

# Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken

**Report**

**Author(s):**

Zwicky, Daia

**Publication date:**

2002

**Permanent link:**

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-004488188>

**Rights / license:**

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

**Originally published in:**

IBK Bericht 275

# **Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken**

Daia Zwicky

Institut für Baustatik und Konstruktion  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich  
November 2002

## Vorwort

Ausgangspunkt der vorliegenden Arbeit von Herrn Zwicky, die als Promotionsarbeit eingereicht wurde, waren fünf vorgefertigte Träger von je über 20 m Länge, die aus dem Lehnviadukt Wassnerwald im Kanton Uri stammten und für Bruchversuche zur Verfügung standen. Angesichts der nach heutiger Sichtweise knappen Schubbewehrung entstand die Idee, den Schubwiderstand der Träger durch externe Vorspannung zu erhöhen. Als es auch mit den unterschiedlichsten Belastungsanordnungen nicht gelang, einen Schubbruch zu erzeugen, wurde das Thema Verstärkung obsolet und der Fokus der Arbeit verschob sich auf die integrale Beurteilung der Tragfähigkeit solcher Träger.

Der Bericht folgt dem Gedankengang eines Ingenieurs, der ein bestehendes Tragwerk zu überprüfen hat. Er deckt für solche Tragwerke die Widerstandsseite des Tragsicherheitsnachweises umfassend ab und erlaubt dank der nachvollziehbaren Gedankengänge und weitgehenden Parametrisierung der Berechnungsalgorithmen eine direkte praktische Anwendung. Mit dem neu erarbeiteten Wissen um den inneren Kräftefluss wird es gelingen, die Verstärkung manch bestehender Brücke zu vermeiden.

Der ausführliche Anhang enthält die umfassende Erfahrung von Herrn Zwicky mit Bruchversuchen im Massstab 1:1. Dieser Teil dürfte vor allem nachfolgende Doktorierende interessieren und vor aufwendigen und unfallträchtigen Fehlern bewahren.

Das Forschungsprojekt ist Bestandteil des langfristig angelegten Forschungsprogramms "Zustandsbeurteilung von Betontragwerken" am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich. Es wurde massgeblich durch die Arbeitsgruppe Brückenforschung des Bundesamts für Strassen (ASTRA) unterstützt. Weitere Beiträge leisteten das Amt für Tiefbau des Kantons Uri durch die kostenlose Lieferung und Entsorgung der Träger und die Stahlton AG durch das Überlassen von Spannpressen. Für all diese Unterstützungen möchte ich mich hiermit bedanken.

Zürich, Dezember 2002

Prof. Thomas Vogel

## **Kurzfassung**

Die vorliegende Arbeit will einen Beitrag leisten zur Anwendung verfeinerter Untersuchungen auf der Basis der Plastizitätstheorie in der rechnerischen Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Betontragwerke. Sie soll ein Leitfaden sein für die rechnerische Überprüfung, insbesondere von aus profilierten Trägern zusammengesetzten, vorgespannten Brücken unter besonderer Berücksichtigung kleiner Lagerüberstände und hoher Vorspanngrade. Die Arbeit beschränkt sich auf die deterministische Beurteilung der Tragsicherheit stark vorgespannter, minimal verbügelter Betonbalken konstanter Bauhöhe. Unter minimal verbügelten Bauteilen werden Tragelemente verstanden, die aufgrund der bei der Bemessung verwendeten Norm lediglich eine konstruktive Bügelbewehrung enthalten; als stark vorgespannte Bauteile werden solche aufgefasst, die als Längsbewehrung fast ausschliesslich Spannbewehrung und entsprechend hohe Vorspanngrade aufweisen.

Die angestellten Überlegungen werden vorwiegend auf profilierte, im Spannbett vorgefabrizierte und zusätzlich nachträglich mit Spanngliedern vorgespannte einfache Balken angewendet; vereinzelt werden auch Hinweise zu Durchlaufträgern gegeben. Die angewandten Methoden werden an einem ausgewählten Tragwerk und insbesondere anhand daran durchgeführter Bruchversuche im Massstab 1:1 illustriert.

Die Arbeit besteht aus zwei Teilen und einem Anhang. In einem ersten Teil werden Grundlagen für die Bestimmung von Kennwerten für Stahl, Beton und Verbund bereitgestellt, die in einer Überprüfung zur Anwendung kommen können, und ihr Verhalten wird diskutiert. Es werden zudem Vorschläge gemacht für die Bestimmung einer effektiven Betondruckfestigkeit im ebenen Spannungszustand sowie die mittlere Verbundspannung auf der Übertragungslänge von Spannbettbewehrung; ein weiterer Schritt untersucht den Einfluss von Querdruck auf die Übertragungslänge. Ausserdem wird ein Ansatz für den wirksamen Umfang für Verbund bei gekrümmt geführten Spanngliedern angegeben.

In einem zweiten Teil werden das Vorgehen in rechnerischen Überprüfungen und Bruchmechanismen und Spannungsfelder als verfeinerte Berechnungsmethoden vorgestellt. Dieser Teil der Arbeit wird mit Überlegungen zur Reduktion von Einwirkungen im Nachweis der Tragsicherheit abgeschlossen.

In einem Anhang wird die Planung, Durchführung und Auswertung von Bruchversuchen im Massstab 1:1 besprochen. Es wird auf die Besonderheiten, Gemeinsamkeiten und Unterschiede von Labor- und Feldversuchen eingegangen. Es werden Angaben gemacht zu Belastungsanordnung und -vorrichtungen, Messtechnik, Versuchsdurchführung und Versuchsüberwachung sowie zur Auswertung, Darstellung, Interpretation und Nachrechnung von Versuchsdaten. Dieser Anhang findet sein Zielpublikum wohl eher bei aktiven und zukünftigen Forschern als bei Ingenieuren in der Praxis.

## Summary

This thesis presents refined limit analysis models for checking the structural safety of existing concrete structures. Guidelines for the assessment of such structures are proposed, in particular for bridges with profiled concrete girders and minimum overhang at supports and high prestressing ratios. The study is restricted to the deterministic evaluation of structural safety of highly prestressed concrete girders of constant height with minimum shear reinforcement. Structural concrete elements are considered to have minimum shear reinforcement if earlier codes required secondary shear reinforcement only. Prestressing ratios are considered high for fully prestressed elements.

The models are mainly applied to existing simply supported, prefabricated, pre-tensioned concrete girders that were provided with some additional post-tensioning. Remarks regarding continuous structures are also given. The use of the models is illustrated using an actual bridge girder and with the results of full-scale tests conducted on this structure.

The thesis is structured in two parts and an appendix. In the first part, basic considerations regarding the behavior of the material properties of steel, concrete and bond relevant to the assessment of structures are given and discussed. Expressions are proposed for the effective compressive strength of concrete in plain stress as well as for the relationship between average bond strength and the transfer length of pre-tensioned steel. Furthermore, the effect of transverse pressure on the reduction of the transfer length is discussed. An approach is presented for the circumference of curved prestressing tendons effective for bond stresses.

In the second part, a procedure for the assessment of existing concrete structures is treated. Failure mechanisms and stress fields are presented as refined models for the assessment. The part is closed with considerations aimed at reducing the applied loads relevant when checking structural safety.

The appendix deals with the planning, the implementation and evaluation of full-scale tests. The features, similarities and differences between in-situ and laboratory testing are treated. Specifications are proposed for test set-ups and arrangements, monitoring and implementation of tests and evaluation, representation, interpretation and recalculations of experimental data.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Ausgangslage	1
1.2	Zielsetzung und Übersicht	2
1.3	Abgrenzung	4
<b>2</b>	<b>Materialverhalten und -kennwerte</b>	<b>5</b>
2.1	Bewehrungsstahl	5
2.1.1	Naturharte Stähle	5
2.1.2	Kaltverformte Stähle	6
2.1.3	Duktilität von Bewehrungsstahl	7
2.1.4	Annahmen für rechnerische Überprüfungen	8
2.2	Beton	10
2.2.1	Einachsige Beanspruchung – Zugfestigkeit	10
2.2.2	Einachsige Beanspruchung – Druckfestigkeit	11
2.2.3	Zweiachsige Beanspruchung – ebener Spannungszustand	14
2.2.4	Dreiachsige Beanspruchung – Druckfestigkeit	19
2.3	Verbund	21
2.3.1	Ermittlung von Materialgesetzen für Verbund	21
2.3.2	Klassifikation der Profilierung von Bewehrungsstählen	22
2.3.3	Verbundverhalten im Ausziehversuch	23
2.4	Übertragungs- und Verankerungslängen von Spannbettbewehrung	25
2.4.1	Verankerungslänge	25
2.4.2	Mittlere Verbundspannung für die Übertragungslänge	25
2.4.3	Einfluss und Grössenordnung von Querdruck	29
2.5	Verbundumfang von Spanngliedern	32
2.5.1	Einleitung	32
2.5.2	Modell des hydrostatischen Drucks	34
2.5.3	Auswertung für Paralleldraht-Spannglieder	36
2.5.4	Vergleich von Paralleldraht- und Litzenspannglieder	37
2.5.5	Vergleich mit einer Arbeit zur Reibermüdung in Spanngliedern	38
2.5.6	Folgerungen	38

<b>3</b>	<b>Rechnerische Überprüfungen</b>	<b>39</b>
3.1	Einführung	39
3.1.1	Anlass und Umfang einer Überprüfung	39
3.1.2	Zustandserfassung	40
3.1.3	Zustandsbeurteilung und -bewertung	40
3.1.4	Massnahmenempfehlung und Erhaltungsstrategie	43
3.2	Allgemeines Vorgehen	44
3.2.1	Lehnenviadukt Wassnerwald	44
3.3	Vorbereitungen	47
3.3.1	Erforderliche Unterlagen	47
3.3.2	Kritische Punkte	48
3.3.3	Erhebungen am Tragwerk	49
3.3.4	Beispiel Lehnenviadukt Wassnerwald	51
3.4	Einwirkungen	54
3.4.1	Modellierung und Überlagerung	54
3.4.2	Eigenlasten, Auflasten und deren Reaktionen	55
3.4.3	Vorspannung	57
3.4.4	Strassenlasten	65
3.5	Bruchmechanismen am Gesamttragwerk	67
3.5.1	Massgebender Mechanismus	67
3.5.2	Einzelne Lastanteile und Definition der Tragreserve	68
3.5.3	Grundmechanismen	68
3.5.4	Biegemechanismus	69
3.5.5	Abstufung der Längsbewehrung	72
3.5.6	Biegeschubmechanismus	74
3.5.7	Stegdruckbruchmechanismus	75
3.5.8	Stegdruckbruchmechanismus mit geknickter Gleitlinie	79
3.5.9	Beispiel LV Wassnerwald	79
3.5.10	Bedeutung der Definition der Tragreserve	83
3.5.11	Folgerungen für Bruchmechanismen	85
3.5.12	Nachrechnung von Bruchlasten aus Versuchen	86
3.6	Spannungsfelder am Gesamttragwerk	91
3.6.1	Einleitung	91
3.6.2	Fächer mit geraden Gurten	93
3.6.3	Fächer mit gekrümmtem Zuggurt	96
3.6.4	Fächer mit zwei Zuggurten	100
3.6.5	Kritische Neigung der Druckdiagonale	104

3.6.6	Spaltzugwirkung bei Spanngliedern	109
3.6.7	Nachrechnung von Bruchlasten aus Versuchen	112
3.7	Spannungsfelder für Endauflager	127
3.7.1	Träger mit Spanngliedvorspannung – Allgemeiner Fall	127
3.7.2	Auswertung für den einfachen Balken	130
3.7.3	Träger mit gemischter Bewehrung – Allgemeiner Fall	133
3.7.4	Auswertung für den einfachen Balken	135
3.7.5	Anwendung in einer rechnerischen Überprüfung	138
3.7.6	Erweiterung auf Verankerungslängen für die Spannbettbewehrung	138
3.8	Berücksichtigung reduzierter Einwirkungen	141
3.8.1	Ständige Lasten	141
3.8.2	Dynamischer Beiwert für Strassenlasten im Bruchzustand	141
3.8.3	Aktualisiertes Lastmodell	147
<b>4</b>	<b>Zusammenfassung und Folgerungen</b>	<b>148</b>
4.1	Zusammenfassung	148
4.2	Folgerungen und Ausblick	151
<b>Anhang A</b>	<b>Bruchversuche im Massstab 1:1</b>	<b>154</b>
A.1	Einführung	154
A.1.1	Ausgangslage und Abgrenzung	154
A.1.2	Normenregelungen	154
A.1.3	Tragsysteme, Versagensmechanismen und -arten	155
A.1.4	Forschungsprogramme	156
A.1.5	Gründe für den Abbruch resp. Ersatz einer Brücke	157
A.1.6	Unterschiede zu und Gemeinsamkeiten mit Laborversuchen	158
A.2	Belastungsanordnung	163
A.2.1	Ziel	163
A.2.2	Normlasten versus Versuchstechnik	163
A.2.3	Traglastprognosen	164
A.3	Belastungsvorrichtung	165
A.3.1	Kapazitätsbemessung	165
A.3.2	Feldversuche	166
A.3.3	Versuche unter laborähnlichen Verhältnissen	168
A.4	Bemessungskonzepte für Belastungsvorrichtungen	170
A.4.1	Steifigkeitsverhältnisse im Versuchsaufbau	170



A.4.2	Bodenanker und Pressen	180
A.4.3	Verteilträger	182
A.4.4	Lasteinleitungen und Lager	184
A.4.5	Weitere Bauteile	184
A.5	Messungen	186
A.5.1	Art und Umfang	186
A.5.2	Fest verdrahtete Messungen	187
A.5.3	Manuelle Messungen	188
A.6	Versuchsdurchführung und -überwachung	192
A.6.1	Allgemeines	192
A.6.2	Fest verdrahtete Messungen	194
A.6.3	Deformeternetze	195
A.6.4	Durchbiegungsmessungen	196
A.7	Auswertung und Darstellung	199
A.7.1	Fest verdrahtete Messungen	199
A.7.2	Ermittlung der Schnittkräfte	201
A.7.3	Deformetermessungen	202
A.7.4	Durchbiegungen	205
A.7.5	Risse	205
A.8	Interpretation und Nachrechnungen	206
A.8.1	Traglasten	206
A.8.2	Verzerrungen	207
A.8.3	Durchbiegungen	207
	<b>Bezeichnungen</b>	<b>214</b>
	<b>Literatur</b>	<b>217</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangslage

Während des Baus des Nationalstrassennetzes sind in den 1960er bis 1980er Jahren sehr viele Kunstbauten erstellt worden, insbesondere Brücken. Die meisten davon sind aus Beton, über 80% sind vorgespannt. Bild 1.1 zeigt die auf dem Schweizerischen Nationalstrassennetz erstellten Brücken seit 1960 [F-53]. Wird davon ausgegangen, dass eine Periode für die Erhaltungstätigkeit etwa 25-30 Jahre beträgt, ist ersichtlich, dass in mittelbarer Zukunft eine grosse Menge von Brücken grösseren Erhaltungsarbeiten unterworfen werden. Die Erhaltung bestehender Tragwerke gewinnt nicht zuletzt deswegen gegenüber dem Neubau stets mehr an Bedeutung – ein Trend, der sich in Zukunft weiter verstärken wird.

Etwa in die gleiche Zeit wie der Beginn des Nationalstrassenbaus fällt der Durchbruch der Vorspanntechnik im Massivbau. Diese Technik kam der auf Materialersparnis orientierten Bauweise der damaligen Zeit sehr entgegen, ermöglichte sie doch durch hohe Vorspanngrade und durch Vorfabrikation – vielfach im Spannbettverfahren – verhältnismässig leichte und schnell montierbare Tragkonstruktionen, die unter den gegebenen Bedingungen wirtschaftliche Lösungen darstellten.

Zusammen mit dem Irrglauben, vorgespannter Beton wäre dicht und bedürfe gegen salzhaltige Wässer keines weiteren Schutzes durch eine Abdichtung, dem geringen Kenntnisstand über Korrosion und die Schutzwirkung des Betons für die Bewehrung sowie wegen oft mangelhafter Entwässerungsführungen existieren heute viele Tragwerke, die aufwendig instandgesetzt und instandgehalten werden müssen. Zudem werden

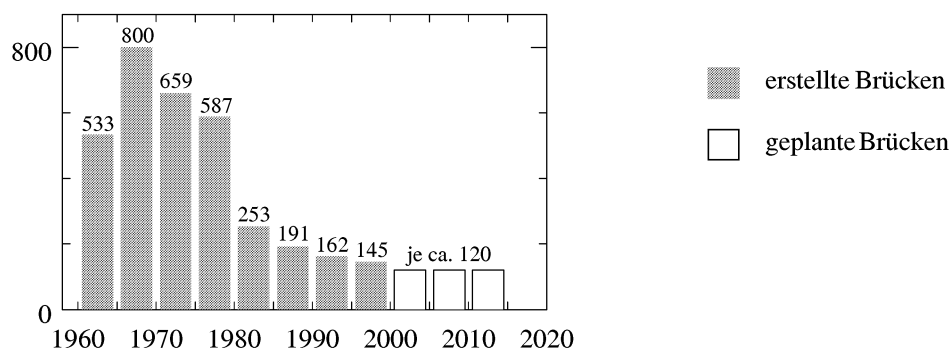


Bild 1.1 Seit 1960 in Fünfjahresperioden erstellte Brücken auf dem Nationalstrassennetz der Schweiz, mit einer Prognose bis zur Fertigstellung des gesamten Netzes im Jahre 2015 (aus [F-53]).

auch weitere konstruktive Schwachstellen wie kurze Lagerüberstände, aus heutiger Sicht ungenügende Bewehrungsführungen und dergleichen mehr vorgefunden.

In diesem Zusammenhang muss auf die Bedeutung der im Laufe der Jahre geänderten Bemessungskonzepte für Schubkräfte hingewiesen werden. Wurden schubbeanspruchte Bauteile mit früheren Normengenerationen [N-7], [N-8], [N-9] nach dem Konzept der zulässigen Spannungen bemessen, so werden solche Bauteile seit dem Eingang plastischer Bemessungsmethoden in die Konstruktionsnormen [N-5], [N-6], [N-10] grundsätzlich anders berechnet. Mit dem in [N-10] eingeführten Fachwerkmodell mit innerhalb bestimmter Grenzen variabler Neigung der Betondruckdiagonalen wurde für Neubauten eine einheitliche Bemessungsbasis geschaffen; bei der Überprüfung bestehender Bauten können die Vorgaben oft nicht erfüllt werden, und es werden verfeinerte Untersuchungen notwendig. Dabei stellt sich stets die Frage, wie weit für Überprüfungen von der Norm abgewichen werden darf; dies mitunter auch aufgrund der Tatsache, dass eine Norm den zur gegebenen Zeit allgemein anerkannten Wissensstand nicht einfach wiedergibt, sondern oft zugunsten einfacherer Bemessungsmethoden Vereinfachungen auf der sicheren Seite enthält.

Es gibt unzählige verschiedene Brückentypen. Nur ein Standardprojekt für Überführungen mit V-Stielen wurde mehrfach eingesetzt [F-53], aber es sind auch andere Lösungen entwickelt worden [V-96]. Eine gewisse grössere Verbreitung solcher Standardprojekte kann also angenommen werden; prinzipiell bleibt jedoch das einzelne Bauwerk eine individuelle Lösung.

Wichtige Tätigkeiten im Rahmen der Bauwerkserhaltung sind Überwachung und Überprüfung. Eine Überprüfung beinhaltet insbesondere die Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung bestehender Tragwerke. Die Zustandsbeurteilung umfasst unter anderem auch die rechnerische Beurteilung der Tragsicherheit und damit die individuelle Beurteilung eines individuellen Bauwerks. Geeignete Vorgehensweisen müssen dabei mit verfeinerten Untersuchungen kombiniert werden.

## **1.2 Zielsetzung und Übersicht**

Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag leisten zur Anwendung verfeinerter Untersuchungen auf der Basis der Plastizitätstheorie in der rechnerischen Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Tragwerke. Sie soll ein Leitfaden sein für die rechnerische Überprüfung, insbesondere von aus Plattenbalken zusammengesetzten, vorgespannten Brücken unter besonderer Berücksichtigung kleiner Lagerüberstände und hoher Vorspanngrade. Die angewandten Methoden werden an einem ausgewählten Tragwerk – dem Lehnenviadukt Wassnerwald – und schergewichtig anhand der daran durchgeführten Grossversuche [V-129] beispielhaft illustriert.

Die Arbeit ist drei Teile gegliedert. In einem ersten Teil wird auf das Verhalten von Stahl und Beton und ihr Zusammenwirken eingegangen. Der ausführliche Beschrieb des jeweiligen Materialverhaltens und seiner zentralen Grössen wird durch die Angabe von Kennwerten für verschiedene Beanspruchungszustände abgerundet, welche in einer Überprüfung zur Anwendung kommen können. Das Schergewicht wird für Beton auf die Betondruckfestigkeit im ebenen Spannungszustand gelegt; ein bestehendes Modell wird modifiziert und führt zu einem Vorschlag, dessen Anwendbarkeit mit Versuchsdaten belegt wird. Beim Verbundverhalten interessiert insbesondere die Übertragungslänge von Spannbettbewehrung; neben dem Vorschlag einer mittleren Verbundspannung auf dieser Länge wird in einer Parameterstudie der Einfluss von Querdruck auf diese Übertragungslänge anhand eines einfachen Reibungsmodells untersucht und kommentiert. Das Kapitel schliesst mit Überlegungen zum für Verbund wirksamen Umfang bei gekrümmt geführten Spanngliedern und einer dafür angestellten Parameterstudie mit einer Modellierung als hydrostatische Druckverteilung.

In einem zweiten Teil wird das Vorgehen bei rechnerischen Überprüfungen besprochen. Nach einer Einführung, einem Vorschlag für ein mögliches Vorgehen bei rechnerischen Überprüfungen und den zu treffenden Vorbereitungen und allenfalls nötigen Erhebungen am Tragwerk werden Einwirkungen mit einem Hauptaugenmerk für die Vorspannung besprochen. Besonders ausgeprägt wird auf die Widerstandsseite für die rechnerische Überprüfung eingetreten. Verschiedene Grundfälle von Bruchmechanismen werden eingehend bezüglich ihrer Kinematik, der Dissipationsenergie, der Arbeit der äusseren Kräfte und der Anordnung von Einzellasten diskutiert. Die Bruchmechanismen werden auf das ausgewählte Beispiel und die Nachrechnung von Bruchlasten aus Grossversuchen angewendet und kommentiert. In einem weiteren Teil werden Grundfälle von Spannungsfeldern ausführlich vorgestellt, wobei die praktische Anwendbarkeit der Modelle im Vordergrund steht. Aufgrund der im ersten Kapitel gegebenen Grundlagen wird auf eine kritische Neigung der Druckdiagonalen geschlossen und eine dafür durchgeführte Parameterstudie diskutiert. Anhand relativ einfacher Spannungsfelder wird die Spaltzugwirkung bei Spanngliedern untersucht. Der Abschnitt schliesst mit der Anwendung der besprochenen Grundfälle von Spannungsfeldern auf die Nachrechnung von Bruchlasten aus Grossversuchen mit ausführlicher Diskussion.

Weiter werden Überlegungen zu Spannungsfeldern im Bereich von Endauflagern angestellt. In zwei Parameterstudien werden für vorgespannte Träger mit gekrümmt geführter Spannbewehrung sowie zusätzlicher gerader Bewehrung die Auswirkungen verschiedener Einflüsse auf Dekompression, Beanspruchung der Bügelwiderstände und die Aufteilung der Kräfte im Auflagerbereich untersucht. In erster Linie interessieren dabei die Einflüsse des Lagerüberstands, der Spannkräfte und der Spannglied geometrie sowie der vorhandenen Bügelwiderstände. Der Abschnitt schliesst mit Hinweisen zur Anwendung der Spannungsfelder für Endauflager in einer rechnerischen Überprüfung und der Berücksichtigung von Verankerungslängen der gerade geführten Bewehrung.

Das Kapitel wird durch Überlegungen zur Reduktion von Einwirkungen im Nachweis der Tragsicherheit abgeschlossen. Dabei wird insbesondere auf den dynamischen Beiwert von Einzellasten eingetreten, und es werden Überlegungen zur Reduktion dieses Beiwerts im nominellen Bruchzustand angestellt und anhand des ausgewählten Beispiels diskutiert.

In einem ausgedehnten Anhang werden Erfahrungen mit Bruchversuchen im Massstab 1:1 besprochen. Dabei werden nach einigen einleitenden Bemerkungen verschiedene Überlegungen angestellt zur Belastungsanordnung und Belastungsvorrichtung, zu Bemessungskonzepten solcher Belastungsvorrichtungen sowie zur Messtechnik und zur Versuchsdurchführung und -überwachung. Der Anhang schliesst mit Hinweisen ab zur Auswertung und Darstellung von Messdaten sowie der Interpretation und Überprüfung solcher Daten. Dabei wird insbesondere näher auf die vereinfachte Nachrechnung ausgewählter Durchbiegungen eingegangen.

### 1.3 Abgrenzung

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die deterministische Beurteilung der Tragsicherheit stark vorgespannter, minimal verbügelter Betontragelemente konstanter Bauhöhe; sie lehnt sich an bestehende aktuelle Normen [N-5], [N-10] an. Im Vordergrund stehen Überlegungen zu den Überbauten zusammengesetzter Strassenbrücken aus vorgefabrizierten Trägern mit einer Fahrbahn in Ort beton unter vertikalen Einwirkungen. Die angestellten Überlegungen werden vorwiegend auf profilierte, im Spannbett vorgefabrizierte und zusätzlich nachträglich mit Spanngliedern vorgespannte einfache Balken angewendet; vereinzelt werden auch Hinweise zu Durchlaufträgern gegeben.

Unter minimal verbügelten Bauteilen werden Tragelemente verstanden, die aufgrund der bei der Bemessung verwendeten Norm lediglich eine konstruktive Bügelbewehrung enthalten; gar nicht verbügelte Bauteile werden ausgeschlossen. Unter stark vorgespannten Bauteilen werden solche aufgefasst, die als Längsbewehrung praktisch ausschliesslich Spannbewehrung aufweisen und zentrische Betondruckspannungen  $\sigma_{cp0}$  von 4 MPa und mehr aufweisen. Dabei sollen Tragelemente mit eindeutigen konstruktiven Mängeln – wie beispielsweise um hohle Ecken geführte Bewehrungen und dergleichen mehr – ebenfalls ausgeschlossen werden, sofern die Mängel die Tragsicherheit der Elemente gefährden.

Ermüdungsprobleme werden in dieser Arbeit ebenfalls nicht behandelt. Die behandelten Einwirkungen betreffen vorwiegend Strassenlasten, sind jedoch auch auf statische Einwirkungen aus dem Hochbau und dem Eisenbahnbrückenbau übertragbar. Effekte 2. Ordnung werden ebenfalls vernachlässigt.

