-1. 2011-01. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag.
- [11] DIN EN 1991-2/NA. August 2012. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter –. Berlin: Beuth Verlag.
- [12] DIN EN 1990/NA/A1. August 2012. Nationaler Anhang – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1. Berlin: Beuth Verlag.

- [13] DIN EN 1992-1-1/NA. April 2013. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag.
- [14] DIN EN 1992-2/NA. April 2013. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth Verlag.
- [15] Bender, M. Oktober 2009: Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Kreisquerschnitt. Dissertation. Bochum.
- [16] Bentz, E. C., Collins, M. P. 2006. Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 33 5:521–534.
- [17] Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D. (Hg.). 2014: Beton-Kalender 2015. Schwerpunkte: Brücken, Bauen im Bestand. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn.
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Mai 2011: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand.
- [19] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. 22.Mai 2013: Bericht "Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen". Berlin.
- [20] Fingerloos, F. 2009: Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Bemessung und Ausführung. Berlin: Ernst & Sohn.
- [21] Görtz, S. 2004: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Aachen.
- [22] Hegger, J., Maurer, R., Zilch, K., Rombach, G.: 2. Entwurf Schlussbericht des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen. Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze.
- [23] InfoGraph GmbH: InfoCAD 14.2 Benutzerhandbuch.
- [24] Kiziltan, H. August 2012: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dortmund.
- [25] Leonhardt, F. 1973: Spannbeton für die Praxis. Berlin [West], München, Düsseldorf: Ernst & Sohn.
- [26] Leonhardt, F. 1973: Vorlesungen über Massivbau. Erster Teil - Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Berlin, New York: Springer-Verlag.
- [27] Leonhardt, F. 1973: Vorlesungen über Massivbau. Fünfter Teil - Spannbeton. Berlin, New York: Springer-Verlag.

- [28] Maurer, R., Kiziltan, H. April 2013. Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur*. 88 4:165–176.
- [29] Rüsch, H. 1954: Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227. Richtlinien für die Bemessung und Ausführung. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn.
- [30] Zilch, K., Zehetmaier, G. 2010: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Berlin, Heidelberg, New York, NY: Springer.
- [31] Zink, M. Oktober 1999: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Leipzig.