# 2 Materialverhalten und -kennwerte

## 2.1 Bewehrungsstahl

Die mechanischen Eigenschaften der Bewehrungsstähle werden in Zugversuchen an Stabproben ermittelt. Üblicherweise wird in den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen die mittlere Dehnung und die auf den nominellen Querschnitt bezogene Spannung angegeben. Grundsätzlich müssen naturharte (resp. mikrolegierte oder vergütete) Stähle von kaltverformten Stählen unterschieden werden.

### 2.1.1 Naturharte Stähle

Bild 2.1 (a) zeigt die Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Zugversuchs für einen naturharten Stahl. Sie unterscheidet deutlich vier Phasen. Nach einer ersten nahezu ideal linear-elastischen Phase, in der die Kristallstruktur des Stahls reversibel verformt wird und die durch den spannungsunabhängigen Elastizitätsmodul  $E_s \approx 205 \text{ GPa}$  und das Hooke'sche Gesetz gekennzeichnet werden kann, bildet sich in einer zweiten Phase bei Erreichen der Fließgrenze  $f_{sy} \approx 450 \dots 600 \text{ MPa}$  ein Plateau.

Dieses Fließen beruht auf Versetzungen in der Kristallstruktur des Stahls, die bei Erreichen einer kritischen Beanspruchungsgrenze zum gegenseitigen Abgleiten der Kristallebenen führen. Der Zusammenhalt der Kristallstruktur wird dabei nicht zerstört, sondern es erfolgt eine zunehmende Verfestigung durch das Auslöschung der Fehlstellen. Das Fließen beginnt im Querschnitt mit der geringsten Fließgrenze und erfolgt nicht auf der ganzen Stablänge gleichzeitig, sondern lokalisiert sich während einer zeitlichen Abfolge in einzelnen begrenzten Stabbereichen, sogenannten Lüders-Bändern. In diesen Bändern werden die Dehnungen kontinuierlich bis zum Beginn der lokalen Verfestigung  $\epsilon_{sh} \approx 2\%$  gesteigert, und so wird die Bildung weiterer Lüders-Bänder ermöglicht.

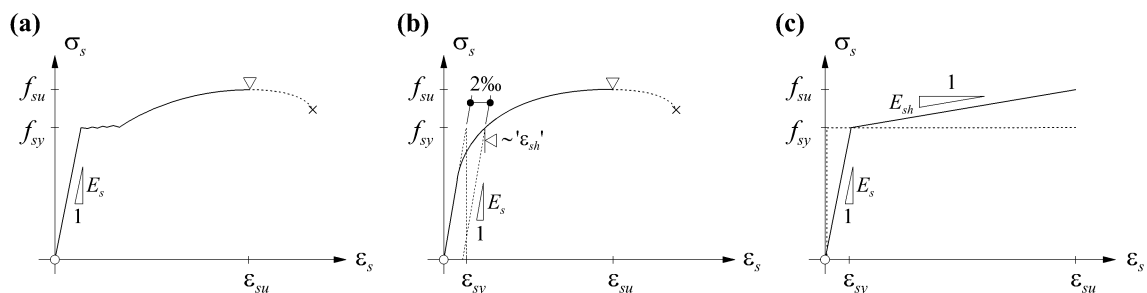


Bild 2.1 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Stahl unter einachsigen Zug – (a) naturharter Stahl; (b) kaltverformter Stahl und (c) starr-plastische resp. bilineare Idealisierung mit Verfestigung.

Wäre im Querschnitt mit der geringsten lokalen Fließgrenze keine Verfestigung vorhanden, könnten sich die Lüders-Bänder nicht über die ganze Stablänge ausbreiten und damit nicht der ganze Stab ins Fließen gebracht werden. Dieser Vorgang erklärt einerseits den im Zugversuch mit Wegsteuerung festgestellten oszillierenden Verlauf und andererseits die leichte Zunahme der Spannungsspitzen im Bereich des Fließplateaus.

Haben sich die Lüders-Bänder über die ganze Stablänge ausgebreitet, ist das Fließen abgeschlossen, die Verformungen über den ganzen Stab wieder homogen und die Verfestigung des gesamten Stabs setzt ein. Die Verformungszunahme unter zunehmender Spannung findet praktisch ohne Volumenverlust statt, und bedingt somit eine Querkontraktion des Stabs. Dadurch ergeben sich im effektiven Querschnitt wesentlich höhere Spannungen als mit der auf den nominellen Querschnitt bezogenen Zugkraft. Die nominelle Zugfestigkeit  $f_{su} \approx 500 \dots 700 \text{ MPa}$  wird dann erreicht, wenn die Abnahme der effektiven Querschnittsfläche die Zunahme der effektiven Spannung kompensiert.

Nach Überschreiten der nominellen Zugfestigkeit  $f_{su}$  lokalisieren sich die Verformungen in einem Einschnürungsbereich, der sich nach der Hypothese von St. Venant ungefähr über eine Länge des doppelten Stabdurchmessers erstrecken dürfte. Während der Entfestigung in der Einschnürung wird im Rest des Stabs elastisch gespeicherte Energie freigesetzt, die im Einschnürungsbereich dissipiert werden muss. Wird der Querschnittsverlust zu gross, kann das energetische Gleichgewicht nicht mehr aufrecht erhalten werden, und der Bruch erfolgt schlagartig. Die in der Prüfvorrichtung elastisch gespeicherte Energie ist bei diesem Vorgang noch vernachlässigt und begründet damit auch gleich die Forderung nach sehr steifen Prüfmaschinen, in denen die elastisch gespeicherte Energie gering bleibt. Näheres zu diesen Zusammenhängen findet sich auch in Abschnitt A.4.1.

### 2.1.2 Kaltverformte Stähle

Wegen der Verformung bis in den Verfestigungsbereich während der Herstellung weisen die – darum so genannten – kaltverformten Stähle kein ausgeprägtes Fließplateau mehr auf. Da dieser Verformungsprozess auch das Dehnvermögen des Stahls beansprucht, weisen kaltverformte Stähle geringere Bruchdehnungen  $\epsilon_{su}$  auf. Neben den Bewehrungsstählen für Matten oder Ringmaterial weist insbesondere Spannstahl grundsätzlich die Charakteristik kaltverformter Stähle auf.

Die Verformungen im Zugversuch sind homogen über den ganzen Stab verteilt, und es ergibt sich ein stetiger Übergang von der elastischen zur plastischen Phase, vgl. Bild 2.1 (b). Für Spannstähle liegt der Elastizitätsmoduls bei  $E_p \approx 195/205 \text{ GPa}$ , je nach dem, ob es sich um Litzen oder Drähte handelt. Litzen weisen wegen der Verseilung der Drähte geometrisch bedingt einen geringeren E-Modul auf.

Da sich keine abrupte Steifigkeitsänderung bei Erreichen der Fließgrenze einstellt wie bei naturharten Stählen, wird die Fließgrenze bei einem bestimmten Wert definiert.

Dieser ist üblicherweise so festgelegt, dass bei einer Entlastung ab dieser Spannung 2‰ bleibende, also plastische Dehnung im Stab erhalten bliebe. Es muss klar festgehalten werden, dass es sich dabei lediglich um eine Konvention handelt. Für Spannstahl betragen die Fließgrenzen etwa  $f_{py} \approx 1500 \dots 1750$  MPa, und die Zugfestigkeiten liegen bei  $f_{pu} \approx 1650 \dots 1900$  MPa.

### 2.1.3 Duktilität von Bewehrungsstahl

Die Bruchdehnung  $\epsilon_{su}$  bei Erreichen der maximalen nominellen Spannung im Stab dient als Indikator für die Materialduktilität, da sie sich von der Gleichmassdehnung  $\epsilon_{sg}$  nur um den Anteil der elastischen Verformung unterscheidet, mit

$$\epsilon_{su} = \epsilon_{sg} + f_{sy} / E_s. \quad (2.1)$$

Die Gleichmassdehnung  $\epsilon_{sg}$  bezeichnet – bei Annahme gleichmässig verteilter Dehnungen über die Stablänge – die nach dem Trennbruch im Bereich ausserhalb der Einschnürung verbleibende plastische Verformung und gibt damit das eigentliche Dehnvermögen des Stahls als Material an. Für Betonstähle liegt die Bruchdehnung bei etwa  $\epsilon_{su} \approx 2 \dots 15\%$ , je nach dem, ob es sich um naturharte oder kaltverformte Stähle handelt; für Spannstähle ergeben sich Werte von etwa  $\epsilon_{pu} \approx 3 \dots 6\%$ .

Bereits in [D-32] wird auf den äusserst nachteiligen Einfluss einer lokalen Störung auf das Duktilitätsverhalten eines ganzen Bewehrungsstabs hingewiesen; als solche Störungen sind vor allem lokal geringere Querschnittsflächen und Festigkeitswerte aufzufassen. Es kann gezeigt werden, dass die Verfestigung grösser als das Verhältnis der Querschnitte  $A_{dis}$  in der Störungszone und  $A_s$  ausserhalb davon sein muss, damit im Bereich des Stabs ausserhalb der Störungszone die Fließgrenze  $f_{sy}$  aktiviert werden kann, bevor die Störungszone die Zugfestigkeit  $f_{su}$  erreicht,  $f_{su} / f_{sy} > A_{dis} / A_s$ . Wie in [D-24] auf diesen Grundlagen gezeigt wird, haben bei geringer Verfestigung bereits kleine Schwächungen des Querschnitts eine beträchtliche Reduktion der mittleren Bruchdehnung des Stabs zur Folge, und das Verhalten des ganzen Stabs wird von der lokalen Störungszone dominiert. Je kleiner die Verfestigung ist und je grösser die Querschnittsreduktion ist, desto kleiner ist die Stabverlängerung bis zum Bruch.

Neben dem absoluten plastischen Dehnvermögen – ausgedrückt durch die Bruchdehnung  $\epsilon_{su}$  – ist somit die Verfestigung eines Bewehrungsstahls ebenfalls eine entscheidende Grösse für die Duktilität von Bewehrungsstahl. In diesem Zusammenhang werden auch sofort die äusserst gefährlichen Auswirkungen von Lochfrasskorrosion als lokale Störung deutlich; dadurch wird nicht nur die Tragfähigkeit eines Tragwerks reduziert, sondern es werden auch spröde Versagen eines duktil konstruierten Tragwerks gefördert. Wie in [D-37] gezeigt wird, hat die Verfestigung auch bedeutenden Einfluss auf das Verformungsvermögen des Verbundwerkstoffs Stahlbeton. Die Verfestigung als Kennwert wird üblicherweise durch das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Fließgrenze



ausgedrückt; dieses Verhältnis beträgt für Betonstahl etwa  $f_{su}/f_{sy} \approx 1.05...1.30$  und für Spannstahl etwa  $f_{pu}/f_{py} \approx 1.05...1.15$ .

### 2.1.4 Annahmen für rechnerische Überprüfungen

Es ist grundsätzlich möglich, zur Modellierung der experimentell beobachteten Spannungs-Dehnungscharakteristik von Bewehrungsstahl sehr genaue, analytisch formulierbare Stoffgesetze zu verwenden, vgl. z. Bsp. [D-18]. Da Betontragwerke jedoch in den wenigsten Fällen im Labor unter präzise eingehaltenen Bedingungen hergestellt werden und sich die Berechnungen unter Einhaltung einer ausreichenden Genauigkeit wesentlich vereinfachen, können die Stahlkennlinien recht stark idealisiert werden. Dabei genügt meist eine bilineare Idealisierung gemäss Bild 2.1 (c).

Üblicherweise wird vorausgesetzt, dass Bewehrungen lediglich in Stabrichtung Kräfte aufnehmen, und allfällige Dübelwirkungen werden somit vernachlässigt. Daher genügt auch die Ermittlung der Stahlkennlinien in einfachen Zugversuchen. Für die Ermittlung von Tragwiderständen wird im Allgemeinen von einem starr-plastischen Gesetz ausgegangen (gestrichelte Linie in Bild 2.1 (c)). In Übereinstimmung mit [N-10]

Norm SIA 162	Stahl-sorte	Stahlbezeichnung	$f_{syk}$ [MPa]	$f_{sy,min}$ [MPa]	$f_{su}$ [MPa]	$\epsilon_5^{(a)}$ [%]	$\frac{f_{su}}{f_{sy}}$
1956 (N-8)	I	Normaler Baustahl, naturhart	–	240	360	25	1.50
	Ia	Kaltgereckter Baustahl	–	350	420	14	1.20
	Ib	Hochwertiger Baustahl	–	350	520	20	1.49
1968 (N-9)	I	Armierungsstahl	–	240	370	25	1.54
	IIIa	Armierungsstahl, naturhart	460	430	560	16	1.30
	IIIb	Armierungsstahl, kaltverformt	460	430	480	13	1.12
	IV	Armierungsnetze	540	500	570	8	1.14
1989/93 (N-10)	S 235	–	–	235	360	25	1.53
	S 500a	naturhart bzw. mikrolegiert	500	460	600	14	1.30
	S 500b	kaltverformt	500	460	550	14	1.20
	S 500c	vergütet	500	460	580	14	1.26
	S 500d	Ringmaterial	500	460	550	12	1.20
	S 550	kaltverformt, zu Netzen verschweisst	550	520	580	8	1.11

(a) mittlere Bruchdehnung über einen Messbereich von 5 Stabdurchmessern.

Tabelle 2.1 Klassifikation von Betonstahl nach verschiedenen Normengenerationen.

wird nur die Fließgrenze berücksichtigt. Gemäss [N-11] sollen bei eindeutiger Identifizierbarkeit der in einem bestehenden Tragwerk verwendeten Stähle die Rechenwerte aufgrund der Normen bestimmt werden, die zur Zeit des Baus gültig waren, vgl. auch Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2. Können die verwendeten Bewehrungen nicht eindeutig identifiziert werden, sind Annahmen auf der sicheren Seite zu treffen oder die aktualisierten Rechenwerte aus Festigkeitsmessungen an ausgebauten Stäben zu ermitteln. In diesem Zusammenhang sei auch auf Abschnitt 3.3.3 verwiesen. Für die Festlegung der aktualisierten Rechenwerte sollen die Bestimmungen der aktuell gültigen Norm zur Anwendung kommen.

Norm SIA 162	Ø [mm]	Fläche	Stahl- bezeichnung	$f_{py}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$\epsilon_{10}/\epsilon_{gl}^{(a)}$ [%]	$\frac{f_{tk}}{f_{py}}$
1968 ([N-9])	≤ 8	–	Spanndrähte, Litzendrähte	1190...1330	1400	5/2	~1.1
	8 < Ø < 15	–	Spanndrähte, Spannstäbe	1105...1170	1300	6/3	~1.2
	≥ 15	–	Spannstäbe	750...850	1000	7/5	~1.25
1989/93 ([N-10])	3 4 5...6 7...8	–	Drähte gezogen	1670	1860	5	~1.11
	1640			1820			
	1590	1770					
	1500	1670					
	9...12			1410	1570	6	1.11
	–	≤ 60 60...100 > 100	Siebendrähtige Litzen aus gezo- genen Drähten	1670 1640 1590	1860 1820 1770	3.5	~1.11
20 26 26 32 32 36	–	Stangen gereckt	1000 1000 830 1000 830 830	1230 1230 1030 1230 1030 1030	6.5	~1.23	

(a) mittlere Bruchdehnung über einen Messbereich von 10 Stabdurchmessern/Gleichmassdehnung.

Tabelle 2.2 Klassifikation von Spannstahl nach verschiedenen Normengenerationen.

Die Verfestigung wird für den Nachweis der Tragsicherheit vernachlässigt; sie muss dann berücksichtigt werden, wenn es um die Untersuchung plastischer Verformungen geht, da sie das Verbundverhalten, die Verformungslokalisierungen in den Rissen und die Aktivierung grösserer Bereiche einer Verformungszone entscheidend beeinflusst. Werden Gebrauchstauglichkeitsprobleme untersucht – also vor allem Rissbildungs- und Verformungsprozesse – sind die elastischen Verformungen der Bewehrung gegenüber den plastischen nicht mehr vernachlässigbar, und der linear-elastische Ast der Stahlkennlinie gemäss Bild 2.1 (c) muss ebenfalls berücksichtigt werden. In solchen Fällen wird  $E_{sh} = 0$  gesetzt.

## 2.2 Beton

Die mechanischen Eigenschaften von Beton können nach den Beanspruchungszuständen aufgeschlüsselt werden. In diesem Abschnitt sollen die wichtigsten Angaben in Hinblick auf die anzunehmenden Werte der Materialfestigkeiten für die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Tragwerke aufgeführt werden.

### 2.2.1 Einachsige Beanspruchung – Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit wird für die Ermittlung von Tragwiderständen in der Regel vernachlässigt, da sie einerseits gegenüber der Betondruckfestigkeit sehr klein und andererseits mit ihren grossen Streuungen sehr unzuverlässig ist. Zudem ist das Verhalten von Beton auf Zug äusserst spröde und führt damit zu plötzlichen Brüchen.

In einigen Fällen wird die Betonzugfestigkeit jedoch implizit vorausgesetzt:

- Aufnahme der Querkräfte bei nicht verbügelten Bauteilen – insbesondere Platten – durch Ansatz einer nominellen Schubfestigkeit im Bruchzustand, die eigentlich auf der Betonzugfestigkeit beruht,
- Durchstanzen von konzentrierten Lasten durch nicht verbügelte Platten, wobei das für Querkräfte vorausgesetzte, ebene Tragverhalten auf ein räumliches Tragverhalten erweitert wird,
- Aktivierung des Überdeckungsbetons wegen lokaler Konzentration der Betonspannungen auf Bewehrungsstäbe,
- Verankerung und Übergreifung von Bewehrungen, bei denen immer auch Querkkräfte entstehen, die durch die Betonzugfestigkeit aufgenommen werden müssen,
- Verbundphänomene im Allgemeinen, und weitere mehr.

Die Betonzugfestigkeit spielt bei der Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit eine zentrale Rolle, da sie Rissweiten und Rissabstände und damit Verformungen und Stahl- und Betonspannungen beeinflusst. Wegen ihrer impliziten, aber entscheidenden Mitwirkung bei Verbundproblemen hat sie auch bei der Untersuchung plastischer Verformungen und damit bei Fragestellungen der Tragsicherheit einen grossen Einfluss.

Im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen spielt die Betonzugfestigkeit für die Festlegung von gerissenen Bereichen – unabhängig vom Beanspruchungsniveau, d.h. auf Gebrauchs- oder Bruchniveau – eine zentrale Rolle. Sie kann gemäss [N-2] im Mittel zu

$$f_{ct} = 0.30 \cdot f_{cc}^{2/3} . \quad (2.2)$$

angenommen werden.

Bei der Ermittlung von Tragwiderständen soll die Betonzugfestigkeit unbedingt nur in Ausnahmefällen und mit vorsichtigen Werten berücksichtigt werden. Als Richtwert für eine solche Betonzugfestigkeit kann

$$f_{ct} = 0.15 \cdot f_{cc}^{2/3} . \quad (2.3)$$

gelten, und entspricht etwa der 2%-Fraktile. Im Sinne des Nachweiskonzepts mit Teilsicherheitsfaktoren muss beim Vergleich mit Einwirkungen ein Widerstandsbeiwert von  $\gamma_R = 1.2$  berücksichtigt werden. Bei Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit muss jedoch auch nachgewiesen werden, dass sie dauernd und auch nach unvorhergesehenen Überbeanspruchungen uneingeschränkt wirksam ist [N-10]; als solche Überbeanspruchungen kommen insbesondere aufgezwungene und behinderte Verformungen in Frage.

Vorzugsweise wird die Betonzugfestigkeit jedoch experimentell bestimmt. Da die Krafteinleitung bei direkten einachsigen Zugversuchen an Betonprismen erhebliche Schwierigkeiten bereitet und die Verhältnisse gegenüber denjenigen im Bauwerk damit sehr stark verfälscht werden, hat es sich eingebürgert, die Betonzugfestigkeit indirekt zu ermitteln. Dabei kommen Biegezug-, Spaltzug- (“Brasilianer-Test”) oder Stempeldruckversuche (“double punch test”) zur Anwendung.

Das Verhalten von Beton unter Zug ist bis nahe an die Zugfestigkeit (ca. 90%) beinahe linear elastisch. Ist die Prüfmaschine genügend steif, der Prüfkörper genügend klein und die Messapparatur genügend fein, kann im Anschluss an die Höchstlast ein entfestigendes Verhalten beobachtet werden. Die Verformungen lokalisieren sich dabei in einer Bruchzone, während sich die umliegenden Bereiche elastisch entlasten. Die in der Bruchzone dissipierbare Energie kann praktisch als Materialkonstante betrachtet werden und erklärt damit die zunehmende Sprödigkeit bei zunehmender Probenlänge. Das Tragverhalten von entfestigendem Beton kann damit nicht mehr kontinuumsmechanisch behandelt werden, sondern muss mittels bruchmechanischer Überlegungen beschrieben werden; dies geschieht in [D-37] resp. [V-105] ausführlicher und deshalb wird hier nicht weiter darauf eingegangen. Weitere Angaben zu Entfestigungsprozessen im Allgemeinen finden sich hier auch in Abschnitt A.4.1.

### 2.2.2 Einachsige Beanspruchung – Druckfestigkeit

Das Verhalten unter einachsigem Druck wird in der Regel an zylindrischen Versuchskörpern ermittelt, die Abmessungen  $l/\varnothing = 2$  aufweisen. Der Durchmesser beträgt in der Regel 150 mm. Sind die Abmessungen sowohl absolut als auch relativ kleiner, werden typischerweise grössere Werte für die Druckfestigkeiten gemessen.

Bild 2.2 zeigt eine solchermassen experimentell ermittelte Druckspannungs-Stauchungsbeziehung eines Zylinderdruckversuchs, unter der Voraussetzung einer ausreichend steifen Prüfanlage, vgl. hierzu auch [D-37] resp. [V-105] sowie Abschnitt A.4.1. Die relevanten Kenngrößen des Versuchs sind die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  als die maximal erreichte Spannung und die zugehörige Stauchung  $\varepsilon_{c0}$ .

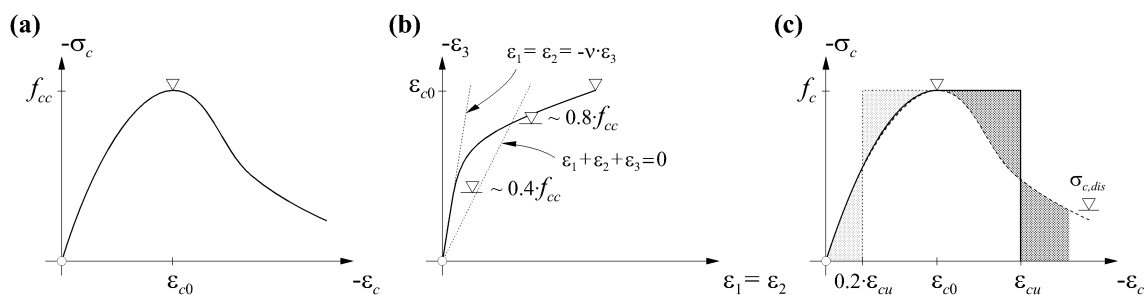


Bild 2.2 Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton unter einachsigen Druck – (a) experimentell ermittelte Kennlinie; (b) Achsial- und Querdehnungen und (c) analytische Modellierungen.

Das Verhalten ist bis zu einer Spannung von  $-\sigma_c$  von etwa  $0.4 \cdot f_{cc}$  nahezu linear elastisch, mit

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = -\nu \cdot \varepsilon_3 \quad , \quad (2.4)$$

wobei  $\nu \approx 0.16$  die Querdehnungszahl bezeichnet, vgl. auch Bild 2.2 (b). Im anschließenden Verformungsbereich wird das Verhalten infolge Mikrorissbildung nichtlinear, bleibt aber bis etwa  $0.8 \cdot f_{cc}$  weiterhin annähernd elastisch; bis zu diesem Punkt bleibt die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 < 0$ , und es ergibt sich somit eine Volumenverkleinerung. Anschliessend nehmen die Stauchungen stark zu und der Beton spaltet sich in Lamellen parallel zur Beanspruchungsrichtung auf, womit eine Volumenvergrößerung einhergeht. Bei Prüfkörpern mit geringer Querbehinderung bei den Lasteinleitungen – z. Bsp. dank Kräfteinleitung mittels Stahlbürsten statt steifen Platten – und Zylinderdruckfestigkeiten unter etwa 60 MPa, stellen sich laut [D-26] Gleitbrüche ein, in der Art wie sie in der Bodenmechanik bekannt sind.

In der anschliessenden Entfestigung lokalisieren sich die Verformungen in einer Zone entsprechend etwa dem zweifachen Durchmesser eines Zylinders [D-32], [D-37]. Der Bruchvorgang kann damit ebenfalls nicht mehr mit der Kontinuumsmechanik beschrieben werden, sondern es müssen bruchmechanische Überlegungen angewendet werden. Diese Zusammenhänge sind noch etwas komplexer als beim Entfestigungsverhalten von Beton auf Zug und werden an dieser Stelle nicht ausführlich beschrieben. Für nähere Ausführungen zum Entfestigungsverhalten wird auf [D-32] und [D-37] resp. [V-105] verwiesen.

Druckversuche an Zylinderproben statt Würfeln sind aussagekräftiger, weil sich im mittleren Bereich des Probekörpers ein ungefähr gleichförmig einachsiger Verformungszustand einstellen kann; bei würfelförmigen Probekörpern ist der Einfluss der Querbehinderung durch die üblicherweise eingesetzten steifen Lasteinleitungsplatten über den ganzen Körper vorhanden und führt wegen des dreiachsigen Spannungszustands im Inneren des Würfels zu höheren Druckfestigkeiten. Der Zusammenhang zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Zylinderdruckfestigkeit kann näherungsweise angegeben werden mit

$$f_{cc} \approx 0.8 \cdot f_{cw} \quad . \quad (2.5)$$

Wie der Vergleich mit den charakteristischen Werten der Druckfestigkeiten aus [N-2] in Bild 2.3 (a) zeigt, wird die Zylinderdruckfestigkeit mit dieser Näherung insbesondere bei höheren Druckfestigkeiten ab etwa  $f_{cw} \geq 50$  MPa unterschätzt und stellt somit eine Annahme auf der sicheren Seite dar. Für ausführlichere Angaben zum Zusammenhang zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit – insbesondere bei Abweichungen von den einleitend festgehaltenen Grössenverhältnissen – sei beispielsweise auf [D-26] verwiesen.

Wegen der erhöhten Sprödigkeit von grösseren Betonprüfkörpern (stärkere Entfestigung) und weil die an kleinen Proben ermittelte Druckfestigkeit nicht unbesehen auf die Verhältnisse in einem Bauwerk übertragen werden kann, sollte die effektive Druckfestigkeit tiefer als die Zylinderdruckfestigkeit angesetzt werden. In [D-33] wird für die Bestimmung dieser effektiven Festigkeit  $f_c$  für reinen Druck die Beziehung

$$f_c = 2.7 \cdot f_{cc}^{2/3} \text{ und } f_c \leq f_{cc} \quad (2.6)$$

angegeben. Sie berücksichtigt den Umstand, dass die effektive einachsige Druckfestigkeit weniger als proportional mit der Zylinderdruckfestigkeit anwächst. Sie wird auf Zustände reinen Drucks und für Druckzonen bei reiner Biegung oder Biegung mit Normalkraft angewendet. Die eingesetzten Zylinderdruckfestigkeiten sollten dabei im Sinne von [N-10] einer 2%-Fraktile entsprechen; dies ist implizit der Fall, wenn für die Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit mit (2.5) der Mindestwert  $f_{cw,min}$  gemäss [N-10] eingesetzt wird.

Auch gemäss [N-10] muss die minimale Würfeldruckfestigkeit  $f_{cw,min}$  abgemindert werden für einen Rechenwert der Druckfestigkeit, zur Berücksichtigung der Unterschiede zwischen Tragwerk und separat hergestellten Probekörpern, zwischen Prismen- und Würfeldruckfestigkeit und wegen Langzeiteinflüssen, und zwar auf

$$f_c = 0.65 \cdot f_{cw,min} \quad (2.7)$$

Wie der Vergleich in Bild 2.3 (b) von (2.6) und (2.7) – unter Berücksichtigung von  $f_{cw,min}$  in (2.5) – zeigt, wird mit der Annahme gemäss [N-10] die effektive Druckfestig-

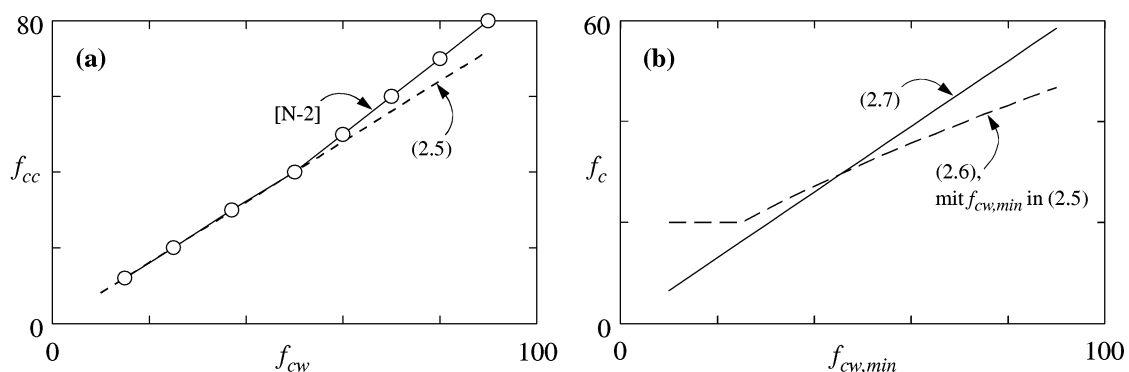


Bild 2.3 Beton unter einachsigem Druck, [MPa] – (a) Zusammenhang zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit und (b) effektive Betondruckfestigkeit bei einachsigem Druck.

keit für höhere Druckfestigkeiten ab etwa  $f_{cw,min} \geq 45$  MPa stets stärker überschätzt und stellt somit eine Annahme auf der unsicheren Seite dar. Für rechnerische Überprüfungen sollte deshalb (2.6) verwendet werden.

Der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Bild 2.2 (a) folgt in guter Näherung der Parabelgleichung

$$\sigma_c = f_c \frac{\varepsilon_c^2 + 2\varepsilon_c \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0}^2} \quad (\varepsilon_c \leq 0, \varepsilon_{c0} > 0), \quad (2.8)$$

wie die gestrichelte Linie der effektiven Spannungs-Dehnungsbeziehung in Bild 2.2 (c) zeigt. Für die Stauchung  $\varepsilon_{c0}$  bei Erreichen der Druckfestigkeit gilt ungefähr

$$\varepsilon_{c0} \approx 1.5 + f_c/60 \text{ in } [\%] \text{ und } [\text{MPa}], \text{ für } 20 \text{ MPa} \leq f_c \leq 100 \text{ MPa}. \quad (2.9)$$

Bis zu einer Spannung von  $-\sigma_c \approx 0.4 \cdot f_c$  verhält sich der Beton annähernd linear elastisch mit einem Elastizitätsmodul – in Anlehnung an [N-2] – in der Grössenordnung von

$$E_c \approx 10000 \cdot f_c^{1/3} \text{ in } [\text{MPa}]. \quad (2.10)$$

Der entfestigende Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird üblicherweise durch ein rechnerisches Fliessplateau ersetzt, das implizit aufgrund einer Energiebilanz bestimmt ist. So soll die insgesamt bis zum Bruch dissipierte Energie konstant bleiben; dies entspricht der Berücksichtigung einer Entfestigung bis zu einer Grenzspannung  $\sigma_{c,dis}$  und ist in Bild 2.2 (c) durch die dunkelgrau hinterlegten Felder symbolisiert. Als Grenzdehnung für das Fliessplateau wird gemäss [N-10]  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$  angenommen. Welchem Wert der Grenzspannung  $\sigma_{c,dis}$  dies entspricht, hängt sehr stark von der Entfestigungscharakteristik ab, dürfte jedoch in der Grössenordnung von  $\sigma_{c,dis} \approx f_c/3$  liegen. Für die Bestimmung von Tragwiderständen wird dieses Materialgesetz in der Regel noch weiter vereinfacht zu einer rechteckförmigen Spannungsverteilung auf 80% der Druckzonenhöhe (exakt 0.8095, punktierte Linie in Bild 2.2 (c)); dies entspricht implizit wiederum einer Energiebilanz, die in Bild 2.2 (c) durch die hellgrau hinterlegten Felder illustriert ist.

### 2.2.3 Zweiachsige Beanspruchung – ebener Spannungszustand

Grundsätzlich ist es denkbar, dass Beton zweiachsig auf Zug beansprucht wird; da dies bemessungs- und überprüfungstechnisch von sehr untergeordneter Bedeutung ist, wird dieser Fall hier nicht behandelt. Viel wichtiger ist der Fall einer Druck-Zug-Beanspruchung. Dies tritt insbesondere bei im Stahlbetonbau häufig anzutreffenden Scheiben auf, und betrifft bei profilierten Trägern somit vorwiegend die Stege.

In einer Stegscheibe unter Zug-Druck-Beanspruchung in der Ebene – also unter Normal- und Querkraften – ist die bezogene Risskraft kleiner als im reinen Zugversuch. Dies liegt daran, dass dem Beton neben der Zugspannung aus äusserer Belastung weitere Querkraftspannungen aus der Druckkraft überlagert werden. Bei Erreichen der Betonzugfestigkeit bilden sich Risse, die etwa parallel zur Hauptdruckrichtung liegen; die äussere Zugkraft muss dann von einer Bewehrung aufgenommen werden. Würde die Zugkraft anschliessend konstant gehalten und nur die Druckkraft gesteigert, könnte die Spannung in den durch die Risse gebildeten, diskreten Druckdiagonalen bis annähernd an die einachsige Druckfestigkeit gesteigert werden. Werden wie im Regelfall die äusseren Kräfte hingegen proportional gesteigert, kann die Spannung in den Druckdiagonalen nur bis zu einer reduzierten, effektiven Druckfestigkeit  $f_{ce}$  gesteigert werden, da dem Beton wegen der Verbundwirkung die Dehnungen der Bewehrung aufgezwungen werden. Als Mass für die zunehmende Abminderung der effektiven Druckfestigkeit infolge dieser aufgezwungenen Verformungen hat sich die erste Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  (auf Zug) etabliert.

In [D-26] wird – basierend auf der Auswertung von etwa 80 Versuchen an isotrop und orthotrop bewehrten Stahlbetonscheiben, bei denen der Bruch durch Fließen der schwächeren Bewehrung und Versagen des Betons auf Druck erfolgt – für diese effektive Betondruckfestigkeit die Beziehung

$$f_{ce} = \frac{f_{cc}^{2/3}}{0.4 + 30\varepsilon_1} \quad \text{und} \quad f_{ce} \leq f_{cc}. \quad (2.11)$$

vorgeschlagen. Sie berücksichtigt einerseits den Einfluss des Verzerrungszustands und andererseits die bereits bei (2.6) diskutierte unterproportionale Abhängigkeit der effektiven Betondruckfestigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit, und bestätigt die Versuchsergebnisse an den untersuchten Stahlbetonscheiben mit einer Streuung von etwa 16%. Die Formel zeigt insbesondere auch für Resultate aus Zug-Druck-Versuchen – Druckversuche an einachsig bewehrten Scheiben mit senkrecht zur Druckrichtung beanspruchter Bewehrung im Gegensatz zu “echten” Scheibenversuchen – eine sehr gute, auf der sicheren Seite liegende Übereinstimmung für Querdehnungen ab etwa  $\varepsilon_1 \geq 7.5\%$ .

Die Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  ist mit der aus dem Mohr’schen Kreis gewonnenen Beziehung

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_3 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cot^2 \theta_2. \quad (2.12)$$

sowohl mit der Hauptdehnung  $\varepsilon_2$  auf Druck als auch der Dehnung  $\varepsilon_x$  in Längsrichtung und der Druckdiagonalenneigung  $\theta_2$  verknüpft. Beim Versagen des Betons auf Druck kann näherungsweise  $\varepsilon_2 \approx -2\%$  angenommen werden, womit die Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  noch vom Verzerrungszustand der Scheibe in Längsrichtung und der Druckdiagonalenneigung abhängt.



Für rechnerische Überprüfungen ist der Einsatz von (2.11) wohl eher umständlich, und es empfiehlt sich, in einem ersten Schritt einfachere Ansätze zu verwenden. Aufgrund einer Auswertung von über 90 Versuchen aus der Literatur, in denen das Versagen von schubbeanspruchten Stegen profilierter Träger (zuverlässig) durch den Bruch des Stegbetons vor oder nach Fliessen der Bügelbewehrung bei elastisch bleibender Längsbewehrung eingetreten ist, wird in [D-32] die Beziehung

$$f_{ce} = 1.6 \cdot f_{cc}^{2/3} \quad \text{und} \quad f_{ce} \leq 0.6 \cdot f_{cc}. \quad (2.13)$$

angegeben. Sie vernachlässigt den Einfluss der Querdehnung bewusst, aufgrund der Aussage, dass diese Querdehnung im Allgemeinen nur in einem kleinen Bereich variiere. Die Beziehung (2.13) gilt für Bereiche mit moderaten Längsdehnungen. In derselben Arbeit wird aber bereits darauf hingewiesen, dass sich der Wert  $f_{ce}$  in Bereichen grosser plastischer Verformungen stärker reduzieren kann. Dies wird durch die Ergebnisse von [D-37] bestätigt; dort wird aufgrund von wenigen Versuchsergebnissen eine untere Grenze von

$$f_{ce} = 1.25 \cdot f_{cc}^{2/3}. \quad (2.14)$$

vorgeschlagen, und gilt in Bereichen mit bereits beachtlichen plastischen Verformungen.

Die in [D-26] verzeichneten Resultate von Zug-Druck-Versuchen zur Verifizierung von (2.11) lassen den näherungsweise Schluss zu, dass die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$  für Zug-Druck-Beanspruchung bei Hauptdehnungen  $\varepsilon_1$  im Bereich von ungefähr  $5\% \leq \varepsilon_1 \leq 25\%$  auf der sicheren Seite liegend etwa linear abnimmt. Der obere Grenzwert entspricht dabei dem Wert gemäss (2.13) und ein unterer Grenzwert liegt etwa bei

$$f_{ce} = 0.85 \cdot f_{cc}^{2/3}. \quad (2.15)$$

Damit kann die effektive Druckfestigkeit angegeben werden zu

$$f_{ce} = (1.8 - 38\varepsilon_1) \cdot f_{cc}^{2/3} \quad \text{und} \quad 0.85 \cdot f_{cc}^{2/3} \leq f_{ce} \leq 1.6 \cdot f_{cc}^{2/3}, \quad (2.16)$$

wobei betont werden muss, dass es sich dabei um eine recht grobe, aber auf der sicheren Seite liegende Annäherung an Resultate aus Zug-Druck-Versuchen – und nicht aus eigentlichen Scheibenversuchen – handelt. Der Vorschlag (2.16) ist in Bild 2.4 (a) mit Resultaten aus solchen Zug-Druck-Versuchen verglichen und untermauert die gemachte Aussage. Bei Vergleich mit effektiven Druckfestigkeiten in “echten” Scheibenversuchen ist die Übereinstimmung immer noch einigermaßen befriedigend, wie Bild 2.4 (b) zeigt. Die Beziehung (2.16) bedarf sicher noch einer ausführlicheren Kalibrierung an weiteren Versuchsergebnissen; als Arbeitshypothese ist sie indes geeignet.

Der Vorschlag (2.16) ist in Bild 2.5 unter der Verwendung von (2.12) für verschiedene Parameter ausgewertet. Für die Hauptstauchung  $\varepsilon_2$  in (2.12) wird unter der nahelie-

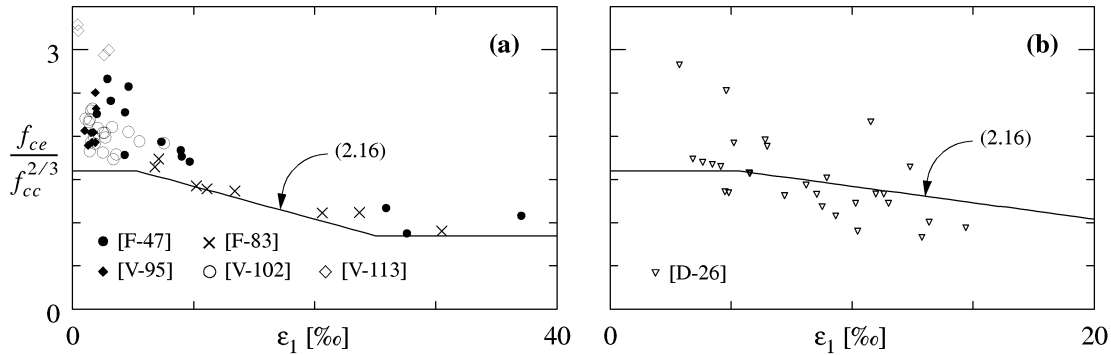


Bild 2.4 *Betondruckfestigkeit bei Querzugbeanspruchung – Vergleich von (2.16) mit (a) Resultaten aus Zug-Druck-Versuchen und (b) Resultaten aus “echten” Scheibenversuchen.*

genden Voraussetzung von Betonversagen  $\epsilon_2 = \epsilon_{c0}$  angenommen, mit  $\epsilon_{c0}$  gemäss (2.9). Wie Bild 2.5 (a) zeigt – für die Annahme einer durchschnittlichen Betondruckfestigkeit eines verhältnismässig jungen Betons –, haben bei flachen Druckdiagonalen bereits kleine Erhöhungen der Längsdehnung eine recht starke Reduktion der effektiven Druckfestigkeit zur Folge.

Eine Längsdehnung von  $\epsilon_x = 2\text{‰}$  entspricht ungefähr dem Fliessbeginn der Längsbewehrung. Bei einer sehr flachen Diagonalenneigung von  $15^\circ$  wird der Maximalwert der Druckfestigkeit gemäss (2.13) nur erreicht, wenn die Längsdehnung gleichzeitig kleiner als etwa  $-1.5\text{‰}$  ist; der Beton erreicht damit schon beinahe seine einachsige Bruchdehnung in Längsrichtung. Im Gegensatz dazu muss die Diagonalenneigung verhältnismässig steil sein ( $> 42^\circ$ ), damit bei grösseren plastischen Dehnungen der minimale Wert gemäss (2.15) überschritten wird.

Für Bereiche von Endauflagern von vorgespannten Tragwerken kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass sie noch nicht dekomprimiert oder aber höchstens elastisch gerissen sind; es sollten sich also recht flache Druckdiagonalen ausbilden können. Daher sind für solche Bereiche vor allem Parameterkombination  $\epsilon_x < 2\text{‰}$  und  $\theta_2 < 45^\circ$  interessant. Wie Bild 2.5 (a) zeigt, ist die effektive Betondruckfestigkeit für diese Parameterkombinationen stark abhängig von der Diagonalenneigung und kann alle Werte zwischen den Grenzen (2.13) und (2.15) annehmen.

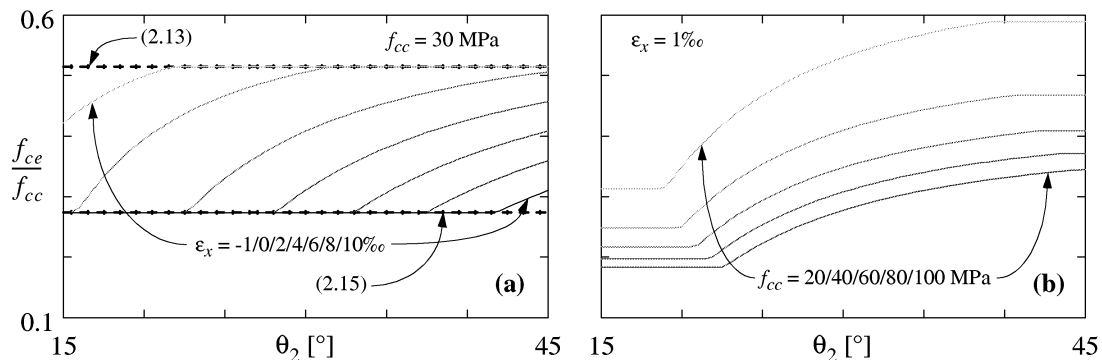


Bild 2.5 *Effektive Betondruckfestigkeit gemäss (2.16) in Abhängigkeit der Druckdiagonalenneigung – (a) Einfluss der Längsdehnung und (b) Einfluss der Zylinderdruckfestigkeit.*

Im Gegensatz dazu kann für Stützenbereiche von Durchlaufträgern für übliche Verhältnisse davon ausgegangen werden, dass die Längsbewehrung über der Fließdehnung beansprucht ist,  $\epsilon_x > (>) 2\text{‰}$ . Somit kann für die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$  in den meisten Fällen vom Mindestwert (2.15) ausgegangen werden.

In Bild 2.5 (b) wird mit einer Längsdehnung von  $\epsilon_x = 1\text{‰}$  angenommen, dass der Beton sicher gerissen ist, die Bewehrung jedoch elastisch bleibt. Damit werden Verhältnisse repräsentiert, wie sie im Bereich eines Endauflagers vorkommen können. Es zeigt sich, dass der relative Verlust an effektiver Druckfestigkeit bei einer kleinen Abnahme der Diagonalenneigung gerade für tiefe Zylinderdruckfestigkeiten besonders ausgeprägt ist. Bei hohen Zylinderdruckfestigkeiten ist die effektive Druckfestigkeit als relativer Wert für kleine Diagonalenneigungen zwar von Beginn weg tiefer, aber sie schwankt dafür weniger. Je tiefer die Zylinderdruckfestigkeit ist, desto grösser ist der relative Verlust an effektiver Druckfestigkeit; werden hingegen absolute Werte betrachtet, präsentieren sich die Verhältnisse gerade umgekehrt, wie man durch Einsetzen geeigneter Werte leicht erkennt.

Die Ausdrücke (2.11) und (2.16) sind in Bild 2.6 (a) miteinander verglichen. Die Übereinstimmung der beiden Kurven kann in Anbetracht anderer Unsicherheiten als befriedigend erachtet werden; experimentell ermittelte Hauptdehnungen  $\epsilon_1$  liegen etwa im Bereich von  $10\text{‰} \leq \epsilon_1 \leq 25\text{‰}$  bei bereits grösseren plastischen Verformungen von  $10\text{‰} \leq \epsilon_x \leq 40\text{‰}$  [V-100], [V-119], [V-129]. Im Gegensatz zu (2.11) liefert die Anwendung von (2.16) hingegen auch für Bereiche mit tiefen Hauptdehnungen  $\epsilon_x \leq 10\text{‰}$  Werte auf der sicheren Seite, da sie die ebenfalls an Versuchsergebnissen geeichte Beziehung (2.13) berücksichtigt. Für sehr hohe Dehnungen  $\epsilon_1 > 25\text{‰}$  ist allenfalls Vorsicht geboten bei der Verwendung von (2.16); solch hohe Dehnungen dürften jedoch nur selten auftreten, vgl. auch Bild 2.4 (a).

Wie man sich anhand Bild 2.6 (b) leicht überzeugt, liefert die Beziehung (2.14) nur für Hauptdehnungen  $\epsilon_1 < \text{ca. } 15\text{‰}$  Werte auf der sicheren Seite. Wie das Bild auch zeigt, ist die Reduktion der effektiven Druckfestigkeit  $f_{ce}$  gerade für tiefe Zylinderdruckfestigkeiten von etwa  $f_{cc} \leq 40 \text{ MPa}$  besonders ausgeprägt; für höhere Druckfestigkeiten bestimmt hauptsächlich der vorhandene Querkzug die effektive Festigkeit.

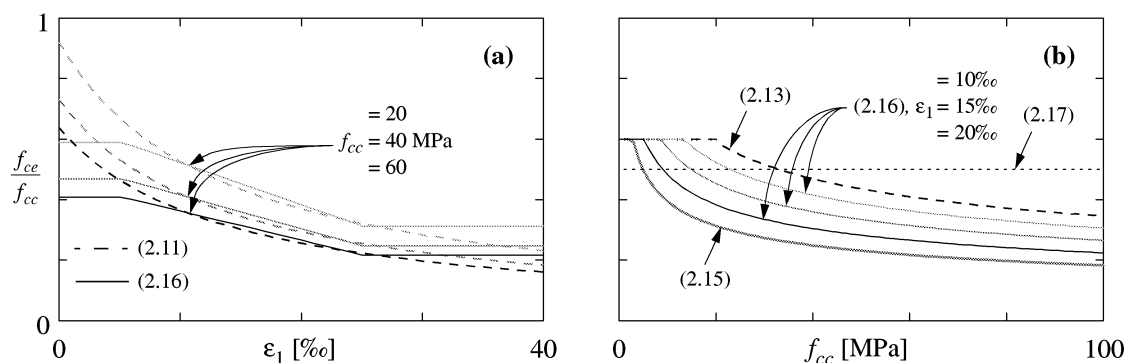


Bild 2.6 Effektive Betondruckfestigkeit bei Schubbeanspruchung – Vergleich verschiedener Vorschläge in Abhängigkeit (a) der Hauptdehnung  $\epsilon_1$  und (b) der Zylinderdruckfestigkeit.

Gemäss [N-10] muss die Druckfestigkeit für das Versagen der Betondiagonalen in Stegen von Stabtragwerken ebenfalls reduziert werden. Sie wird in Abhängigkeit der Neigung der Bügelbewehrung und der Hauptdruckspannungsrichtung formuliert, und hat den Mindestwert – für vertikale Bügel in einem Zustand reinen Schubs –

$$f_{c,red} = 0.4 \cdot f_{cw,min} \cdot \quad (2.17)$$

Unter Anwendung von (2.5) ist (2.17) ebenfalls in Bild 2.6 (b) eingetragen. Es zeigt sich, dass für minimale Würfeldruckfestigkeiten ab etwa  $f_{cw,min} \geq 40$  MPa – was einer durchaus realistischen Druckfestigkeit in einem bestehenden Tragwerk entspricht – die effektive Betondruckfestigkeit mit (2.17) auch für tiefe Hauptdehnungen  $\varepsilon_1$  zunehmend überschätzt wird. Bei grösseren Verformungen – wie sie im Bereich von plastischen Gelenken auftreten können – wird die effektive Druckfestigkeit praktisch im ganzen Bereich überschätzt. Ausserdem wird (2.17) in [N-10] als Mindestwert portiert, und die vorstehenden Schlüsse werden damit weiter verschärft.

Im Sinne einer Annahme auf der sicheren Seite soll bei der Überprüfung bestehender Tragwerke in einem ersten Schritt von (2.15) ausgegangen werden. Wird dieser Wert überschritten, ist zu prüfen, ob (2.13) für eine positive Beurteilung ausreicht (und angewendet werden darf). Für ausführlichere Überprüfungen kann (2.16) verwendet werden; dabei muss die Längsdehnung  $\varepsilon_x$  oder die Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  abgeschätzt werden. Die beiden Grössen sind durch (2.12) miteinander verknüpft. Für die Hauptstauchung  $\varepsilon_2$  kann für das Versagen des Stegbetons  $\varepsilon_2 \approx \varepsilon_{c0}$  angenommen werden, mit  $\varepsilon_{c0}$  beispielsweise gemäss (2.9).

Der Fall einer Druck-Druck-Beanspruchung tritt vor allem in Knotenbereichen bei der Stützung von Druckgurten – also vorwiegend Zwischenauflagern – auf und ist in [D-26] ausführlich behandelt. Für weitere Ausführungen zum Tragverhalten von gerissenen Stahlbetonscheiben wird auf [D-37] und insbesondere auf [D-26] resp. [V-105] verwiesen.

#### 2.2.4 Dreiachsige Beanspruchung – Druckfestigkeit

Der Fall einer dreiachsigen Beanspruchung ist vor allem für Druckbeanspruchungen von Interesse und kann bei Krafterleitungen und umschnürten Druckelementen auftreten. Üblicherweise wird das Verhalten entweder an Stützelementen mit Umschnürungsbewehrung oder an Zylinderproben unter allseitigem Manteldruck ermittelt.

Gegenüber dem einachsigen Verhalten ist festzustellen, dass sich sowohl eine Erhöhung der Druckfestigkeit als auch eine Erhöhung der Stauchung bei Erreichen dieser Spannung einstellt und der Beton sich somit duktiler verhält.

Unter der Voraussetzung einer allseitigen, nicht allzu grossen Mantelspannung von ungefähr  $-\sigma_1 \leq 1.5 \cdot f_c$  findet sich eine befriedigende Übereinstimmung mit Versuchsre-

sultaten – vgl. hierzu auch [D-29] resp. [V-105] – mit einer näherungsweise linearen Beziehung

$$f_{c3} = f_c - 4 \cdot \sigma_1 \quad (\text{Zugspannungen } \sigma_1 \text{ positiv}), \quad (2.18)$$

entsprechend einem Coulomb'schen Material mit einer Kohäsion  $c$  und einem Winkel  $\varphi$  der inneren Reibung von

$$c = f_c/4 \quad \text{und} \quad \tan \varphi = 3/4, \quad \text{somit } \varphi \approx 37^\circ. \quad (2.19)$$

Durch Einsetzen der bereits besprochenen Beziehung (2.6) für die effektive einachsige Betondruckfestigkeit ergibt sich für mehrachsige Beanspruchung somit der Ausdruck

$$f_{c3} = 2.7 \cdot f_{cc}^{2/3} - 4 \cdot \sigma_1. \quad (2.20)$$

In Tragwerken ergibt sich ein Querdruck, wenn eine äussere Querpressung wirkt oder wenn die Querdehnung durch den umgebenden Beton oder eine Bewehrung behindert wird. Im Falle der Einleitung von Einzellasten in den Steg eines profilierten Trägers ergibt sich einerseits eine auf die Stegbreite bezogene Druckspannung aus der Einzelkraft, vgl. hierzu auch Bild 3.23. Andererseits lässt sich infolge der Längsspannung unter Annahme linear elastischen Verhaltens gemäss (2.4) ein Querdruck berechnen aus behinderter Querdehnung im Flansch des profilierten Trägers. Im Sinne einer Annahme auf der sicheren Seite sollte für den Manteldruck  $\sigma_1$  der kleinere der beiden Werte verwendet werden. Für vertiefte Ausführungen zum Verhalten umschnürter Druckglieder, insbesondere für die Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens, wird auf [D-37] resp. [V-105] verwiesen.

Die Erhöhung der Stauchung  $\varepsilon_{c3}$  bei Erreichen der dreiachsigen Druckfestigkeit  $f_{c3}$  folgt ebenfalls etwa einem linearen Gesetz, wird jedoch etwa fünfmal schneller gesteigert als die etwa vierfache Erhöhung der Druckfestigkeit, und es ergibt sich

$$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c0} \cdot (1 - 20 \cdot \sigma_1/f_c) \quad (\text{Zugspannungen } \sigma_1 \text{ positiv}). \quad (2.21)$$

## 2.3 Verbund

Mit Stahleinlagen bewehrter Beton funktioniert als Verbundwerkstoff nur, weil die Temperaturexpansionskoeffizienten von Stahl und Beton praktisch gleich sind. Wäre dies nicht der Fall, würde der Verbund zwischen den beiden Medien innert kürzester Zeit zerstört. Dies hätte entscheidende Konsequenzen für die konstruktive Durchbildung, die Verankerung von Kräften, das duktile Verhalten von Betontragwerken und schliesslich auch auf deren Wirtschaftlichkeit. Die Massivbauweise würde einen Vorteil verlieren, der mitunter für ihre grosse Verbreitung verantwortlich ist: die wirtschaftlich günstige Aufnahme von Druckkräften durch Beton und von Zugkräften durch Stahleinlagen und insbesondere die Ausnützung deren hoher Festigkeiten durch den Verbund.

Das Verbundverhalten von Bewehrung ist der Inhalt sehr vieler Arbeiten; ein Literaturüberblick würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen. Ausführliche Übersichten zu bestehenden Arbeiten finden sich in [D-18] und [D-36]. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit ist das Verbundverhalten vor allem für die Verankerung von Bewehrungskräften durch Verbund – vgl. auch den folgenden Abschnitt 2.4 – und das Verformungsvermögen von Tragkonstruktionen von Interesse, siehe in diesem Zusammenhang auch Abschnitt A.4.1 und Abschnitt A.8.3.

Das Verformungsvermögen ist entscheidend für Untersuchungen gemäss der Plastizitätstheorie, da dort ein unbeschränktes Verformungsvermögen vorausgesetzt wird. Die Bildung von Rissen führt zu einer Lokalisierung der Spannungen in diesen Rissen; dadurch wird das Dehnvermögen der Stahleinlagen stärker beansprucht und die erforderlichen Umlagerungen können unter Umständen nicht stattfinden. Bei Betrachtung von Bruchmechanismen werden lokale Bruchzonen mit implizit unendlichem Verformungsvermögen vorausgesetzt. Bei der Anwendung von Spannungsfeldern oder Fachwerkmodellen wird lediglich das Gleichgewicht betrachtet; zur Erreichung des vorausgesetzten Gleichgewichtszustands ist allenfalls ein beträchtliches Verformungsvermögen erforderlich. Wie erwähnt wird dieses Vermögen entscheidend durch die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton beeinflusst, vgl. hierzu z. Bsp. [D-37].

### 2.3.1 Ermittlung von Materialgesetzen für Verbund

Die Materialgesetze für die Verbundtragwirkung werden meist in Ausziehversuchen ermittelt. Je nach Fragestellung sind verschiedene Versuchskörper entwickelt worden, um die Verhältnisse im Tragwerk bestmöglich abzubilden. Der einfachste Versuchsaufbau ist der Ausziehkörper ("Pull-Out-Test"), vgl. Bild 2.7 (a). Im Bild ist auch ein möglicher Querdruck eingetragen; dieser ist für andere Fragestellungen von Interesse, vgl. Abschnitt 2.4.3. Gemessen werden die Kraft  $F$  sowie der Schlupf der Bewehrung  $\delta$  am freien Ende des Stabs.

Die Verbundlänge  $l_b$  entspricht in der Regel dem zwei- bis fünffachen Stabdurchmesser, um Stahlversagen des Bewehrungsstabs zu verhindern. Über die effektive Ver-

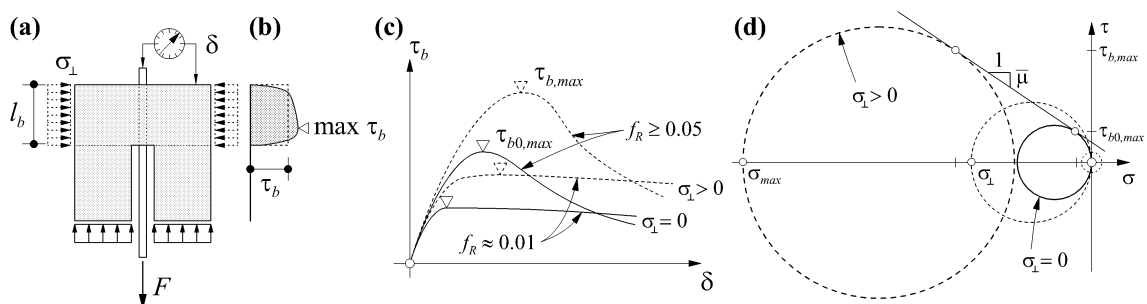


Bild 2.7 Verbund von Bewehrung – (a) Ausziehversuch ohne und mit Querdruck; (b) Qualitative Verteilung der Verbundspannungen und nominelle Verbundspannung; (c) Qualitative Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit und ohne Querdruck für verschieden profilierte Stähle und (d) zugehörige Mohr'sche Spannungskreise.

teilung der Verbundspannungen über die Verbundlänge kann nur gemutmasst werden – vgl. auch Bild 2.7 (b) –, so dass die gemessene Kraft auf den nominellen Umfang bezogen wird und somit zur nominellen Verbundspannung führt

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \varnothing \cdot l_b} \cdot \quad (2.22)$$

Die Ausbreitung der Kraft im Bewehrungsstab in den Beton bewirkt die Ausbildung eines Zugrings im umgebenden Beton. Das Versagen dieses Betonzugrings wird – bei den hier betrachteten schwachen Profilierungen der Bewehrungen – nur bei sehr kleinen Betondeckungen  $c < \varnothing$  massgebend [D-36] und wird hier daher nicht weiter untersucht. Auf [D-36] sei auch verwiesen für die Berücksichtigung des Einflusses des Abstands von Bewehrungsstäben untereinander; bei schwach profilierten Bewehrungen wird das Versagen der Betondeckung wegen zu geringem Stababstand ab etwa  $s > 3\varnothing$  ebenfalls nicht mehr massgebend, so dass sich die Ausführungen hier auf das eigentliche Ausziehversagen – Versagen des Betons in unmittelbarer Umgebung des Bewehrungsstabs – beschränken können.

### 2.3.2 Klassifikation der Profilierung von Bewehrungsstählen

Es kann zwischen gerippten, profilierten und glatten Bewehrungsstählen unterschieden werden, da sich ihr Verbundverhalten sehr verschieden präsentiert. Als grundsätzlich mögliche Verbundarten bestehen Haftverbund, Reibungsverbund und Scherverbund; die drei Arten schliessen sich gegenseitig nicht aus, sondern sie können gleichzeitig oder aufeinander folgend auftreten. Für jede der genannten Gruppen von Bewehrungsstählen ist eine der drei Arten von Verbund für die Tragfähigkeit ausschlaggebend.

Die wirksamste Methode zur Aktivierung von Verbundkräften ist die Anordnung von Rippen auf den Bewehrungsstäben. Die meisten Betonstähle sind mit solchen Rippen versehen und ermöglichen damit die Ausnützung hoher Stahlspannungen bei einer Verankerung auf kurzen Strecken. Spannstähle werden in der Regel nicht gerippt, da die Verankerung der Kräfte – zumindest bei Spanngliedern – durch mechanische Vorrich-

tungen gewährleistet wird. Muss die Verankerung wie im Spannbett durch Verbund erfolgen, sind die Stäbe in der Regel leicht profiliert. Stärkere Profilierungen würden bei den üblicherweise verwendeten kleinen Durchmessern das Dehnvermögen wegen der zusätzlichen Kaltverformung zu stark beeinträchtigen.

Die Profilierung kann als massgebende Grösse für die Einteilung der Bewehrungsstäbe betrachtet werden. Als Kenngrösse dafür hat sich die sogenannte bezogene Rippenfläche  $f_R$  etabliert [V-109]

$$f_R = \frac{\pi(\varnothing_s + a_s) \cdot a_s}{\pi(\varnothing_s + 2a_s) \cdot c_s} \approx \frac{a_s}{c_s} \quad (a_s \ll \varnothing_s). \quad (2.23)$$

Sie bezeichnet das Verhältnis der Rippenfläche zur äusseren Mantelfläche an einem idealisierten Bewehrungsstab, vgl. auch Bild 2.8 (a). Bei gerippten Betonstäben liegen die Werte dieser bezogenen Rippenfläche im Bereich  $f_R = 0.06 \dots 0.08$  [D-36].

Für profilierte Spanndrähte muss – wie auch bei den meisten Rippenstäben – berücksichtigt werden, dass der Umfang  $p_R$  der (sehr niedrigen) Rippen nicht über den ganzen Umfang des Stabs reicht, vgl. Bild 2.8 (b). Die bezogenen Rippenflächen für solche Spannstähle belaufen sich auf etwa  $f_R = 0.010 \dots 0.015$  [F-50]. Bei siebendrähtigen Litzen entstehen durch die Verseilung der einzelnen Drähte längslaufende Rippen, deren Fläche in analoger Weise zu (2.23) berücksichtigt werden kann und zu bezogenen Rippenflächen  $f_R = 0.020 \dots 0.025$  [D-28] führt.

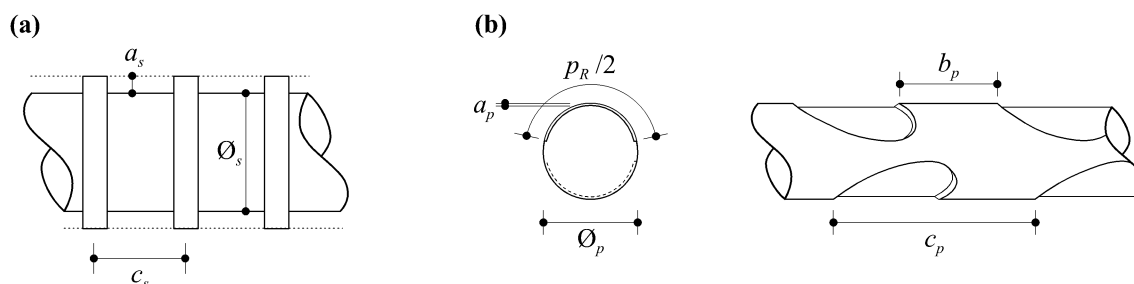


Bild 2.8 Profilierung von Bewehrung, Rippengeometrie – (a) Idealisierung eines Stabs aus Betonstahl und (b) Geometrie beim profilierten Spanndraht.

### 2.3.3 Verbundverhalten im Ausziehversuch

Zu Beginn einer Belastung wirkt der Haftverbund; solange die Betonzugfestigkeit nicht überschritten wird, kann die entsprechende Verbundspannung durch betragsmässig gleich grosse Zug- und Druckspannungen aufgenommen werden, vgl. auch den kleinen punktierten Mohr'schen Kreis in Bild 2.7 (d). Der Haftverbund wird jedoch bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton zerstört, und bei Rippenstäben reisst der Beton im Inneren des Ausziehkörpers schräg auf. Wird die Analogie des aktiven Erddrucks auf ein Material mit einem inneren Reibungswinkel gemäss (2.19)<sub>2</sub> angewendet, ergibt sich für den Winkel der inneren Risse etwa  $64^\circ$  gegenüber



der Stabachse. Dieses Ergebnis wird durch experimentell festgestellte Rissneigungen von  $45^\circ$  bis  $80^\circ$  in Zugversuchen an einbetonierten Rippenstählen [F-55] ungefähr bestätigt. Die steilere Rissneigung kann bis zu einem gewissen Grad sicher auch der in einem solchen bewehrten Betonzugstab naturgemäss vorhandenen Längszugspannung im Beton zugeschrieben werden. Bei rein elastischem Materialverhalten reisst der Beton unter  $45^\circ$ .

Anhand des Mohr'schen Kreises in Bild 2.7 (d) für den Fall ohne Querdruck wird deutlich, dass zur Verbundspannung gemäss (2.22) auch eine Normalspannung auf den Bewehrungsstab gehört. Da der Beton gerissen ist, muss eine Hauptspannung Null sein; mit dem inneren Reibungswinkel gemäss (2.19)<sub>2</sub> ergibt sich mit der Analogie des passiven Erdrucks eine Ausbreitung der Hauptdruckspannung unter etwa  $27^\circ$  zur Stabachse. Der in Zuggurten effektiv vorhandene Längszug im Beton dürfte diesen Winkel ebenfalls wieder etwas steiler werden lassen, zu etwa  $35^\circ$  [V-125].

Ist der Haftverbund zerstört, wird grundsätzlich bei allen Profilierungstypen ein Reibungsverbund aktiviert. Bei gerippten Stählen ist dieser Anteil hingegen so klein, dass er gegenüber dem Scherverbund vernachlässigt werden kann. Für den Scherverbund sind das Verformungsverhalten und der Abscherwiderstand des Betonmörtels im Bereich der Rippen entscheidend [D-36]; durch die innere Rissbildung bilden sich eigentliche Mörtelkonsolen, die sich in der Gehrung von Rippe und Stab abstützen. Daher nehmen Verbundspannung und Schlupf für solche Bewehrungen nach Überschreiten der Haftspannung noch stark zu, vgl. auch die Kurve in Bild 2.7 (c) für  $f_R \geq 0.05$ . Bei Erreichen der Festigkeit an der Konsolenspitze – bei einem Schlupf in der Grössenordnung von 0.5 mm [V-125] – scheren die Mörtelkonsolen im Bereich vor der Rippe ab, und ein solcher Verbundtyp entfestigt demzufolge sehr schnell und geht in einen Bereich mit rasch abnehmendem Reibverbund über, Bild 2.7 (c).

Bei einem schwach profilierten Stab wird der Verbund nach Überschreiten der Haftverbundspannung vorwiegend durch Reibung aufgebracht; bei geringer Profilierung kann in einer ersten Phase noch Scherverbund aktiviert werden. Die solchermassen ausgebildeten Mörtelkonsolen zwischen den Rippen scheren jedoch recht früh ab – bei einem Schlupf in der Grössenordnung von 0.2 mm [V-125] –, und die Verbundspannung kann nicht mehr gesteigert werden, vgl. auch die Kurve in Bild 2.7 (c) für  $f_R \approx 0.01$ . Die Mörtelkonsolen werden durch die weiter gesteigerte Verschiebung zunehmend geglättet und daher nimmt der Reibungsverbund nur langsam ab; er kann bis für recht grosse Verschiebungen – in der Grössenordnung eines Rippenabstands  $c_s$  resp.  $c_p$ , vgl. Bild 2.8 – aufrecht erhalten werden.

Bei sogenannt glatten Stählen ist lediglich die Mikrorauhigkeit – Walzrauhigkeit, Vernarbungen und Anrostungen – wirksam für einen Reibungsverbund. Solche Stähle wiesen daher einen ähnlichen Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf auf wie profilierte Stähle nach Überschreiten der Mörtelfestigkeit.

## 2.4 Übertragungs- und Verankerungslängen von Spannbettbewehrung

Heute werden in der Vorfabrikation im Spannbett meist Litzen eingesetzt, früher waren es oft auch Drähte. Zum Verankerungsverhalten von Drähten existieren relativ wenig Unterlagen, die meisten Autoren haben sich den siebendräftigen Litzen angenommen. Dies ist insofern wenig verwunderlich, als mit Litzen auf einer vergleichbaren Querschnittsfläche wesentlich grössere Kräfte aufgenommen und somit grössere Bruchwiderstände gewährleistet werden können.

### 2.4.1 Mittlere Verbundspannung auf der Verankerungslänge

Die Verankerungslänge eines Stabs entspricht der erforderlichen Länge, mit der ein einbetonierter Bewehrungsstab nicht aus dem Beton ausgezogen wird, sondern seine Zugfestigkeit erreicht. Auf dieser Verankerungslänge kann gemäss [D-21] für Spanndrähte eine gleichförmig verteilte Verbundspannung von

$$\tau_{bpu} = 0.12 \cdot f_{cwm} \cdot \quad (2.24)$$

angenommen werden. Dieser Wert entspricht ungefähr einer 5%-Fraktilen; zur Umrechnung auf eine 2%-Fraktile, wie sie gemäss [N-10] etwa vorausgesetzt werden sollte, muss dieser Wert um 20% reduziert werden. Für Litzen gilt unter den gleichen Voraussetzungen

$$\tau_{bpu} = 0.18 \cdot f_{cwm} \cdot \quad (2.25)$$

### 2.4.2 Mittlere Verbundspannung auf der Übertragungslänge

Im Gegensatz zur Verankerungslänge entspricht die Übertragungslänge einer erforderlichen Länge, mit der die im Bewehrungsstab vorhandene Vorspannung auf den umgebenden Beton übertragen werden kann. In dieser Arbeit ist vor allem letztere Länge bedeutend, da der Bereich des Endauflagers eines Tragwerks in den wenigsten Fällen dekomprimiert wird, so dass in der Regel die Spannkraft  $P_{p\infty}$  nach Abzug aller Verluste verankert werden muss. In einem weiteren Schritt muss allenfalls kontrolliert werden, ob die Strecke bis zum ersten Biegeriss ausreicht, um die in diesem Riss für das Gleichgewicht erforderliche Stahlspannung zu verankern; ein ausführliches Beispiel zu einer solchen Berechnung – allerdings aufgrund eines anderen Verbundgesetzes als unten besprochen – findet sich in [F-50].

In [D-22] finden sich recht ausführliche Angaben zum Verbundverhalten von Spanndrähten auf der Übertragungslänge. Der dort verwendete Ansatz für die Übertragungslänge von Spannbettbewehrung basiert auf dem in [V-108] vorgeschlagenen Gesetz zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Bewehrung im Gebrauchszustand, mit der allgemeinen Form

$$\tau_b = C \cdot \delta^N, \quad (2.26)$$

wobei  $\delta$  dem Schlupf zwischen Bewehrung und Verbund entspricht und  $C$  und  $N$  von der Materialbeschaffenheit und von der Lage der Bewehrungsstäbe abhängige Konstanten sind. Der Ansatz wird in erster Linie für Gebrauchstauglichkeitsprobleme verwendet; in [D-37] wird er auch für Beanspruchungen bis zur Fließgrenze der Bewehrung als gültig erachtet. In [D-22] werden die Konstanten  $C$  und  $N$  an Versuchen kalibriert und ergeben Mindestwerte (5%-Fraktilen) für profilierte Spanndrähte von

$$C = 0.17 \cdot f_{cwm} \quad \text{und} \quad N = 0.32, \quad (2.27)$$

und für Litzen von

$$C = 0.11 \cdot f_{cwm} \quad \text{und} \quad N = 0. \quad (2.28)$$

Mit diesen Werten kann auf den maximalen Schlupf  $\delta_{max}$  der Verankerung und die zugehörige Verbundlänge  $l_{bp}$  zurückgerechnet werden und führt für Spanndrähte zu

$$\delta_{max} = \left[ \frac{(1+N) \cdot \varnothing_p}{8} \cdot \frac{\sigma_{p,R} \cdot \sigma_{p0}}{C \cdot E_p} \right]^{\frac{1}{1+N}} \quad \text{und} \quad l_{bp} = \delta_{max} \cdot \frac{2E_p}{(1-N) \cdot \sigma_{p,R}}, \quad (2.29)$$

mit der ‘‘Vor-Spannung’’  $\sigma_{p0}$  der Drähte und der Spannung  $\sigma_{p,R}$  nach Ablassen der Vorspannung. Für Litzen ergeben sich diese Ausdrücke mit dem Durchmesser  $\varnothing_p$  des Einzeldrahts einer siebendrähtigen Litze zu

$$\delta_{max} = \left[ \frac{(1+N) \cdot 7\varnothing_p}{24} \cdot \frac{\sigma_{p,R} \cdot \sigma_{p0}}{C \cdot E_p} \right]^{\frac{1}{1+N}} \quad \text{und} \quad l_{bp} = \delta_{max} \cdot \frac{2E_p}{(1-N) \cdot \sigma_{p,R}}. \quad (2.30)$$

Mit dem Materialgesetz (2.26) kann ein praktisch beliebiger Verlauf der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung – und damit die Spannungen im Bewehrungsstab – abgebildet werden, vgl. auch Bild 2.9 (a). Mit den Werten gemäss (2.27) für profilierte Spanndrähte verlaufen die Verbundspannungen praktisch linear und die Stahlspannungen somit parabolisch über die Übertragungslänge, vgl. auch Bild 2.9 (b); für Litzen ergeben sich mit den Werten aus (2.28) lineare Verläufe für die Stahlspannungen und konstante Beträge der Verbundspannungen, vgl. auch Bild 2.9 (c).

Wird aufgrund der solchermassen ermittelten Übertragungslänge eines profilierten Spanndrahts eine mittlere Verbundspannung  $\tau_{bm}$  bestimmt, ergibt sich

$$\tau_{bpm} = \tau_{bp1} = \frac{1-N}{8} \cdot \left[ \frac{8C}{1+N} \right]^{\frac{1}{1+N}} \cdot \left[ \frac{\sigma_{p0} \cdot \sigma_{p,R}}{E_p} \cdot \varnothing_p \right]^{\frac{N}{1+N}}. \quad (2.31)$$

Wie (2.31) zeigt, hängt die mittlere Verbundspannung von der Betonfestigkeit ( $C$ ), der Spannung im Stahl vor ( $\sigma_{p0}$ ) und nach ( $\sigma_{p,R}$ ) Ablassen der Spannkraft, dem Elasti-

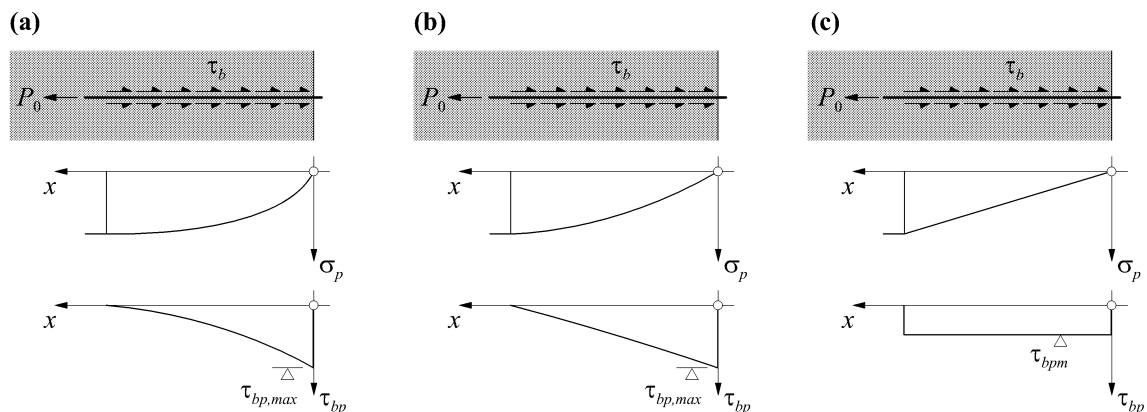


Bild 2.9 Verankerung durch Verbund – Verläufe der Stahl- und Verbundspannungen (a) allgemein; (b) für profilierte Drähte und (c) für Litzen gemäss [D-22].

zitätsmodul des Stahls ( $E_s$ ), dem Stabdurchmesser  $\varnothing_p$  sowie der Verbundcharakteristik ( $N$ ) ab. Wird die Spannung  $\sigma_{p0}$  vor dem Ablassen vereinfachend der Spannung  $\sigma_{p,R}$  nach Ablassen gleichgesetzt und der übliche E-Modul von Stahl angenommen sowie die Verbundcharakteristik mit den Werten gemäss (2.27) als bekannt vorausgesetzt, ist die Übertragungslänge noch abhängig von der Betonfestigkeit  $f_{cwm}$ , dem Stabdurchmesser  $\varnothing_p$  und der Spannung  $\sigma_{p0}$  im Spanndraht. Diese Spannung  $\sigma_{p0}$  wird in der Regel zu  $0.7 \cdot f_{tk}$  angesetzt; die Zugfestigkeit  $f_{tk}$  wiederum hängt direkt von der im Herstellungsprozess zugelassenen Kaltverformung und damit in erster Linie vom Stabdurchmesser  $\varnothing_p$  ab.

Die entscheidenden Einflussgrössen sind somit der Stabdurchmesser und die Betonfestigkeit. Die Verbundspannung beruht an sich implizit auf der Betonzugfestigkeit; diese hängt nicht linear von der Betondruckfestigkeit ab – vgl. auch (2.2) und (2.3) – und deshalb sollte auch die Verbundspannung nicht linear mit der Betondruckfestigkeit verknüpft werden. Wird weiter berücksichtigt, dass die üblicherweise verwendeten Durchmesser der Spannbettdrähte nur wenig variieren, kann die Verbundspannung für profilierte Drähte im Mittel mit  $\tau_{bp1} = 0.28 \cdot f_{cc}^{2/3}$  angegeben werden. Diese Verbundspannung entspricht etwa einer 2%-Fraktile und weist für die verschiedenen Stabdurchmesser eine Streuung von ungefähr 10% auf; im betrachteten Bereich der Stabdurchmesser von  $\varnothing_p = 3 \dots 8$  mm variiert sie mit  $\tau_{bp1} = (0.25 \dots 0.31) \cdot f_{cc}^{2/3}$ . Wird das Verbundgesetz für Beanspruchungen bis zur Fließgrenze des Stahls als gültig vorausgesetzt, ergibt sich eine mittlere Verbundspannung von  $\tau_{bp1} = 0.32 \cdot f_{cc}^{2/3}$ , variierend im Bereich  $\tau_{bp1} = (0.29 \dots 0.35) \cdot f_{cc}^{2/3}$ . Für kleinere Stabdurchmesser sind die mittleren Verbundspannungen prinzipiell kleiner.

Für glatte Stähle – mit  $f_R = 0$  – werden die Konstanten von (2.26) in [V-108] mit  $C = 0.42 \cdot f_{cw}^{2/3}$  und  $N = 0.10$  sowie mit  $C = 0.55 \cdot f_{cw}^{2/3}$  und  $N = 0.11$  für profilierte Stähle – mit  $f_R = 0.02$  – angegeben. Mit diesen Werten ergibt sich für glatte Stähle eine mittlere Verbundspannung von  $\tau_{bp1} = 0.31 \cdot f_{cc}^{2/3}$ , im Bereich von  $\tau_{bp1} = (0.30 \dots 0.32) \cdot f_{cc}^{2/3}$ . Für profilierte Stähle ergibt sich die mittlere Verbundspannung zu  $\tau_{bp1} = 0.39 \cdot f_{cc}^{2/3}$ , in einem Bereich von  $\tau_{bp1} = (0.37 \dots 0.40) \cdot f_{cc}^{2/3}$ . Diese Werte sind ungefähr 2%-Fraktile und haben für die verschiedenen Stabdurchmesser eine Streuung von ca. 5% bei der

Voraussetzung einer Spannung im Stahl von  $0.7 \cdot f_{tk}$ . Wird die Gültigkeit des Materialgesetzes (2.26) bis zum Erreichen der Fließgrenze  $f_{py}$  vorausgesetzt, lassen sich für glatte Stähle mit  $f_R = 0$  mittlere Verbundspannungen bestimmen von  $\tau_{bp1} = 0.33 \cdot f_{cc}^{2/3}$  in einem Bereich von  $\tau_{bp1} = (0.31 \dots 0.34) \cdot f_{cc}^{2/3}$ ; für profilierte Stähle mit  $f_R = 0.02$  kann  $\tau_{bp1} = 0.41 \cdot f_{cc}^{2/3}$  im Bereich  $\tau_{bp1} = (0.39 \dots 0.42) \cdot f_{cc}^{2/3}$  ermittelt werden.

Zwischen der Verbundfestigkeit und der Profilierung gemäss (2.23) kann experimentell ein praktisch linearer Zusammenhang festgestellt werden [V-108], [V-109]. Für profilierte Spanndrähte mit  $f_R = 0.01$  kann daher auf eine mittlere Verbundspannung geschlossen werden von  $\tau_{bp1} = 0.35 \cdot f_{cc}^{2/3}$  bei einer Stahlspannung von  $0.7 \cdot f_{tk}$  resp. auf  $\tau_{bp1} = 0.37 \cdot f_{cc}^{2/3}$  bei einer Stahlspannung von  $f_{py}$ .

Angesichts der nur kleinen Unterschiede zwischen all den angegebenen Werten und der im Allgemeinen ohnehin recht grossen Unsicherheiten bezüglich des Verbundverhaltens wird hier vorgeschlagen,

$$\tau_{bp1} = \frac{f_{cc}^{2/3}}{3} \quad (2.32)$$

für glatte bis profilierte Stähle bei Beanspruchungen bis zur Fließgrenze als Näherung für die mittlere Verbundspannung auf der Übertragungslänge unabhängig von der Profilierung anzunehmen. Dieser Wert wird ungefähr durch Vergleichsrechnungen an vorgespannten Zuggliedern [D-18] bestätigt, vgl. hierzu auch die Ausführungen zu (A.16) in Abschnitt A.4.1. Soll die Profilierung etwas genauer berücksichtigt werden, gilt näherungsweise

$$\tau_{bp1} = [0.31 + 4 \cdot f_R] \cdot f_{cc}^{2/3} \quad (2.33)$$

Damit können auch stärkere Profilierungen berücksichtigt werden, als die bisher angenommenen, da ohnehin vorausgesetzt wurde, dass sich der Profilierungsgrad etwa linear auf die Verbundfestigkeit auswirkt. Insbesondere wird damit auch der in [D-37] vorgeschlagene Wert von  $\tau_{bs1} = 0.6 \cdot f_{cc}^{2/3}$  für gerippte Stähle bestätigt, weisen solche gerippten Stähle im Mittel doch bezogene Rippenflächen von etwa  $f_R = 0.07$  auf, vgl. auch Abschnitt 2.3.2.

Mit der mittleren Verbundspannung gemäss (2.32) resp. (2.33) kann die Übertragungslänge bestimmt werden zu

$$l_v = \frac{\sigma_p}{4\tau_{bp1}} \cdot \emptyset_p \quad , \text{ wobei } \sigma_{p\infty} \leq \sigma_p \leq f_{py} \quad (2.34)$$

### 2.4.3 Einfluss und Grössenordnung von Querdruck

Vorfabrizierte, im Spannbett vorgespannte Bauteile wurden in früheren Jahren oft mit nur sehr kleinen Lagerüberständen eingebaut. Die Verankerung der Vorspannkkräfte muss damit auf sehr kurzen Strecken geschehen, damit die Auflagersicherung solcher Bauteile funktioniert.

In einem ersten Schritt kann geprüft werden, ob die Übertragungslänge gemäss (2.34) genügt; ist dies der Fall, erübrigen sich weitere Untersuchungen. Reicht die so bestimmte Länge nicht aus, kann zur Reduktion der Übertragungslänge der Querdruck über dem Auflager berücksichtigt werden.

Querdruck kann durch die Behinderung der Querdehnung oder durch das Schwinden des Betons entstehen. Am wirksamsten und zuverlässigsten sind jedoch Querdrücke infolge äusserer Lasten. Wie die gestrichelten Kurven in Bild 2.7 (c) zeigen, bewirkt der Querdruck einerseits eine Steigerung der Verbundfestigkeit und andererseits eine Vergrösserung des Schlupfs bei Erreichen derselben. Dies kann bei gerippten Stählen auf den günstigeren Spannungszustand infolge des äusseren Querdrucks im Bereich der Mörtelkonsolenspitze zwischen den Rippen zurückgeführt werden. Bei profilierten oder glatten Stäben wird die Steigerung der Verbundfestigkeit durch die erhöhte Reibung erbracht.

Wie der Mohr'sche Spannungskreis für den Fall mit Querdruck in Bild 2.7 (d) zeigt, wird durch den Querdruck auch die maximale Hauptspannung im Beton massiv vergrössert und der Beton könnte auf reinen Druck versagen. Da der Beton im Bereich der Konsolenspitze – bei Rippenstählen – jedoch einem wesentlich günstigeren dreiaxialen Spannungszustand unterworfen ist, kann eine wesentlich höhere Festigkeit ausgenutzt werden – vgl. auch Gleichung (2.18) –, und das Versagen erfolgt somit durch ein eigentliches Abscheren der Konsolenspitzen.

Mögliche Querdrücke bei Endauflagern sind für Fertigbauteile im Rahmen einer Diplomarbeit analysiert worden und in [V-116] eingeflossen. Als Bezugsfläche dient die Überschneidungsfläche der einzelnen Bauteile und nicht die effektiv vorhandene Lagerfläche; damit dürften aber Werte auf der sicheren Seite ermittelt werden. Es werden die Fälle Eigengewicht und Eigengewicht + Verkehrslast unterschieden. Die weitaus grössten Auflagerpressungen ergeben sich erwartungsgemäss für T-Träger mit Querpressungen über 4 resp. 22 MPa (für Eigengewicht resp. Eigengewicht + Verkehrslast auf Gebrauchsniveau), gefolgt von den I-Trägern mit Querpressungen über 2 resp. 11 MPa. Bei anderen Querschnittprofilierungen werden maximal etwa 0.1...2 resp. 6...8 MPa erreicht; bei Vollplatten bleiben die Pressungen weit unter 1 MPa. Mit diesen Angaben ergeben sich Querpressungen umgerechnet auf das Bruchniveau – vgl. hierzu auch (3.1) – im Bereich von  $\sigma_{\perp}^* = 2...40$  MPa.

Der Querdruck wird mit einem einfachst möglichen Reibungsansatz berücksichtigt – vgl. auch Bild 2.7 (d) – und führt zu

$$\tau_{bp} = \tau_{pb1} + \bar{\mu} \cdot \sigma_{\perp}^* \quad (\text{Druck positiv, } \sigma_{\perp}^* > 0). \quad (2.35)$$

Damit wird implizit ein rotationssymmetrisches Problem vorausgesetzt, das somit auch eine ebene Betrachtung erlaubt, vgl. Bild 2.10 (a). Rippenstähle, die ihre Verbundfestigkeit vor allem durch Scherverbund erbringen, sollen in dieser Betrachtung vorerst ausgeschlossen werden, da der Reibungseinfluss bei solchen Stählen gering ist, vgl. auch Abschnitt 2.3.3.

Der Reibungsbeiwert  $\bar{\mu}$  berücksichtigt die Geometrie der Profilierung und entspricht einem mittleren Reibungsbeiwert über eine Einheitslänge des Bewehrungsstabs. Mit den Bezeichnungen von Bild 2.8 (b) ergibt sich dieser Beiwert zu

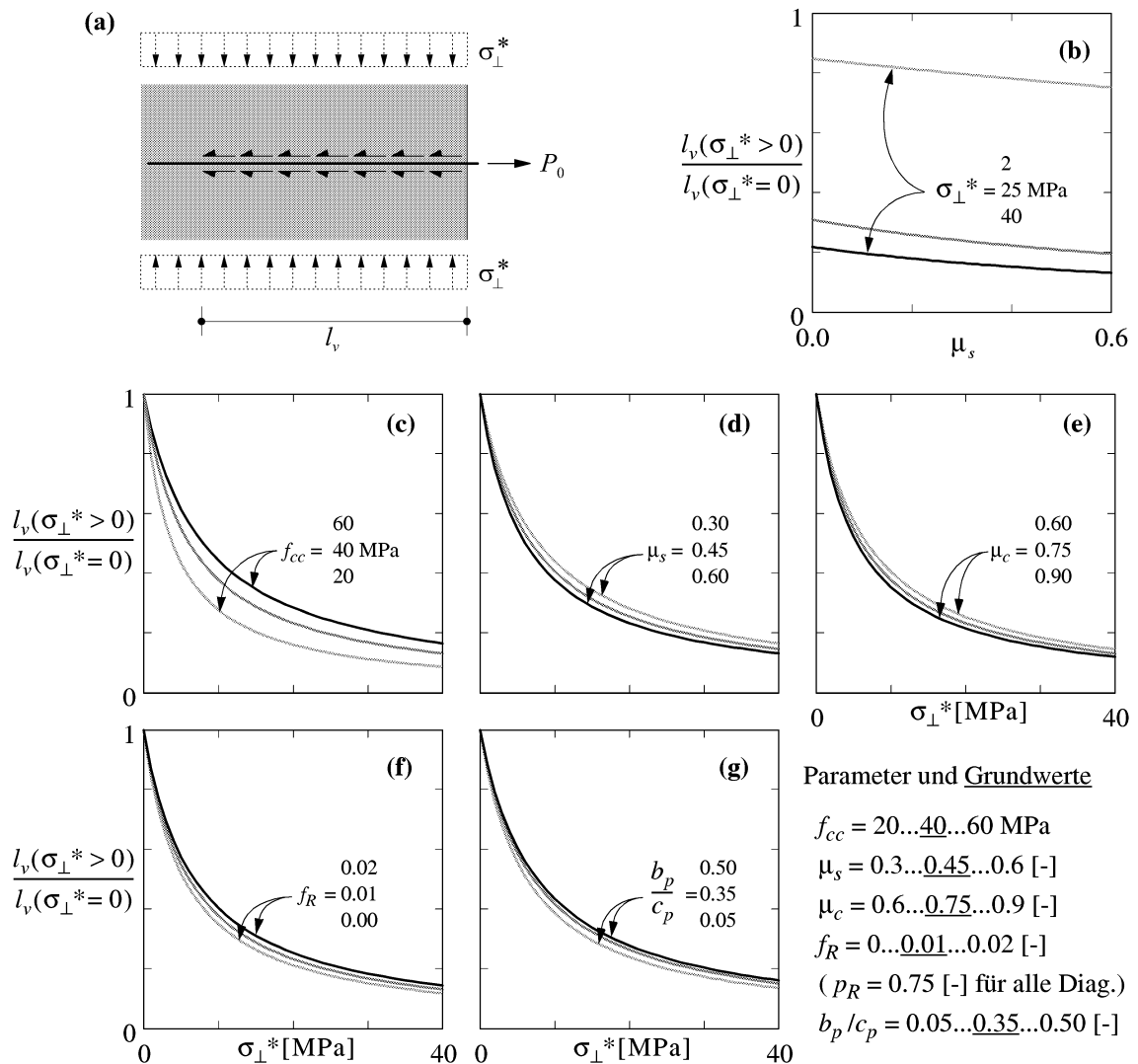


Bild 2.10 Übertragungslänge von Spannbettbewehrung bei Querdruck – (a) ebenes System; Einflüsse (b) des Reibungsbeiwerts  $\mu_s$  zwischen Stahl und Beton für verschiedene Querdrücke; (c) der Betondruckfestigkeit  $f_{cc}$ ; (d) des Reibungsbeiwerts  $\mu_s$  zwischen Stahl und Beton; (e) des Reibungsbeiwerts  $\mu_c$  zwischen Beton und Beton; (f) der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  und (g) der bezogenen Rippenbreite  $b_p/c_p$ .

$$\bar{\mu} = \mu_s \left\{ 1 - \frac{p_R}{\pi \emptyset} \cdot \left[ 1 - \frac{b_p}{c_p} \right] \right\} + \mu_c \frac{p_R}{\pi \emptyset} \cdot \left[ 1 - \frac{b_p}{c_p} \right], \quad (2.36)$$

wobei  $\mu_s$  den Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Beton und  $\mu_c$  denjenigen zwischen Beton und Beton bezeichnet. Damit wird implizit vorausgesetzt, dass der Beton im Bereich der Profilierungen – den Eindrücken in Bild 2.8 (b) – vollflächig abscheret, und so zu Reibung im Betongefüge führt. Im restlichen Bereich des Bewehrungsstabs soll dann Reibung zwischen Stahl und Beton stattfinden.

Die Reduktion der Übertragungslänge infolge des Querdrucks ergibt sich mit (2.34) und (2.35) zu

$$\frac{l_v(\sigma_{\perp}^* > 0)}{l_v(\sigma_{\perp}^* = 0)} = \frac{1}{1 + \bar{\mu} \cdot \frac{\sigma_{\perp}^*}{\tau_{bp1}}}. \quad (2.37)$$

Diese Gleichung (2.37) ist in Bild 2.10 (c) bis (g) unter Berücksichtigung von (2.33) ausgewertet. Das Intervall für den Reibungsbeiwert  $\mu_s$  wird gemäss [V-103] angenommen; für den Reibungsbeiwert  $\mu_c$  wird gegenüber dem Wert gemäss (2.19)<sub>2</sub> eine Variation von  $\pm 20\%$  vorausgesetzt. Die Breite  $b_p$  der Rippen und ihr Abstand  $c_p$  in Längsrichtung wird auf der Grundlage von [V-112] im angegebenen Bereich festgelegt. Die Diagramme lassen die folgenden Schlüsse zu:

- Für tiefe Querdrücke ist die Reduktion wesentlich ausgeprägter als für hohe Querdrücke. Mit einem relativ bescheidenen Querdruck von 5...10 MPa wird die Übertragungslänge bereits auf 50% reduziert. Der exakten Bestimmung des Querdrucks kommt somit eine entscheidende Bedeutung zu.
- Der Haupteinfluss auf die Reduktion der Übertragungslänge übt neben dem vorhandenen Querdruck die Betondruckfestigkeit  $f_{cc}$  resp. die Verbundfestigkeit  $\tau_{bp1}$  ohne Querdruck aus; es ergibt sich ein Schwankungsbereich in der Grössenordnung von maximal etwa 25%.
- Die übrigen Grössen beeinflussen die Reduktion alle etwa gleichermassen; absolut betrachtet ist der Einfluss der einzelnen Grössen jedoch verschwindend klein. Daher spielen die insbesondere für die Reibungsbeiwerte angenommenen Werte nur eine untergeordnete Rolle. Die Profilierung des Bewehrungsstabs hat ebenfalls nur einen schwachen Einfluss auf die Reduktion der Übertragungslänge. Die Anwendbarkeit des vorgeschlagenen Ansatzes zur Berücksichtigung des Querdrucks ist somit auch für stärker profilierte Rippenstähle gegeben.



## 2.5 Verbundumfang von Spanngliedern

### 2.5.1 Einleitung

Im Gegensatz zu Bewehrungsstäben kann bei Spanngliedern nicht unbesehen davon ausgegangen werden, dass der für Verbund wirksame Umfang dem Gesamtumfang der Einzelspannglieder entspricht. Dieser Umstand wird weiter verschärft durch die Tatsache, dass sich die Einzelspannglieder bei gekrümmt geführten Hüllrohren an der konkaven Seite anschmiegen und dadurch den wirksamen Verbundumfang gegenüber dem Idealfall des zentrischen Spannglieds weiter reduzieren. Auf diesen Umstand wird unter anderem in [D-18] verwiesen, wo das Verbundverhalten vorgespannter und schlaffer Bewehrungen intensiv untersucht wird.

Litzen können gleich behandelt werden wie Spanndrähte, da wegen der Schlaglänge keine dichtere Packung möglich ist als der Umkreis gestattet [V-127]. Im folgenden sind daher mit der Bezeichnung "Drähte" ebenfalls Litzen gemeint.

Für zentrisch im Hüllrohr angeordnete Einzelspannglieder finden sich in der Literatur einige Angaben zu den wirksamen Verbundumfängen. Stellvertretend sei hier auf [V-104] verwiesen; dort wird der für Verbund wirksame Umfang für Litzenspanngliedern angegeben zu

$$p_{bp} = 6(\pi - 3 + \sqrt{12n - 3}) \cdot \sqrt{\frac{A_p}{7\pi n}}, \quad (2.38)$$

als die kleinste konvexe Hülle des Litzenbündels, mit  $A_p$  = Querschnittsfläche des Spannstahls und  $n$  = Anzahl der siebendrähtigen Litzen. Für  $n = 1, 7, 19, 37, \dots$  ist (2.38) exakt und liefert für andere  $n$  gute Näherungen. Für Paralleldrahtbündel mit  $n$  Drähten ist der Faktor 6 rechterhand in (2.38) durch 2 zu ersetzen, und der Faktor 7 im Nenner unter der Wurzel ist wegzulassen.

Eine andere Angabe zum Verbundumfang von Spanngliedern findet sich in [V-125]. Dort wird die Länge des Umrisses eines Spannglieds mit ideal dichtester Packung der Einzelspannglieder auf einen fiktiven Umfang  $\pi\varnothing_{p,id}$  eines Stabs bezogen, dessen Durchmesser  $\varnothing_{p,id} = \sqrt{4/\pi \cdot A_p}$  beträgt. Solchermassen bestimmte Werte werden in einer Auswertung mit der Anzahl der Einzelspannglieder verglichen; für praktische Belange wird eine vereinfachte Berücksichtigung vorgeschlagen mit

$$p_{bp} \approx 1.6 \cdot \sqrt{A_p}. \quad (2.39)$$

Bei der Anschmiegung der Drähte an die konkave Seite des Hüllrohrs muss an sich deren ungeordnete Lage im Querschnitt berücksichtigt werden; diese weicht in der Regel von der dichtest möglichen Packung erheblich ab, vgl. z. Bsp. Bild 2.11 (a). Aufgrund der gegenseitigen Abstützungen der Drähte untereinander wird die Querpressung

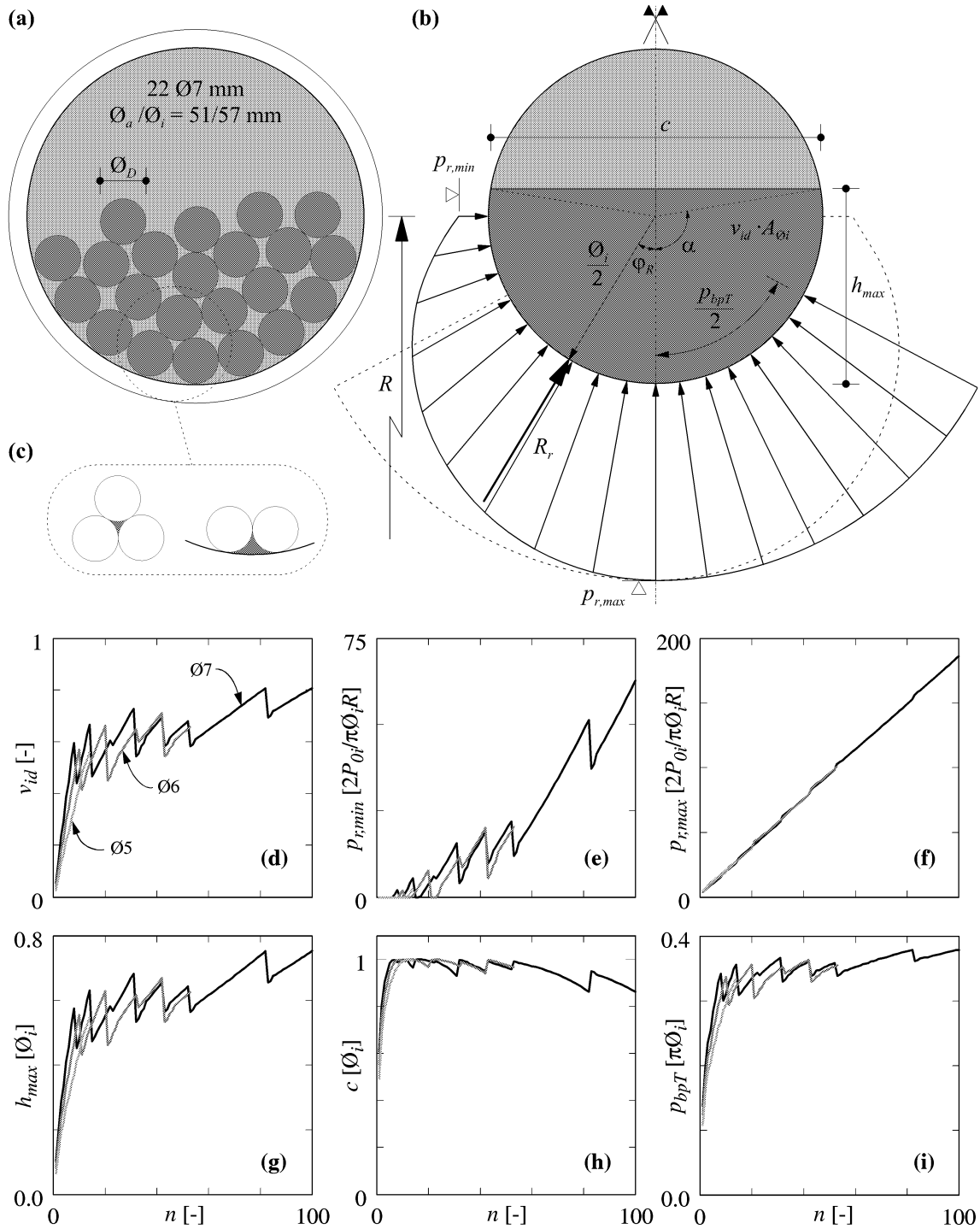


Bild 2.11 Verbundumfang bei Spanngliedern – (a) Beispiel eines Paralleldraht-Spannglieds; (b) Idealisierung als hydrostatischer Zustand und Bezeichnungen; (c) Berücksichtigung der Hohlräume zwischen den einzelnen Elementen; Einfluss der Anzahl Einzelspannglieder auf (d) den Volligkeitsgrad; (e) die minimale Querpressung; (f) die maximale Querpressung; (g) die maximale Füllhöhe; (h) die Breite des “Wasserspiegels” an der Oberkante der Füllhöhe und (i) den Verbundumfang auf der Innenseite der Hüllrohrkrümmung.

auf die Hüllrohrwandung unregelmässig und in mehrdrahtigen Spanngliedern durch die Überlagerung der Querpressungen der einzelnen Drähte auch erhöht. Durch diese Abstützung der Drähte untereinander stellt sich eine Gewölbewirkung ein. Weiter besitzen Hüllrohre in der Regel eine Profilierung, so dass sich die Drähte nicht vollflächig an

den Hüllrohrinnendurchmesser anschmiegen können, sondern sich an diskreten Stellen abstützen. Deswegen muss die Querpressung an sich als Kraft und nicht als Spannung ausgedrückt werden, da die effektive Aufstandsfläche unbekannt ist [D-34].

## 2.5.2 Modell des hydrostatischen Drucks

Um die Verteilung der Querpressung analytisch behandeln zu können, wird hier die Analogie des hydrostatischen Drucks benützt, vgl. Bild 2.11 (b). Wegen der gegenüber dem Hüllrohrdurchmesser nicht verschwindenden Drahtdurchmesser ist dies ein eher grobes, aber eben analytisch behandelbares Modell. Zudem wird damit auch die diskrete Abstützung der Drähte auf den Hüllrohrrippen vernachlässigt.

Das Modell wird in erster Linie dazu verwendet, um den für Verbund wirksamen Umfang zu bestimmen. Zu diesem Zweck wird zuerst die Verteilung der Querpressung auf die Hüllrohrwandung infolge des hydrostatischen Drucks aus den Umlenkkräften bestimmt. Anschliessend wird eine mitwirkende Breite bestimmt, deren Ausdehnung zusammen mit der (konstanten) maximalen Querpressung im Querschnitt den gleichen Wert ergibt wie das Integral der über die Hüllrohrwandung variablen Querpressungen. Für den für Verbund wirksamen Umfang wird dann vorausgesetzt, dass er dieser mitwirkenden Breite entspreche. Auch die Analogie des hydrostatischen Drucks führt zu Druckgewölben, die sich seitlich abstützen, da der Druck immer senkrecht auf der Wandung stehen muss; damit ist die Neigung der Hauptspannungsrichtungen entlang der Hüllrohrwandung vorgegeben.

Das Verhältnis von Spannstahlfläche zu Hüllrohrinnendurchmesser wird durch den Völligkeitsgrad  $v$  ausgedrückt. Damit die Völligkeit nicht zu stark unterschätzt wird, werden die Hohlräume zwischen den Drähten und entlang der Hüllrohrwandung als Teil der ideellen Völligkeit  $v_{id}$  berücksichtigt, vgl. Bild 2.11 (c). Für die Hohlräume zwischen den Drähten wird dabei die dichtest mögliche Packung unabhängig von der Hüllrohrausrundung vorausgesetzt. Wie bereits Bild 2.11 (a) zeigt, dürfte der "effektive" Völligkeitsgrad damit noch immer stark unterschätzt werden; die vorausgesetzte dichtest mögliche Packung der Drähte ist rein physisch unmöglich. Der Zuwachs im Völligkeitsgrad durch die genannten Hohlräume lässt sich aber analytisch erfassen. Dies führt mit den Bezeichnungen von Bild 2.11 (a) und (b) zu einem Vergrößerungsfaktor für den Völligkeitsgrad von

$$\eta_{id} = 1 + \frac{n-2}{n} \cdot \frac{2\sqrt{3}-\pi}{2\pi} + \frac{n_{\emptyset i}-1}{n} \cdot \frac{\emptyset_i + \emptyset_D(3-\pi)}{2\pi\emptyset_D}, \quad (2.40)$$

wobei  $n$  die gesamte Anzahl Drähte und  $n_{\emptyset i}$  die Anzahl Drähte entlang der Hüllrohrwandung bezeichnen. Der idealisierte Völligkeitsgrad  $v_{id}$  ergibt sich dann zu

$$v_{id} = \eta_{id} \cdot n \cdot \emptyset_D^2 / \emptyset_i^2. \quad (2.41)$$

Da sich die Drähte wegen der vorausgesetzten Krümmung des Hüllrohrs in Längsrichtung nur in der unteren Hullrohrhalfte abstützen können, ist die Anzahl der Spanndrähte entlang der Hüllrohrwandung begrenzt auf  $n_{\varnothing_i, \max} = \pi/2 \cdot (\varnothing_i/\varnothing_D - 1)$ . Der Vergrösserungsfaktor bei stark ausgenutzten Spanngliedern kann damit näherungsweise angegeben werden mit

$$\eta_{id} \approx 1.051 - [0.044 + 0.445 \cdot \varnothing_i/\varnothing_D - 0.25 \cdot (\varnothing_i/\varnothing_D)^2]/n . \quad (2.42)$$

Für die Bestimmung des ‘hydrostatischen’ Drucks aus den Umlenkkraften der Spanndrähte wird vorausgesetzt, dass die Vorspannung  $\sigma_{p0}$  der einzelnen Drähte gleich gross sei und die Exzentrizität des einzelnen Drahts gegenüber dem Krümmungsradius  $R$  des Hüllrohrs vernachlässigt werden kann. Dies führt zu gleich grossen Umlenkkraften für alle Drähte und damit zu einem ‘hydrostatischen’ Druck von

$$\gamma = \frac{u_{T, \text{tot}}}{A_{id}} = \frac{n \cdot P_{0i}}{A_{id} \cdot R} = \frac{n}{v_{id}} \cdot \frac{P_{0i}}{R} \cdot \frac{4}{\pi \varnothing_i^2} = \frac{\sigma_{p0}}{\eta_{id} \cdot R} . \quad (2.43)$$

Die anderen Parameter von Bild 2.11 (b) ergeben sich dann zu

$$h_{\max} = \varnothing_i/2 \cdot (1 - \cos \alpha) , \quad (2.44)$$

$$c = \varnothing_i \cdot \sin \alpha , \quad (2.45)$$

$$p_r = \frac{\sigma_{p0}}{\eta_{id} \cdot R} \cdot \frac{\varnothing_i}{2} \cdot (\cos \varphi - \cos \alpha) = \frac{2n \cdot P_{0i}}{\pi \varnothing_i \cdot R} \cdot \frac{\cos \varphi - \cos \alpha}{v_{id}} , \quad (2.46)$$

$$p_{r, \max} = p_r(\varphi = 0) = \frac{2n \cdot P_{0i}}{\pi \varnothing_i \cdot R} \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{v_{id}} , \quad (2.47)$$

$$p_{r, \min} = -\frac{2n \cdot P_{0i}}{\pi \varnothing_i \cdot R} \cdot \frac{\cos \alpha}{v_{id}} \geq 0 , \quad (2.48)$$

$$R_r = \int_u q_r du = n \cdot \frac{P_{0i}}{R} \cdot \frac{\sin \beta - \beta \cdot \cos \alpha}{\pi v_{id}} , \text{ mit } \beta = \alpha \leq \frac{\pi}{2} , \quad (2.49)$$

$$p_{bpT} = \frac{2R_r}{q_{r, \max}} = \varnothing_i \cdot \frac{\sin \beta - \beta \cdot \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} , \text{ mit } \beta = \alpha \leq \frac{\pi}{2} \text{ und } . \quad (2.50)$$

$$\varphi_R = \frac{p_{bp}}{2\varnothing_i} = \frac{\sin \beta - \beta \cdot \cos \alpha}{2(1 - \cos \alpha)} . \quad (2.51)$$

Alle genannten Grössen hängen vom halben Öffnungswinkel  $\alpha$  des Kreissektors der idealisierten Völligkeit ab. Dieser Winkel ist mit dem idealisierten Völligkeitsgrad verknüpft über

$$A_{id} = v_{id} \cdot \pi \varnothing_i^2/4 = \varnothing_i^2 \cdot (2\alpha - \sin 2\alpha)/8 . \quad (2.52)$$

Gleichung (2.52) wird am einfachsten numerisch gelöst, da sich wegen der Kombination von Winkel und trigonometrischer Funktion keine geschlossene Lösung angeben lässt.

### 2.5.3 Auswertung für Paralleldraht-Spannglieder

Einige der vorangegangenen Formeln sind in Bild 2.11 (d) bis (i) in Abhängigkeit der Anzahl Drähte ausgewertet. Dabei werden Draht- und Hüllrohrinnendurchmesser gemäss den Angaben von Herstellern von Paralleldraht-Spanngliedern – vgl. z. Bsp. [V-121] – berücksichtigt. Wegen der stufenweisen Anpassung der Hüllrohrdurchmesser kommt es zu Sprüngen in den Diagrammen.

Es zeigt sich in Bild 2.11 (d), dass sich der idealisierte Völligkeitsgrad gemäss (2.41) – unter Berücksichtigung der Vergrößerungsfaktors gemäss (2.40) – im Mittel zu ungefähr 60% ergibt; für sehr kleine Spanneinheiten kann er bis auf etwa 40% reduziert, für sehr grosse Spanneinheiten dagegen auf bis zu 80% erhöht werden. Mit dem Völligkeitsgrad direkt verbunden ist die maximale Füllhöhe im Querschnitt, die etwa 50-80% des Hüllrohrinnendurchmessers ausmachen kann, Bild 2.11 (g).

Der maximale Querdruck im Querschnitt gemäss (2.47) hängt linear von der Anzahl Drähte ab; als Bezugsgrösse dient in Bild 2.11 (f) die Umlenkraft eines Einzeldrahts, bezogen auf den halben Hüllrohrinnenumfang. Der Vergrößerungsfaktor des maximalen Querdrucks beträgt damit etwa 1.9; wird die Umlenkraft nur auf den Hüllrohrinnendurchmesser  $\varnothing_i$  bezogen, ergibt sich ein Vergrößerungsfaktor von etwa 6. Mit Bild 2.11 (e) wird zudem deutlich, dass bei grösseren Spanneinheiten auch der minimale Querdruck recht beachtliche Werte erreichen kann. In diesem Zusammenhang wird auf die massstäbliche Darstellung der Querpressungsverteilung in Bild 2.11 (b) verwiesen.

Der für Verbund wirksame Umfang  $p_{bpT}$  wird der mitwirkenden Breite für die maximale Druckspannung gleichgesetzt. Wie Bild 2.11 (i) zeigt, kann dieser Umfang in grober Näherung zu etwa 35% des Hüllrohrinnenumfangs resp. ungefähr gleich dem 1.1-fachen Innendurchmesser  $\varnothing_i$  angenommen werden. Damit wird der Umfang bei grösseren Spanneinheiten gegenüber dem Wert der hier angewandten Modellvorstellung um maximal etwa 10% unterschätzt. Für den Verbundumfang auf der vom Krümmungszentrum abgewandten Seite kann in erster Näherung die Breite  $c$  verwendet werden. Wie Bild 2.11 (h) zeigt, weicht dieser Wert nur wenig vom Hüllrohrinnendurchmesser ab. Für grössere Spanneinheiten mit mehr als etwa 50 Drähten wird diese Breite damit um maximal etwa 15% überschätzt. Im Vergleich zu den übrigen Unsicherheiten kann diese Abweichung jedoch vernachlässigt werden.

## 2.5.4 Vergleich von Paralleldraht- und Litzenspannglieder

Die Formeln des vorangegangenen Abschnitts sind in Bild 2.12 für Litzen- und Drahtspannglieder verglichen. Es zeigt sich, dass Litzenspannglieder prinzipiell ein ähnliches Verhalten aufweisen wie Drahtspannglieder. Es ergeben sich weniger extreme Sprünge in den Diagrammen, weil die Hüllrohrabmessungen bei Litzenspanngliedern wesentlich häufiger an die Anzahl Einzelspannglieder angepasst werden.

In Bild 2.12 (a) zeigt sich, dass der Völligkeitsgrad etwa 55% beträgt und damit gegenüber Drahtspanngliedern leicht tiefer liegt. Aufgrund der Völligkeit ergibt sich gemäss Bild 2.12 (d) eine maximale Füllhöhe von ebenfalls etwa 55%. Der maximale Querdruck in Bild 2.12 (c) hängt wiederum praktisch linear von der Anzahl Einzelspannglieder ab, erreicht aber wesentlich kleinere Werte als bei Drahtspanngliedern. Dies ist insofern zu relativieren, als dass die einzelne Litze absolut betrachtet eine wesentlich grössere Umlenkraft erzeugt als ein einzelner Spanndraht. Der minimale Querdruck erreicht in Bild 2.12 (b) nur einen Bruchteil der Werte von Drahtspanngliedern; auch hier ist jedoch die wesentlich grössere Umlenkraft der Einzellitze zu beachten.

Der Verbundumfang auf der Krümmungsinenseite weicht bei Litzenspanngliedern gemäss Bild 2.12 (f) nur wenig von einem Drittel des Hüllrohrinnendurchmessers ab; der Umfang auf der Krümmungsaussenseite ist gemäss Bild 2.12 (e) im ganzen betrachteten Bereich gleich dem Hüllrohrinnendurchmesser.

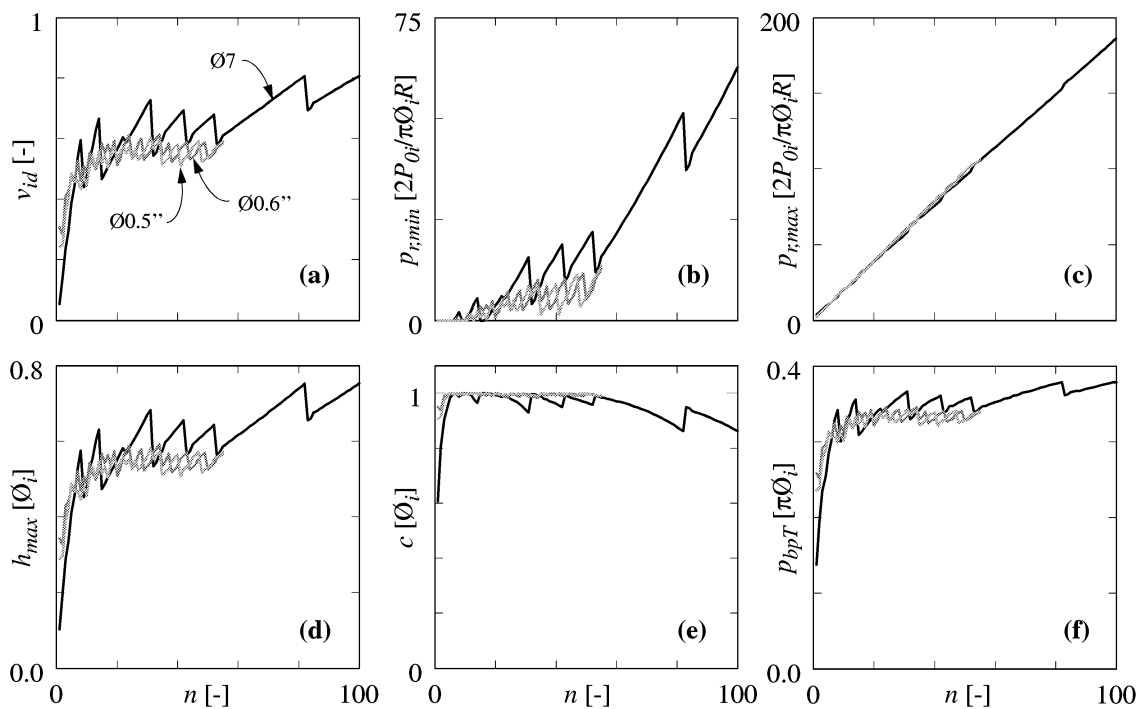


Bild 2.12 Verbundumfang bei Spanngliedern – Vergleich zwischen Litzen- und Drahtspanngliedern: (a) Völligkeitsgrade; (b) minimale Querpressung; (c) maximale Querpressung; (d) maximale Füllhöhe; (e) Breite an der Oberkante der Füllhöhe und (f) Verbundumfang an der Innenseite der Hüllrohrkrümmung.

### 2.5.5 Vergleich mit einer Arbeit zur Reibermüdung in Spanngliedern

In [D-34] wird die maximale Querpressung entlang der Hüllrohrwandung mittels eines sogenannten Kabelfaktors  $k$  ausgedrückt. Dieser entspricht dem Verhältnis der Querpressungen von Spanndrähten entlang der Hüllrohrwandung in einem mehrdrahtigen Spannglied zum Referenzwert der Querpressung eines Einzeldrahts.

Dieser Kabelfaktor wird mit der Anzahl Drähte verknüpft; dabei werden für verschiedene Endlagen der Drähte und verschiedene Hüllrohrdurchmesser die resultierenden Querpressungen ermittelt. Es zeigt sich, dass der Hüllrohrinnendurchmesser, der Spanngliedtyp – Litzen oder Drähte – und der Drahtdurchmesser nur untergeordnete Rollen spielen und dass sich die Streuungen infolge der zufälligen Endlage der Einzelspannglieder mit zunehmender Anzahl Drähte ausgleichen. Im Mittel kann der Kabelfaktor etwa angegeben werden zu

$$k \approx 2.1 + 0.17 \cdot n \quad , \text{ für } n \geq 15 \quad . \quad (2.53)$$

Dieser Wert hat eine Streuung von ungefähr 10%. Bei weniger Einzelspanngliedern wird die Kurve stark nicht linear. Da es hier lediglich um einen qualitativen Quervergleich gehen kann, wird für nähere Angaben auf [D-34] verwiesen. Werden anhand dem in Bild 2.11 gezeigten Modell des hydrostatischen Querdrucks ebenfalls solche Kabelfaktoren bestimmt, muss für jeden einzelnen Hüllrohrdurchmesser die Querpressung eines Einzeldrahts als Referenzgrösse verwendet werden.

Es zeigt sich, dass die so bestimmte Kurve mit einem Faktor von ungefähr 1.25 normal affin ist zu den Angaben in [D-34]. Dies lässt darauf schliessen, dass der idealisierte Völligkeitsgrad gemäss (2.41) die “echten” Verhältnisse um etwa 35-45% unterschätzt. Damit wird auch der wirksame Verbundumfang in dieser Grössenordnung unterschätzt. Die Berücksichtigung der “Luft” zwischen den Einzelspanngliedern könnte also noch entsprechend verfeinert werden; wie dies analytisch zu geschehen hat, muss allerdings genau überlegt werden.

### 2.5.6 Folgerungen

- Der maximale Querdruck auf die Hüllrohrwandung – bezogen auf den Hüllrohrinnendurchmesser – steigt linear mit der Anzahl Einzelspannglieder und zwar mit etwa dem Faktor 6 gegenüber der Umlenkkraft des Einzelspannglieds.
- Der für Verbund wirksame Umfang kann unabhängig von der Spanngliedart – Litzen oder Drähte – in grober Näherung etwa gleich dem 1.1-fachen Hüllrohrinnendurchmesser für die Krümmungsinenseite und etwa gleich dem Hüllrohrinnendurchmesser für die Krümmungsaussenseite angenommen werden. Dieser Umfang dürfte wegen weiterer, in der untersuchten Modellvorstellung des hydrostatischen Drucks nicht erfasster Einflüsse noch stets um etwa 40% unterschätzt sein. Die analytische Berücksichtigung dieser Einflüsse bedürfte aber ausführlicherer Untersuchungen; die entscheidende Grösse ist dabei sicher der anzunehmende Völligkeitsgrad.

# 3 Rechnerische Überprüfungen

## 3.1 Einführung

Die Erhaltung bestehender Bauwerke gewinnt gegenüber Neubauten zunehmend an Bedeutung. Dies äussert sich unter anderem in der Durchführung von Fachtagungen – wie z. Bsp. [V-118] – sowie in den Publikationen der Empfehlung [N-11], der Richtlinie [N-14] und der Norm [N-15]. Neben den zur klaren Verständigung unentbehrlichen Begriffen behandeln diese Dokumente die notwendigen Arbeiten im Rahmen der Erhaltungstätigkeit und deren gegenseitige Abhängigkeiten. Für Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Schweizerischen Nationalstrassen kommt zusätzlich [N-1] zur Anwendung.

Die Beurteilung der Tragsicherheit stellt nur einen Teilaspekt im Rahmen der gesamten Erhaltungstätigkeit dar und wird im Rahmen einer Überprüfung vollzogen. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf Betontragwerke und orientieren sich vorwiegend an [N-11].

### 3.1.1 Anlass und Umfang einer Überprüfung

Eine Überprüfung umfasst immer eine Zustandserfassung, eine Zustandsbeurteilung sowie eine Massnahmenempfehlung, und wird im Gegensatz zur regelmässig durchzuführenden Überwachung eigens veranlasst. Solche Anlässe sind:

- im Rahmen der Überwachung festgestellte, bedeutende Mängel und Schäden,
- grössere bevorstehende Eingriffe und Veränderungen am Tragwerk,
- vorgesehene Nutzungsänderungen, und
- aussergewöhnliche Einwirkungen.

Überprüfungen können bezüglich ihres Umfangs und ihrer Intensität unterschieden werden und gliedern sich in Teil- oder Gesamtüberprüfungen generellen und detaillierten Umfangs.

In einer generellen Überprüfung wird der Zustand des Gesamttragwerks oder eines Teils davon mit beschränktem Aufwand untersucht und soll die Vorbeurteilung der Tragsicherheit ermöglichen. Eine generelle Überprüfung bildet auch die Grundlage für die Einleitung von sichernden Sofortmassnahmen im Sinne von [N-14]. Deshalb ist in



der Vorbeurteilung auch auf Lücken in der Erfassung, insbesondere Bauteile, die nicht eingesehen werden können, hinzuweisen.

Detaillierte Überprüfungen werden aufgrund der Empfehlungen einer generellen Überprüfung veranlasst. Sie müssen für die Beurteilung oder aufgrund des Erkenntnisbedarfs unerlässlich sein. Von aufwendigen Berechnungen sollte abgesehen werden, falls sie nicht unbedingt erforderlich sind. Hingegen sind sie gerechtfertigt, wenn die Einleitung umfangreicher baulicher Massnahmen direkt davon abhängt.

### **3.1.2 Zustandserfassung**

Die Zustandserfassung im Rahmen genereller Überprüfungen umfasst die Sichtung der Bauwerksakten, visuelle und zerstörungsfreie Untersuchungen am Tragwerk sowie überschlägige rechnerische Überprüfungen. Ziel ist die Ermittlung von konzeptionell, bemessungs- und ausführungstechnisch kritischen Bereichen. Mit visuellen und zerstörungsfreien Untersuchungen am Tragwerk werden Mängel, Schwach- und Schadstellen lokalisiert. Überschlägige Berechnungen dienen der Abschätzung des Tragwiderstands sowie dem Eruiieren der Ursachen von Rissen oder aussergewöhnlichen Verformungen.

Bei einer detaillierten Überprüfung sind die Untersuchungen am Tragwerk meist nicht mehr zerstörungsfrei, und sie können durch Laborprüfungen ergänzt sein. Der erzielbare Nutzen ist dem mit dem Eingriff angerichteten Schaden gegenüberzustellen und mündet in der Forderung nach einem sorgfältig geplanten Projekt für die Zustandserfassung. Oft ist auch die verfeinerte rechnerische Untersuchung des Tragwerks für die Zustandsbeurteilung erforderlich.

Das Ergebnis der Zustandserfassung ist neben einer zumindest überschlägigen Beurteilung der Tragsicherheit die Darstellung der Eigenschaften und des Zustands von Beton und Bewehrung sowie die Aufzeichnung von Art und Ausmass der Mängel und Schäden und die ihnen zugrunde liegenden Schädigungsmechanismen.

### **3.1.3 Zustandsbeurteilung und -bewertung**

Ziel der Zustandsbeurteilung ist die Klärung der wesentlichsten Fragen betreffend Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Tragwerks während der Restnutzungsdauer, und bildet die Grundlage für die Massnahmenempfehlung.

Im Rahmen einer generellen Überprüfung wird der Zustand des Tragwerks oder von einzelnen Bauteilen bewertet und mit einer Abschätzung über die weitere Zustandsentwicklung verbunden. Aufgrund einer solchen mit einem verhältnismässig geringen Aufwand erbrachten Zustandsbeurteilung sollten Tragwerke, die einer genaueren Untersuchung bedürfen, erkannt werden können. Eine allfällige detaillierte Überprüfung dient der Verfeinerung der Beurteilung.

## Zustandsklassen und Erhaltungsperioden

In [V-118] ist ein Vorschlag enthalten, demzufolge Tragwerke in fünf Zustandsklassen eingeteilt werden können: “gut”, “annehmbar”, “schadhaft”, “schlecht” und “alarmierend”. Da eine Zustandsbeurteilung auch immer mit einer Aussage über die Zustandsentwicklung verbunden sein sollte, werden diese Klassen mit den voraussichtlich notwendigen Massnahmen innerhalb der laufenden Erhaltungsperiode gemäss Tabelle 3.1 charakterisiert und mit Kennfarben für einen Übersichtsplan versehen.

Zustandsklasse		Kennfarbe	Massnahmen
1	gut	grün	Keine Massnahmen in der laufenden Erhaltungsperiode
2	annehmbar	gelb	Kann, muss aber nicht in laufender Erhaltungsperiode instandgesetzt werden
3	schadhaft	orange	Instandsetzung in laufender Erhaltungsperiode erforderlich, Interventionszeitpunkt jedoch frei wählbar
4	schlecht	rot	Rasche Instandsetzung oder Verstärkung (in den nächsten Jahren) bzw. ergänzende Sicherheitsmassnahmen (um bezüglich dem Interventionszeitpunkt Freiheit zu gewinnen oder um die Schadensausweitung zu begrenzen) und Instandsetzung oder Verstärkung in laufender Erhaltungsperiode
5	alarmierend	violett	Sichernde Sofortmassnahmen erforderlich [N-14]

Tabelle 3.1 Charakterisierung der Zustandsklassen [V-118].

Die Einteilung in die genannten Zustandsklassen wird in [V-118] durch einen weiterführenden Kriterienkatalog erleichtert, der Merkmale wie die Beschaffenheit der Betonoberfläche und das betroffene Ausmass, Rissbreiten, Chloridgehalte auf Höhe der Bewehrung und weitere, weniger deutlich quantifizierbare Kriterien beinhaltet. Als Richtwert für die Dauer von Erhaltungsperioden gilt 25 Jahre.

## Tragsicherheitsklassen

In [D-38] wird ein Vorschlag gemacht für eine Einteilung in Tragsicherheitsklassen, die mit den Zustandsklassen gemäss Tabelle 3.1 vergleichbar sein, jedoch eine rein statische Klassifizierung von Betontragwerken darstellen sollen. Die Klassifizierung entspricht den Klassen “gut”, “genügend” und “ungenügend”. Kriterien für die Zuteilung sollten quantifizierbare Grössen sein und sich in Anbetracht der Thematik auf die Tragsicherheit beschränken sowie mit einer eindeutigen Klassierung versehen sein.

Die Einteilung und die zugehörigen Merkmale gemäss [D-38] werden einer kritischen Prüfung unterzogen, und die teilweise geänderten und angepassten Kriterien sind in Tabelle 3.2 – nach ihrer Klassierung geordnet – festgehalten. Für die Bestimmung von Materialkennwerten sei auf Kapitel 2.1 bis Kapitel 2.5 verwiesen. Ausführungen zur Berechnung von Bruchmechanismen finden sich in Kapitel 3.5, solche zu diskontinuierlichen Spannungsfeldern in Kapitel 3.6.

Zuteilungskriterien nach Priorität		Tragsicherheitsklassen		
		1	2	3
Reine Biegung gemäss [N-10] Ziff. 3 22 2 & 3 24	$\lambda = \frac{M_R}{M_d \cdot \gamma_R}$	$\lambda \geq 1.2$	$1.2 > \lambda \geq 1.0$	$1.0 > \lambda$
Querkraft gemäss [N-10] Ziff. 3 24	$\lambda = \frac{V_R}{V_d \cdot \gamma_R}$	$\lambda \geq 0.9$	$0.9 > \lambda \geq 0.7$	$0.7 > \lambda$
Bruchmechanismen ohne Dissipation im Stegbeton	$\lambda = \frac{D}{W}$	$\lambda \geq 1.2$	$1.2 > \lambda \geq 1.0$	$1.0 > \lambda$
Bruchmechanismen mit Dissipation im Stegbeton, $f_{ce}$ gemäss (2.15)	$\lambda = \frac{D}{W}$	$\lambda \geq 1.3$	$1.3 > \lambda \geq 0.7$	$0.7 > \lambda$
Diskontinuierliches Spannungsfeld, $f_{ce}$ gemäss (2.15)	$\lambda = \frac{f_{ce}}{\sigma_{c2}}$	$\lambda \geq 0.9$	$0.9 > \lambda \geq 0.7$	$0.7 > \lambda$
Bruchmechanismen mit Dissipation im Stegbeton $f_{ce}$ gemäss (2.13)	$\lambda = \frac{D}{W}$	$\lambda \geq 1.3$	$1.3 > \lambda \geq 0.9$	$0.9 > \lambda$
Diskontinuierliches Spannungsfeld, $f_{ce}$ gemäss (2.13)	$\lambda = \frac{f_{ce}}{\sigma_{c2}}$	$\lambda \geq 1.3$	$1.3 > \lambda \geq 0.9$	$0.9 > \lambda$
Auflager und Krafteinleitungen Zwischenaflager, $f_{ce}$ gemäss (2.6) resp. (2.20) Endauflager, $f_{ce}$ gemäss (2.13)	$\lambda = \frac{f_{ce}}{\sigma_{c2}}$	$\lambda \geq 1.1$ $\lambda \geq 1.0$	$1.1 > \lambda \geq 0.9$ $1.0 > \lambda \geq 0.8$	$0.9 > \lambda$ $0.8 > \lambda$

Tabelle 3.2 Einteilung in Tragsicherheitsklassen, in Anlehnung an [D-38].

Die Einteilung in Tragsicherheitsklassen sollte auch in den Zusammenhang mit Erhaltungsperioden – in der Grössenordnung von 25 Jahren – gestellt werden. Erst eine regelmässige Überwachung zeigt Schäden und Mängel an einem Objekt, die zu einer Einteilung in die Zustandsklassen 3 (“schadhaft”) oder 2 (“annehmbar”) gemäss Tabelle 3.1 führen. Eine solche Einteilung wiederum muss eine vertiefte Beurteilung der Tragsicherheit nach sich ziehen können und sollen. Eine solche Einteilung kann zudem bei grossem Bauwerksbestand nützlich sein zur Festlegung von Bearbeitungsprioritäten.

Kann ein Objekt vollständig der Tragsicherheitsklasse 1 zugeteilt werden, sind über einen längeren Zeitraum keine weiteren Überprüfungen nötig. Bei Objekten, die aufgrund einer solchen Überprüfung in die Tragsicherheitsklasse 2 eingeteilt werden müssen, sollte die Überwachung intensiviert werden. Nach einem begrenzten Zeitraum – im Sinne der Massnahmen der Zustandsklasse 3 gemäss Tabelle 3.1 – sind allfällige Instandsetzungsmassnahmen zu ergreifen. Bei einer vollumfänglichen Einteilung in die Klasse 3 sind sichernde Sofortmassnahmen im Sinne von [N-14] einzuleiten. Die Übergänge zwischen den Tragsicherheitsklassen sind freilich fliessend und sollten immer mit einem Entscheid nach bestem Wissen und Gewissens des verantwortlichen Ingenieurs verbunden sein.

Eine umfassendere Beurteilung in Hinblick auf den statischen Gesamteindruck, die auch das Verhalten im Gebrauchszustand einbeziehen sollte, muss anderweitig in die Gesamtbeurteilung einfließen. Eine solche Beurteilung kann unter anderen auch Krite-

rien gemäss Tabelle 3.3 einschliessen; diese dienen jedoch lediglich als Anhaltspunkte. Ausserdem werden wohl weitere, weniger klar quantifizierbare Kriterien zur Anwendung kommen, die der Erfahrung des verantwortlichen Ingenieurs überlassen bleiben.

<i>Gebrauchsverhalten</i>	<i>gut</i>	<i>genügend</i>	<i>ungenügend</i>
Rissbreiten $w_{cr}$	$w_{cr} < 0.2 \text{ mm}$	$0.2 \text{ mm} < w_{cr} < 0.4 \text{ mm}$	$0.4 \text{ mm} < w_{cr}$
Durchbiegungen $w_3+w_4$ gemäss [N-5]	$w_3+w_4 < L/850$	$w_3+w_4 < L/700$	$L/700 < w_3+w_4$
Hauptzugspannungen $\sigma_{c1}$ am homogenen Betonquerschnitt bei vorgespannten Tragwerken, $f_{ct}$ gemäss (2.2)	$\frac{f_{ct}}{\sigma_{c1}} \geq 1.5$	$1.5 > \frac{f_{ct}}{\sigma_{c1}} \geq 0.8$	$0.8 > \frac{f_{ct}}{\sigma_{c1}}$
Korrosionsschäden an der Bewehrung, Zustandsklassen gemäss Tabelle 3.1	1, 2	3	4, 5

Tabelle 3.3 Mögliche Kriterien zur Beurteilung des Gebrauchsverhaltens eines Tragwerks.

### 3.1.4 Massnahmenempfehlung und Erhaltungsstrategie

Das Endergebnis der Zustandsbeurteilung ist eine Massnahmenempfehlung, die als Ausgangslage dient für einen Grundsatzentscheid des Werkeigentümers über das weitere Vorgehen. Ist dieser Entscheid zugunsten der vorgeschlagenen Massnahmen gefallen, folgt die Massnahmenplanung. Diese hängt wiederum von der gewählten Erhaltungsstrategie ab und führt zu einem Erhaltungskonzept, das den eigentlichen Kern der gesamten Erhaltungstätigkeit bildet.

Solche Erhaltungsstrategien sind [N-11], [V-118]:

- Akzeptieren des bestehenden Zustands, allenfalls in Verbindung mit ergänzenden Sicherheitsmassnahmen,
- Korrigieren des bestehenden Zustands durch Instandsetzung,
- Anpassen des bestehenden Zustands an neue Anforderungen durch Veränderung, und
- Abbrechen und eventuell Ersetzen, allenfalls nach Ausschöpfung einer bestimmten Restnutzungsdauer.

Meist kommt eine Kombination dieser Möglichkeiten zur Anwendung, und sie äussert sich in betrieblichen und baulichen Massnahmen. Für weitere Hinweise bezüglich solcher Massnahmen sowie möglicher Instandsetzungsverfahren sei ebenfalls auf [N-11] und [V-118] verwiesen.

## 3.2 Allgemeines Vorgehen

Für die rechnerische Überprüfung von bestehenden Tragwerken wird sinnvollerweise ein stufenweises Vorgehen gewählt. Dies darf nicht mit einem linearen Vorgehen verwechselt werden, da sich die Voraussetzungen für die einzelnen Stufen ändern können, einzelne Schritte parallel ablaufen oder sich wiederholen können oder gar nicht durchgeführt werden müssen. Die rechnerische Überprüfung kann sich gliedern in:

- Bereitstellung der Grundlagen
- Bestimmung der massgebenden Einwirkungen
- Normnachweise
- Verfeinerte Untersuchungen, am Gesamttragwerk und lokal
- Nachweise mit reduzierten Einwirkungen und/oder Bestimmung von eventuell zusätzlich mobilisierbaren resp. vorgängig vernachlässigten Widerständen
- Einbezug von Erfahrungen mit Belastungsversuchen an vergleichbaren Tragwerken
- Massnahmenempfehlung

Das Vorgehen in den einzelnen Stufen der rechnerischen Überprüfung soll jeweils anhand eines Beispiels – dem Lehnenviadukt Wassnerwald – erläutert werden. Deshalb erfolgt an dieser Stelle eine kurze Einführung zu diesem Bauwerk.

### 3.2.1 Lehnenviadukt Wassnerwald

#### Standort und Konstruktion

Der Lehnenviadukt Wassnerwald ist Teil der Kantonstrasse zwischen Amsteg und Wasen im Kanton Uri. Er musste im Rahmen des Baus der Nationalstrasse A2 in den Jahren 1964-69 neu erstellt werden, da die Kantonstrasse im Bereich der projektierten Nationalstrasse lag, und verläuft nun parallel zur Nationalstrasse A2.

Der gesamte Viadukt besteht aus drei einzelnen Hangbrücken von insgesamt 400 m Länge. Die Spannweiten der Trägerketten betragen jeweils knapp 21 m. Dilatationsfugen sind alle 84 m resp. an Anfang und Ende der einzelnen Brückenbauwerke angeordnet. Bild 3.1 zeigt einen schematischen Grundriss des Lehnenviadukts.

Der vierstegige Plattenbalken – aus im Spannbett vorgefertigten Plattenbalken konstanter Bauhöhe im Verbund mit einer Fahrbahnplatte und Randborden aus Ortbeton – ruht auf Hammerkopfstützen, die bergseitig mit der talseitigen Stützmauer der Nationalstrasse A2 verbunden und auf Streifenfundamenten gegründet sind, teilweise auch auf Fels. Die gekrümmte Linienführung wird durch leicht unterschiedliche Längen der Fertigteilträger bewerkstelligt. Die Stegbreiten sind über die ganze Länge konstant und in den Endbereichen nicht verstärkt.

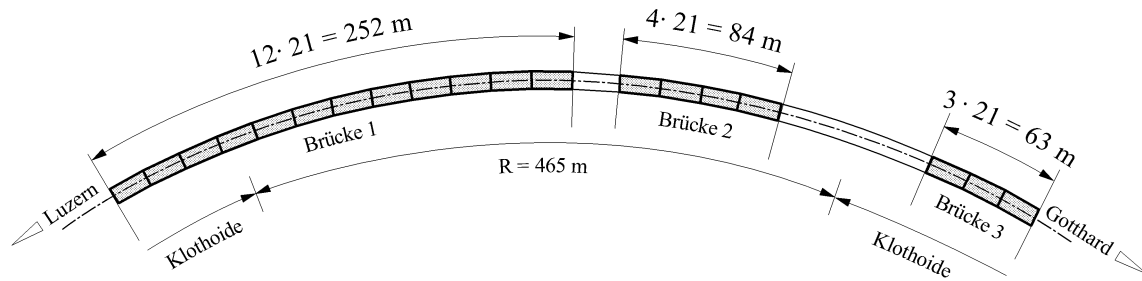


Bild 3.1 Situation Lehnenviadukt Wassnerwald.

Die Durchbildung der Fertigteilträger des Lehnenviadukts Wassnerwald ist recht typisch für ihre Erstellungszeit. Sie sind in Längsrichtung stark vorgespannt mittels gerader Spannbettvorspannung sowie einem parabolisch geführten, nachträglich – noch im Werk – vorgespannten Spannglied. Die starke Vorspannung äussert sich in hohen Betonspannungen aus Vorspannung: am Gesamttragwerk ergeben sich mittlere zentrische Betonspannungen von  $\sigma_{c0} = -4.0$  MPa, am einzelnen Fertigteilträger sogar  $-7.9$  MPa. Aufgrund des bei der Erstellung gültigen Bemessungskonzepts für Schub auf schiefe Hauptzugspannungen wurden die Träger lediglich mit einer konstruktiven Bügelbewehrung versehen ( $\rho_w = 0.25\%$ ).

Bild 3.2 zeigt den Querschnitt über der Stütze, die Abmessungen eines vorgefertigten Betonquerschnitts sowie die Ausbildung der Verbindung der Fahrbahn über der Stütze als sogenannte Federplattenkonstruktion. Solche Übergänge wurden zur Gewährleistung der Kontinuität der Fahrbahn und damit eines erhöhten Fahrkomforts ausgebildet. Diese Federplatten haben sich bezüglich der Dauerhaftigkeit nicht bewährt [D-30].

### Instandsetzung und Forschung

Im Rahmen des Instandsetzungsprogramms für die Nationalstrasse A2 wurde der Lehnenviadukt Wassnerwald im Jahre 1993 einer Überprüfung unterzogen. Infolge der schadhafte Abdichtung der Fahrbahn sowie undichter Einlauffassen und Fahrbahnübergangskonstruktionen war chloridhaltiges Oberflächenwasser an die Tragkonstruktion gelangt, und hatte das Tragwerk sowie auch die Lager und den Unterbau teilweise bereits stark angegriffen. Aufgrund dieses Zustands und weiterer konstruktiver Mängel wurde der Entscheid gefällt, den Überbau durch fugenlose Stahlverbundbrücken – mit Dilatationsfugen lediglich bei den Widerlagern – zu ersetzen. Die Pfeilerköpfe wurden durch neue Auflagerbänke ersetzt, die Pfeilerschäfte wurden lokal instandgesetzt. Der neue Viadukt Wassnerwald konnte im November 1999 wieder dem Verkehr übergeben werden. Weitere Informationen zum Viadukt Wassnerwald finden sich in [F-56] und [V-129].

Im Rahmen des Forschungsprojekts “Schubwiderstand minimal verbügelter Balken” als Teil des langfristig angelegten Forschungsprogramms “Zustandsbeurteilung von Stahlbetontragwerken” wurden der ETH Zürich fünf aus dem Lehnenviadukt Wassnerwald ausgebaute Träger von je ca. 21 m Länge und 35 t Gewicht für Belastungsversu-

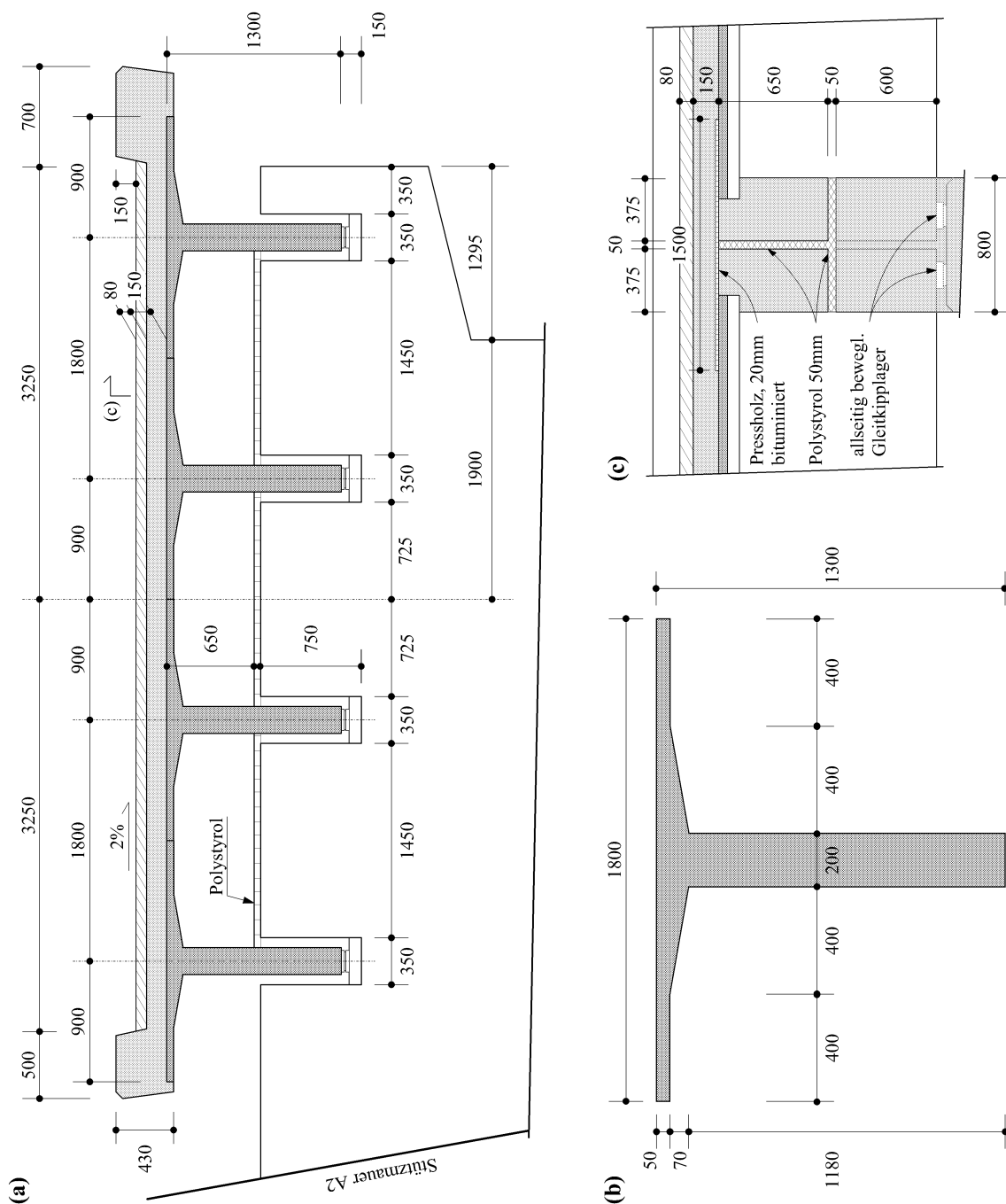


Bild 3.2 Lehnenviadukt Wassnerwald, [mm] – (a) Querschnitt über der Stütze; (b) Abmessungen eines Fertigteilträgers und (c) Federplattenkonstruktion über den Zwischenauflagern.

che zur Verfügung gestellt. Dies bot die Gelegenheit, Versuchsträger im Massstab 1:1 und nach 30 Jahren effektiver Beanspruchung bis zum Bruch belasten zu können. Die Bruchversuche und deren Resultate an vier dieser Träger sind in [V-129] ausführlich dokumentiert. Versuche an zwei Trägern waren Inhalt experimenteller Diplomarbeiten [V-93], [V-120].

## 3.3 Vorbereitungen

Ziel der Vorbereitungen ist das Aktualisieren von Informationen zur Bestimmung von Einwirkungen, Berechnungsmodellen und Tragwiderständen. Je nach Stufe des allgemeinen Vorgehens gelten dabei andere Voraussetzungen.

### 3.3.1 Erforderliche Unterlagen

#### Anforderungen und Umfang

Die zu beschaffenden Unterlagen müssen zuverlässige Grundlagen liefern für die Bestimmung von:

- Kennwerten der ständigen und veränderlichen Einwirkungen,
- massgebenden Abmessungen, auch in Bezug auf die für die Überprüfung anzunehmenden statischen Systeme, und
- Baustoffeigenschaften zur Festlegung der Tragwiderstände.

Eine Aktualisierung dieser Informationen geschieht in einem ersten Schritt bereits bei der Zustandserfassung im Rahmen einer generellen Überprüfung – vgl. auch Abschnitt 3.1.2 –, werden doch zu diesem Zeitpunkt die vorhandenen Bauwerksakten gesichtet. Diese müssen auf Vollständigkeit und Richtigkeit überprüft werden. Dabei ist besonderes Augenmerk auf die Nachführung bei Unterhaltsarbeiten, Änderungen und Umbauten, Erneuerung und Teilabbrüchen zu legen. Die wichtigsten Unterlagen sind unter anderen:

- Kataster- und andere Übersichtspläne
- Schalungspläne sowie Unterlagen zu Erhaltungs- oder Instandsetzungsmassnahmen
- Bewehrungspläne und Eisenlisten
- Kabelpläne und evtl. Vorspannprotokolle
- Ursprüngliche Statische Berechnung sowie Unterlagen von weiteren rechnerischen Überprüfungen

Von zentralem Interesse für die Beurteilung der Tragsicherheit sind an sich auch Nutzungsplan und Sicherheitsplan. Diese wurden erst mit der Normengeneration von 1989 [N-5] und zudem mit einer Übergangsfrist von zwei Jahren eingeführt. Sie sind somit in den seltensten Fällen vorhanden, und müssen neu erstellt werden. Dabei ist auch die vorgesehene Restnutzungsdauer in angemessenem Rahmen zu berücksichtigen. In der neuesten Normengenerationen werden diese Dokumente voraussichtlich nicht mehr ausdrücklich verlangt, aber durch vergleichbare ersetzt werden [N-16].



## Quellen

Da Aufnahmen am Objekt schnell einmal mühsam und teuer werden und in vielen Fällen zerstörungsfrei gar nicht möglich sind, lohnt sich ein gewisser Aufwand für die Suche nach bestehenden Bauwerksakten. Mögliche Quellen – in Anlehnung an die Ausführungen in [F-80] – zur Beschaffung dieser Unterlagen sind:

- Projektierendes Ingenieurbüro des vorhandenen Tragwerks, evtl. sogar ursprünglich zuständige Projektleiter und Sachbearbeiter,
- frühere oder aktuelle Bauherrschaft, bei Brücken oft Stellen der öffentlichen Hand oder anderer institutioneller Art (Bahn, Post u. dgl. mehr),
- Bauleitung oder Oberbauleitung, ebenfalls oft Stellen der öffentlichen Hand resp. Institutionen,
- Prüfstatiker, im (Gross-)Brückenbau häufig institutioneller Art (Universitäten, Hochschulen und Fachhochschulen),
- Eigentümer des überquerten Hindernisses, oft Stellen der öffentlichen Hand (Gewässeramt, Bahn, Tiefbauämter etc.)
- damalige Unternehmer und Subunternehmer, insbesondere solche mit systematisch verwaltetem Archiv (Vorspannfirmen, Betonwerke, Stahllieferanten etc.),
- Verantwortliche für frühere Umbauten und Erhaltungen oder Instandsetzungen, im Brückenbau somit ebenfalls oft institutioneller Art,
- frühere oder aktuelle Eigentümer,
- Behörden, die Eingabedokumente archivieren, sowie
- Veröffentlichungen in Fachzeitschriften, Kongressunterlagen und anderen Publikationsorganen.

Die Suche und das Zusammentragen dieser Informationen ist oft mit einem beachtlichen Aufwand verbunden, der den Beauftragten in angemessener Höhe entschädigt werden sollte.

### 3.3.2 Kritische Punkte

Prinzipiell kann davon ausgegangen werden, dass die Nachweise der Tragsicherheit zur Zeit der Projektierung des ursprünglichen Tragwerks korrekt und sorgfältig geführt wurden. Daher braucht an den Bemessungen nicht grundsätzlich gezweifelt zu werden. Meist kann davon ausgegangen werden, dass bemessungstechnisch kritische Bereiche in den Details verborgen sind und “globale” Nachweise selten massgebend werden.

Indessen haben sich Bereiche ergeben, in denen neue Erkenntnisse inzwischen zur Einführung anderer oder angepasster Modelle geführt haben. Eine Überprüfung anhand dieser neueren Modellen resultiert oft in wesentlich kleineren Tragsicherheiten. Dies

betrifft zum einen spröde Versagensarten wie das Durchstanzen, die untere Schubspannungsgrenze bei Platten und den reduzierten Rechenwert der Festigkeit von Betondruckdiagonalen [V-126]. Zum anderen ist beispielsweise die grundlegende Änderung in der Schubbemessung durch den Übergang von der Bemessung auf schiefe Hauptzugspannungen zur Bemessung mittels Fachwerkmodellen zu nennen. Durch den Übergang in den Bemessungskonzepten – mit zulässigen Spannungen, einem globalen Sicherheitsfaktor oder mit Teilsicherheitsfaktoren – ergibt sich nicht grundlegend eine reduzierte Tragsicherheit, da die einzuführenden Werte eines aktuelleren Bemessungskonzepts an Regelfällen des zu ersetzenden Konzepts geeicht werden.

Heikle Stellen können oft bei konstruktiven Details erwartet werden: Lager mit kleinen Trägerüberständen oder indirekte Auflagerungen wie Konsolen, Gerbergelenke und andere Querträger sowie Verankerungs- und weitere Krafteinleitungsprobleme.

Selbstverständlich ist diese Aufzählung nicht abschliessend, und muss am Einzelobjekt untersucht werden. Weitere Hinweise auf kritische Bereiche eines Betontragwerks finden sich in [V-126]. Dort werden verschiedene Versagensarten von unbewehrtem und bewehrtem Beton hinsichtlich der Bemessungskonzepte der im Laufe der Jahre in der Schweiz verwendeten Normengenerationen ([N-8], [N-9], [N-10] sowie zugehörige Richtlinien und Übergangsbestimmungen) miteinander verglichen. Daraus werden Suchkriterien abgeleitet, die erste Hinweise liefern, ob eine bestimmte Konstruktion oder ein Teil davon gefährdet ist und näher untersucht werden muss.

### **3.3.3 Erhebungen am Tragwerk**

Können die erforderlichen Angaben nicht den bestehenden Bauwerksakten entnommen werden oder erscheinen sie nicht zuverlässig genug, sind Erhebungen am Tragwerk erforderlich. Die Aufnahmeprioritäten können wie folgt gesetzt werden:

#### **Vorspannbewehrungen**

Von Interesse sind Anzahl und Durchmesser der verwendeten Drähte in einer Spannbettvorspannung. Diese müssen nicht zwingend mit den Plänen übereinstimmen. Da sie für die Tragsicherheit von zentraler Bedeutung sind, sollten sie am Tragwerk – sofern in irgendeiner Form zugänglich – kontrolliert werden. Bei den in [V-129] beschriebenen Versuchen wurde beispielsweise festgestellt, dass die eingebaute Spannbettbewehrung um 12% kleiner war, als dies in der statischen Berechnung oder auf den entsprechenden Plänen zum Ausdruck kam. Die effektiv eingebaute Spannbettbewehrung konnte keinem der vorhandenen Dokumente zuverlässig entnommen werden.

Hinweise auf die effektiv eingebaute Anzahl Drähte liefern Untersuchungen mittels eines Profometers unter Berücksichtigung der in der Regel symmetrischen Anordnung der Drähte im Querschnitt, Bild 3.3. Ideal ist es, wenn ein Endquerschnitt zugänglich ist, wo die Anzahl und die Anordnung der Spannbettdrähte oft abgelesen werden kann.

Weiter von Interesse sind Spanngliedgeometrien und verwendete Kabeleinheiten, insbesondere die zugehörigen Spannstaahlflächen. Hier ist auf die oft systematische Archivierung von Lieferscheinen und Vorspannprotokollen der Vorspannfirmer hinzuweisen. Die rechnerischen Festigkeiten können – wie auch bei den Spannbettbewehrungen – anhand des Drahtdurchmessers und der zur Zeit der Erstellung gültigen Norm oder entsprechender Unterlagen von Spanngliedherstellern zuverlässig bestimmt werden. Unter der Annahme, dass die Anker auch früher voll ausgenützt wurden, kann anhand des Hüllrohrdurchmessers oder der Ankerabmessungen auf die verwendete Spanngliedeinheit mit dem entsprechenden Spannstaahlquerschnitt geschlossen werden.

Als zerstörungsfreie Methoden zur Bestimmung der Bewehrungen kommen Georadar für grossflächige Aufnahmen und Profometer für Detailuntersuchungen zur Anwendung. Da solche Untersuchungen schnell einmal aufwendig und teuer werden, wird man sich jedoch in den meisten Fällen mit Abschätzungen auf der sicheren Seite begnügen. Untersuchungen am Tragwerk sollten lediglich durchgeführt werden, falls Instandsetzungsmassnahmen direkt von den Ergebnissen der Überprüfung abhängen.

### **Schlaffe Bewehrungen**

Bei den schlaffen Bewehrungen interessieren in erster Linie die Bügelbewehrungen. Die hier betrachteten Tragwerke sind meist so stark vorgespannt, dass sie lediglich konstruktiv mit schlaffer Längsbewehrung versehen sind, die für die Tragsicherheit ohne grössere Einbusse an Genauigkeit vernachlässigt werden kann.

Die wichtigsten Angaben zur Bügelbewehrung betreffen Stabdurchmesser, Abstand und Abstufungen über die Tragwerkslänge. Besondere Beachtung verdienen ausserdem die verwendeten Staahlqualitäten. In der Norm [N-8] wurden die Staahlqualitäten der Gruppen IIa und IIb, in der Norm [N-9] die Gruppen der hochwertigen Stähle IIIa, IIIb und IV eingeführt, vgl. auch Tabelle 2.1. Zu Beginn wurden die hochwertigen Stähle nur dort verlangt, wo sie statisch erforderlich waren. Da es sich für die Unternehmer infolge der Abnahme der Preisdifferenz jedoch schnell einmal lohnte, überall die gleiche Staahlqualität zu verwenden, liegen oft Tragwerke mit durchgehend höherer Staahlqualität für die Bügelbewehrung vor. Diesbezüglich lohnt es sich unter Umständen gerade bei Bauwerken aus der Zeitperiode der Einführung einer neuen Norm, detailliertere Untersuchungen am Tragwerk anzustellen.

### **Betonquerschnitt und Betonfestigkeit und -entwicklung**

Da die Eigenlasten bei Betontragwerken meist einen beachtlichen Anteil an der Gesamtlast ausmachen, sollten die Betonabmessungen recht genau bekannt sein. Die Abmessungen sind namentlich dann am Tragwerk zu überprüfen, wenn die entsprechenden Bauwerksakten fehlen, wenn am Bauwerk Veränderungen vorgenommen wurden oder wenn davon ausgegangen werden muss, dass grössere Abweichungen gegenüber den planmässigen Abmessungen bestehen. In dieser Hinsicht sind insbesondere die Dicken von Ortbetonbauteilen stichprobenweise zu untersuchen, da diese den grössten Ausführ-

rungsungenauigkeiten unterliegen. Für die Beurteilung der Tragsicherheit für Querkräfte sind ausserdem die effektiv vorhandenen Stegbreiten wichtig, da eine geringe Abweichung bei den meist dünnen Stegen einen verhältnismässig grossen Einfluss hat.

Bereits im Rahmen einer generellen Überprüfung werden auch visuelle Untersuchungen am Tragwerk durchgeführt, Abschnitt 3.1.2. Bei dieser Gelegenheit sollte ein Betonprüfhammer (Rückprall- oder Schmidt-Hammer) angewendet werden, um so auf eine Grössenordnung und örtliche Varianz der Betondruckfestigkeit schliessen zu können.

Werden die Betonfestigkeiten lediglich den Plänen entnommen, ist es im Rahmen der rechnerischen Überprüfung möglich, aufgrund der Alterung erhöhte Festigkeiten zu berücksichtigen. Für solche Vergrösserungsfaktoren sei z. Bsp. auf [D-30] oder [N-2] verwiesen. Bei solchen Zusammenhängen ist stets zu berücksichtigen, dass sie sich meistens auf Druckfestigkeiten beziehen und nicht unbesehen auf Zugfestigkeiten übertragen werden können.

### 3.3.4 Beispiel Lehnenviadukt Wassnerwald

Die vorhandenen Unterlagen des Lehnenviadukts Wassnerwald umfassen (Massstäbe in Klammern):

- Katasterplan (1:100/2000),
- Schalungsplan der vorgefertigten Elemente (1:20/10),
- Bewehrungspläne der vorgefertigten Elemente (1:50/20/10),
- Lage der Spannbettbewehrung im Querschnitt (1:5),
- Kabelplan für das Spannglied (1:20/10),
- Bewehrung der Querträger über den Stützen und den Widerlagern (1:20/10),
- Grundrisse, Längs- und Querschnitte über den Stützen (1:20).
- ursprüngliche statische Berechnung,
- Bericht der Zustandserfassung aus dem Jahre 1993.

Wie bereits erwähnt, wurden an aus dem Viadukt ausgebauten Trägern Bruchversuche durchgeführt [V-93], [V-120], [V-129], die zu weiteren Informationen bezüglich der Spannbewehrungen und der Baustofffestigkeiten führten. Der Umfang der aktualisierten Informationen zu diesem Bauwerk ist damit sehr komfortabel. Die wichtigsten Angaben sind diesen Unterlagen entnommen und nachstehend zusammengefasst.

#### Querschnitt, Beton und Bewehrung

Bild 3.3 zeigt den Betonquerschnitt eines Fertigteilträgers mit seinen planmässigen Abmessungen und der planmässigen Anordnung der Spannbettdrähte, die Ergänzung in

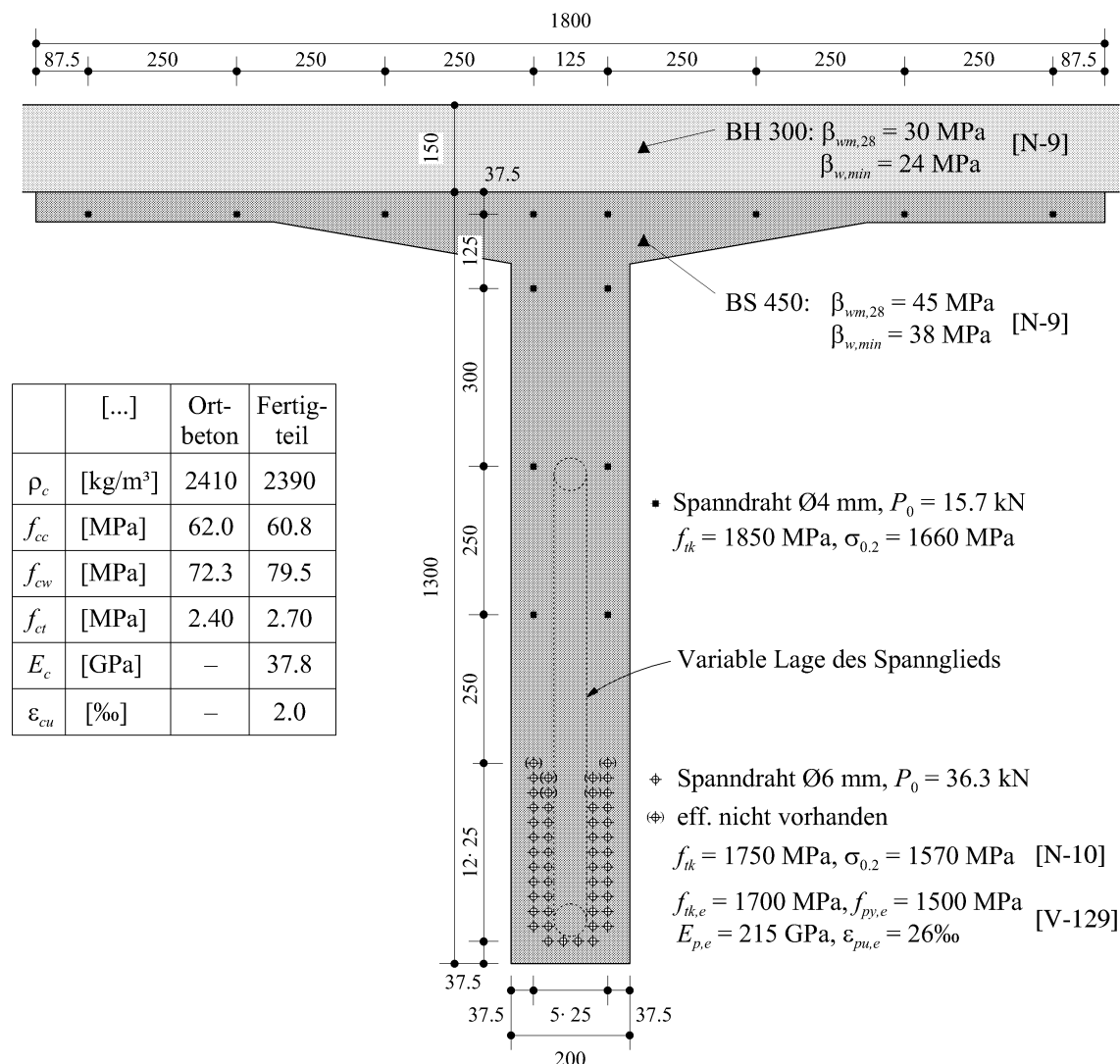
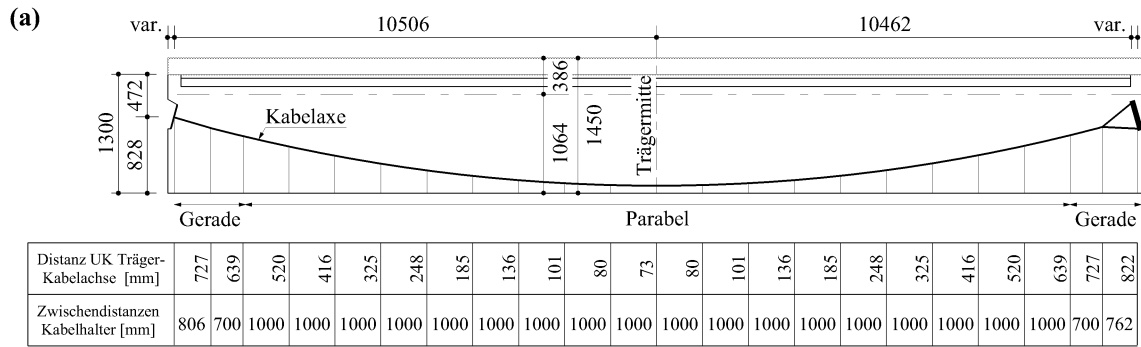


Bild 3.3 Lehnviadukt Wassnerwald, [mm] – Fertigteilträger mit projektierte und effektive Anordnung der Spanndrähte sowie Materialkennwerte von Spannstahl und Fertig- und Ortbeton.

Ortbeton sowie alle Festigkeitsklassen der verwendeten Materialien und die Mittelwerte von experimentell ermittelten Materialkennwerten [V-129].

Es sei hier insbesondere auf die am effektiv ausgeführten Tragwerk nicht vorhandenen Spannbettdrähte hingewiesen, deren Fehlen auf keinem der Dokumente ersichtlich ist und deren Weglassen ohne Begründung bleiben muss. Die Abmessungen des Betonquerschnitts konnten für den Fertigteilquerschnitt weitgehend bestätigt werden. Die Dicke der Ortbetonplatte wich teilweise etwas stärker von der planmässigen Abmessung ab, was auf Anpassungen der Nivellette beim Einbau zurückgeführt werden kann ( $h_{Ort,e} = 0.13...0.19$  m).

Bild 3.4 zeigt die Geometrie des im Fertigteil eingelegten Spannglieds mit den anhand der Kabelhalter bestimmten Abständen und Höhen. Weiter sind die technische Spezifikation des Spannglieds sowie die mittleren Materialkennwerte gemäss Herstellerangaben und aus Versuchen [V-129] festgehalten. Die Geometrie des Spannglieds konnte in den Bruchquerschnitten der Versuche [V-129] bestätigt werden.



- (b) Spannglied BBRV, Stahlhüllrohr  
 32 Drähte Ø6,  $P_0 = 1030$  kN  
 Innen-/Aussendurchmesser  $\varnothing_{i/a} = 51/57$  mm
- (c)  $f_{tk,T} = 1650$  MPa,  $\sigma_{0,2,T} = 1500$  MPa  
 $f_{tk,e} = 1670$  MPa,  $f_{pyT,e} = 1400$  MPa [V-129]  
 $E_{pT,e} = 212$  GPa,  $\varepsilon_{puT,e} = 64\%$

Bild 3.4 Lehnenviadukt Wassnerwald, [mm] – (a) Spanngliedgeometrie; (b) technische Spezifikation des Spannglieds und (c) normgemässe und effektive Materialkennwerte.

Bild 3.5 zeigt die zu Netzen verschweisste schlaaffe Bewehrung des Stegs des Fertigteilträgers, die Anschlussbewehrung für die Ortbetonplatte, die als Einzelstäbe eingelegte Bewehrung dieser Ortbetonplatte sowie die aus Einzelstäben verschweisste Auflagersicherung. Weiter sind die mittleren Materialkennwerte der Bügelbewehrung des Mittelbereichs (Netz 2) aufgeführt. Die Arbeitsfuge zwischen Fertigteil und Ortbetonplatte ist auf der ganzen Trägerlänge lediglich durch Netz 3 verbügelt.

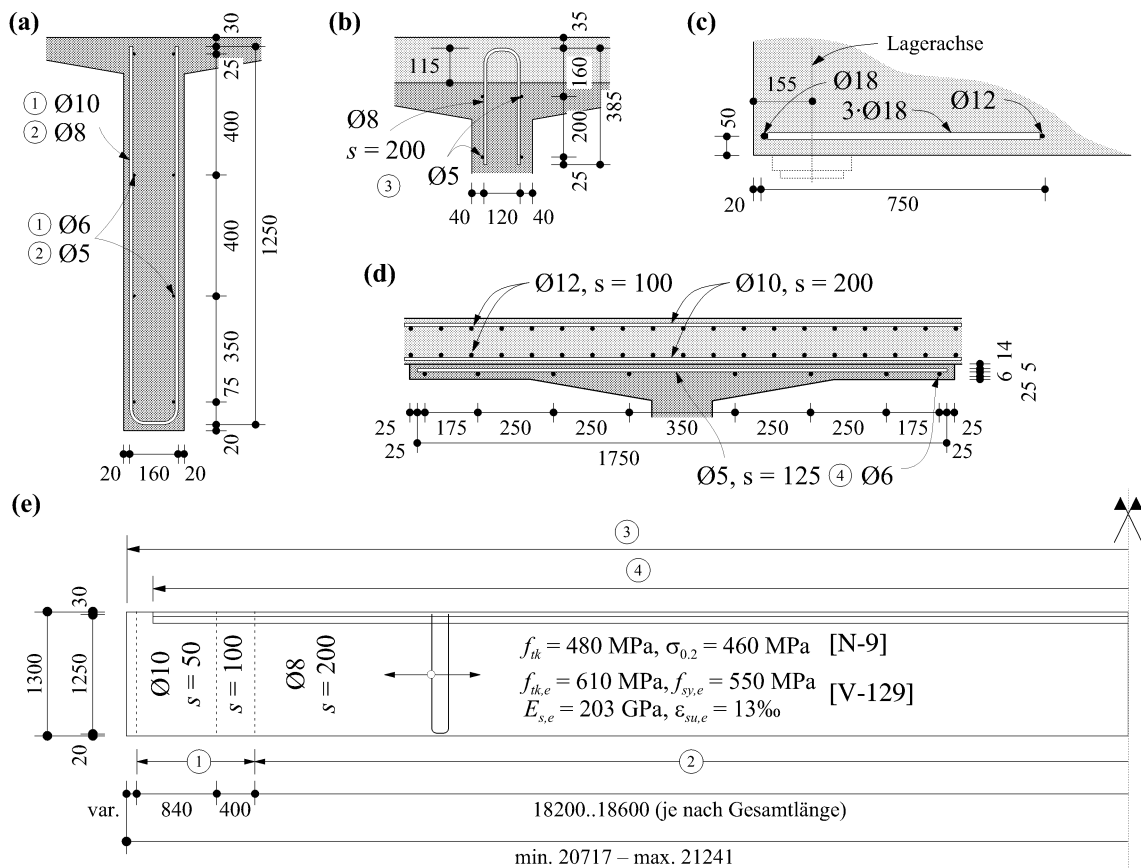


Bild 3.5 Lehnenviadukt Wassnerwald, [mm] – Schlaaffe Bewehrung: (a) Stegbewehrung; (b) Anschlussbewehrung; (c) Auflagersicherung; (d) Flanschbewehrung Fertigteilträger und Bewehrung Ortbetonplatte und (e) Anordnung der Netzbewehrungen über die Länge.

## 3.4 Einwirkungen

### 3.4.1 Modellierung und Überlagerung

Einwirkungen können mit ausreichender Genauigkeit mittels Flächen-, Linien- und Einzellasten modelliert werden. Punktlasten ohne endliche Ausdehnung im Sinne der Baustatik existieren nicht, da reale Einzellasten immer eine Aufstands- und in der Regel auch eine Ausbreitungsfläche aufweisen.

Die Einwirkungen können gemäss [N-5] nach vier Arten unterschieden werden:

- Eigenlasten des Tragwerks,
- ständige Einwirkungen wie Auflasten, Vorspannung und Einwirkungen aus dem Baugrund,
- veränderliche Einwirkungen aus Nutzlasten und klimatischen Einwirkungen, und
- aussergewöhnliche Einwirkungen wie Anprall, Entgleisung, Brand, Explosion und Erdbeben.

Diese Einteilung hat nicht zwingend einen direkten Zusammenhang mit der Quelle der Einwirkung. So können auch veränderliche Einwirkungen einen lange vorhandenen Anteil aufweisen, so dass von einer quasi-ständigen Einwirkung gesprochen werden kann (z. Bsp. Schneelasten in höheren Lagen). Solche Unterscheidungen sind jedoch in erster Linie bei Untersuchungen der Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung.

Die veränderlichen Lasten können weiter danach unterschieden werden, ob sie vorwiegend ruhend wirken oder ob bei ihrem Auftreten ein dynamischer Einfluss entsteht. Bei letzterem ist weiter zu unterscheiden, ob das Auftreten periodisch ist und zu Resonanz führen kann, oder ob das Auftreten aperiodisch ist und der dynamische Einfluss z. Bsp. mit einem Stosszuschlag abgedeckt werden kann. Beide Phänomene können zu einem Ermüdungsbruch führen.

### Sicherheitsniveau und Kombination von Einwirkungen

Bei der Überlagerung verschiedenster Einwirkungen stellt sich stets die Frage nach der Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Zusammentreffens mit der jeweils höchsten Intensität. In Fällen von regelmässig auftretenden Kombinationen muss sicher eine höhere Sicherheit gefordert werden, als bei einer selten oder vielleicht nie auftretenden Kombination von Einwirkungen. Aus diesem Grund wird in [N-5] auch danach unterschieden, ob die Leiteinwirkung (d.h. die Hauptgefährdung) aus einer veränderlichen Einwirkung oder einer aussergewöhnlichen Einwirkung entspringt.

In der vorliegenden Arbeit werden die Einwirkungen jeweils auf Bruchniveau wirkend angenommen, d.h. unter Berücksichtigung der Lastfaktoren  $\gamma_{G,Q}$  resp.  $\psi$  und des Widerstandsbeiwerts  $\gamma_R$  (= 1.2 für Betonbauten [N-10]) im Rahmen des Bemessungs-

konzepts der Teilsicherheitsfaktoren. Dies hat den Vorteil, dass obere und untere Grenzwerte auf demselben Niveau ausgedrückt werden und somit direkt vergleichbar sind. Die Überprüfung geschieht somit formal mit

$$S^* = \gamma_R \cdot S_d = \gamma_R \cdot S(\gamma_G \cdot G_m, \gamma_Q \cdot Q_r, \Sigma \psi \cdot Q_r) \leq R \quad (3.1)$$

Wie in [V-106] gezeigt wird, ist es wenig sinnvoll, für die Beurteilung der Tragsicherheit eine Überlagerung der Einwirkungen zu sogenannten Grenzwertlinien zu vollziehen. Dies erschwert die Überprüfung des Kräfteflusses, da für zwei benachbarte Schnitte und die dort wirkenden Schnittgrössen unterschiedliche Einwirkungskombinationen massgebend werden können. Die Differenz von wenigen, nach bestem Ingenieurverstand gewählten Laststellungen für annähernd maximale Schnittgrössen in einem bestimmten Schnitt zu den Werten der "genauen" Grenzwertlinien ist gewöhnlich marginal. In Kapitel 3.5 wird gezeigt, wie auf massgebende Anordnungen von Einzellasten geschlossen werden kann.

Bestimmte Einwirkungen oder Einwirkungskombinationen können durch einfache Vergleiche von vorneherein als nicht massgebend ausgeschlossen werden. So können beispielsweise die Staudruckkräfte aus Windeinwirkung und die horizontalen (Ersatz-) Kräfte aus Erdbeben nach ihrer Grössenordnung als massgebend oder nicht abgegrenzt werden. Werden – als weiteres Beispiel – die Gesamtlasten aus den Normlastenzügen gemäss [N-5] auf Routen für Ausnahmetransporte mit den Gesamtlasten infolge der üblichen Strassenlasten verglichen, kann sicher eines der beiden Gefährdungsbilder ebenfalls als nicht massgebend ausgeschlossen werden.

Bestimmte Einwirkungskombinationen können sich auch rein physisch ausschliessen. So können beispielsweise auf der Fahrbahn einer Brücke nicht gleichzeitig Schneelasten in ihrer maximalen Intensität und die Strassenlasten in ihrer maximal möglichen, räumlichen Ausdehnung auftreten: wo hoher Schnee liegt, kann kein Verkehr rollen, sondern höchstens ein Räumungsfahrzeug vorhanden sein. Bei der Anwendung von in Normvorschriften festgehaltenen Kombinationsregeln sollte der gesunde Ingenieurverstand nicht vergessen werden.

### 3.4.2 Eigenlasten, Auflasten und deren Reaktionen

Eigenlasten des Tragwerks und Auflasten wie Beläge, Abdichtungen, Ausbauten u. dgl. mehr werden für rechnerische Untersuchungen meist als zusammengehörig betrachtet, und sollen auf Bruchniveau als ständige Lasten  $g^*$  bezeichnet werden.

#### Kennwerte und Lastfaktoren

Der Aufbau des Belags und insbesondere dessen Dicke gibt Auskunft über die Grösse der zu berücksichtigenden Auflasten. Die auf Plänen angegebenen Nenndicken entsprechen meist konstruktiven Mindeststärken, und diese werden in der Regel lediglich an den höchsten und für die Abnahme massgebenden Punkten der Oberfläche eingehalten.



An anderen Stellen werden die Dicken infolge der Nachgiebigkeit des Tragwerks bereits überschritten. Es ist zudem denkbar, dass ältere Belagsschichten nicht entfernt wurden, und die Belagsstärke somit als Ganzes vergrössert wurde. Die Messungen an einem Einzelobjekt [F-41] zeigten beispielsweise, dass die planmässige Dicke des eingebauten Belags um 65% überschritten wurde.

Je nach gesamtem Bewehrungsgehalt – inklusive der Bügel- und der konstruktiven Bewehrungen – ist es angezeigt, das Gewicht des Stahls im Raumgewicht der Eigenlasten für den Stahlbetonquerschnitt zu berücksichtigen. Tabelle 3.4 zeigt die effektiven Raumgewichte für verschiedene Bewehrungsgehalte und unterschiedliche Rohgewichte des Betons.

$\gamma_{c,e}$ [kN/m <sup>3</sup> ]		Bewehrungsgehalt $m_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]								
		0	25	50	75	100	125	150	175	200
Rohdichte Beton $\rho_c$	2300	22.6	22.7	22.9	23.1	23.3	23.4	23.6	23.8	24.0
	2400	23.5	23.7	23.9	24.1	24.2	24.4	24.6	24.7	24.9
	2500	24.5	24.7	24.9	25.0	25.2	25.4	25.5	25.7	25.9

Tabelle 3.4 Effektive Raumgewichte von Stahlbeton bei verschiedenen Bewehrungsgehalten und Rohdichten des Betons.

Das effektive Raumgewicht wird mit

$$\gamma_{c,e} = g \cdot [\rho_c + m_s \cdot (1 - \rho_c / \rho_s)] \quad (3.2)$$

bestimmt, worin  $g$  der Erdbeschleunigung entspricht,  $\rho_c$  dem Raumgewicht des unbewehrten Betons in [kg/m<sup>3</sup>],  $m_s$  dem Bewehrungsgehalt in [kg/m<sup>3</sup>] und  $\rho_s$  dem Raumgewicht des Stahls, mit  $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Die nominellen Werte der ständigen Lasten  $g^*$  auf Bruchniveau werden üblicherweise aufgrund der planmässigen Abmessungen des reinen Betonquerschnitts, den Raumgewichten und dem üblichen Lastfaktor ( $\gamma_G$  resp.  $\psi_d$ ) von 1.3 gemäss [N-5] sowie dem zum Tragkonstruktionsmaterial gehörigen Widerstandsbeiwert  $\gamma_R$  bestimmt. Wie in [F-41] gezeigt wird, entspricht dies einem Variationskoeffizienten des Lastfaktors von 10% für nominelle Eigenlasten und 25% für nominelle Auflasten. Es ist jedoch zu beachten, dass die Lastfaktoren eher einer Konvention entsprechen, als dass sie die wirkliche Streuung der ständigen Lasten abdecken. Für die Berücksichtigung reduzierter Lastfaktoren sei auch auf Abschnitt 3.8.1 verwiesen.

Die Eigen- und Auflasten bewirken – wie auch andere Einwirkungen – entsprechende Reaktionen in den Lagerungen und zugehörige Einwirkungen aus dem Baugrund. Neben der Tragfähigkeit der Foundationen steht die Funktionstüchtigkeit von Lagern im Vordergrund. Eine reduzierte Funktionstüchtigkeit führt zu höheren Reibungsbeiwerten, die bei ungünstiger Wirkung die Tragsicherheit von Auflagerbereichen beeinflussen. Günstig wirkende Reibungsbeiwerte sollten nicht berücksichtigt werden, da sie in den wenigsten Fällen dauernd und zuverlässig vorhanden sind.

### Beispiel Lehnviadukt Wassnerwald

Mit den Abmessungen des Betonquerschnitts und des Fahrbahnaufbaus gemäss Bild 3.2 (a), unter Annahme von  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  und  $\gamma_a = 24 \text{ kN/m}^3$  gemäss [N-5] und einem Geländer als Linienlast mit  $q_{\text{Geländer}} = 1.5 \text{ kN/m}$  ergibt sich als ständige Last  $g_r = 2.92 \cdot 25 + 0.52 \cdot 24 + 1.5 = 87 \text{ kN/m}$  auf Gebrauchsniveau oder  $g^* = 1.2 \cdot 1.3 \cdot 87 = 135.7 \text{ kN/m}$  auf Bruchniveau. Die Bestimmung des Raumgewichts des Spannbetonquerschnitts unter Berücksichtigung des Gesamtgewichts der Bewehrungen mit  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$  liefert etwa das gleiche Ergebnis. Dies ist auf das in [N-5] leicht erhöht angesetzte Raumgewicht von Stahlbeton gegenüber dem Raumgewicht von unbewehrtem Beton zurückzuführen. Ersteres berücksichtigt einen Bewehrungsgehalt von etwa  $150 \text{ kg/m}^3$ , vgl. auch Tabelle 3.4.

### 3.4.3 Vorspannung

Vorspannung kann im Sinne von [N-5] als ständige Einwirkung bezeichnet werden, da ihre Grösse im Verlaufe der Zeit abgesehen von Vorspannverlusten konstant bleibt, und diese zudem einem Grenzwert zustreben (sollten). Die Vorspannung erzeugt im Tragwerk einen Eigenspannungszustand, dem Schnittkräfte auf den reinen Stahlbetonquerschnitt entsprechen.

Bei oberen Grenzwerten wird die Vorspannung in der Regel als Bewehrung auf der Widerstandseite eingeführt, da dort lokale Betrachtungen angestellt werden (Fliesen in einem bestimmten Schnitt). Bei der Beurteilung der Tragsicherheit mit unteren Grenzwerten – Fachwerkmodelle oder Spannungsfelder – ist zwischen komprimierten und dekomprimierten Bereichen zu unterscheiden, da ein Kraftzuwachs in den Spannbewehrungen nur in den dekomprimierten Bereichen – bei Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit – realistisch ist. Zur Bestimmung dieser dekomprimierten Bereiche wird die Vorspannung mit Vorteil als äussere Einwirkung berücksichtigt durch Einführung der durch die Vorspannung der Spannglieder hervorgerufenen Umlenk-, Anker- und Reibungskräfte. Durch die Einteilung in komprimierte und dekomprimierte Bereiche wird auch sichergestellt, dass die erforderlichen Umlagerungen zum Erreichen der Traglast in ihrer Grösse richtig erfasst werden. Für die Entwicklung von diskontinuierlichen Spannungsfeldern können die Spannbewehrungen hingegen wieder als Bewehrungen mit hoher Fließgrenze betrachtet werden.

Für die Bestimmung von Riss- und Dekompressionsmomenten können die Umlenkkräfte aus Vorspannung direkt mit den verteilten Lasten verrechnet werden. Allfällig vorhandene Einspannmomente aus exzentrisch verankerten Spanngliedern müssen natürlich überlagert werden. Für die Bestimmung der Spannungen im Stegbeton anhand von Spannungsfeldern – vgl. Kapitel 3.6 – ist diese Superposition hingegen nicht zulässig, weil damit die Angriffslage der Umlenkkräfte im Querschnitt vernachlässigt wird.

**Kennwert**

Zur Bestimmung des Kennwerts der Vorspannkraft müssen neben den effektiv vorhandenen Spannstahlquerschnitten – vgl. auch Abschnitt 3.3.3 – deren Vordehnungen bzw. die verbliebene Vorspannkraft bestimmt werden. Da die Berücksichtigung einer veränderlichen Vorspannkraft über die Tragwerkslänge infolge Reibungsverlusten beim Spannen umständlich ist, sollten die Vordehnungen eher vorsichtig geschätzt werden. Der Widerstandsbeiwert  $\gamma_R$  wird bei der Festlegung der Vorspannkraft für die rechnerische Überprüfung im Sinne von (3.1) nicht berücksichtigt, um Grösse und Verlauf von Riss- und Dekompressionsmomenten über das Tragwerk nicht zu verzerren.

In Tabelle 3.5 sind die Angaben verschiedener Autoren zu effektiv vorhandenen Spannkraften in bestehenden Bauteilen mit unterschiedlichem Alter und verschiedenen Spannsystemen zusammengefasst. Die festgehaltenen Spannkraftverluste enthalten implizit bereits die Verluste infolge Reibung. Die Aufstellung ist selbstverständlich nicht abschliessend. Der Faktor  $\eta$  für die Vorspannverluste wird hier bestimmt zu

$$\eta = \frac{\sigma_{p\infty}}{0.7 \cdot f_{tk}} \quad (3.3)$$

Quelle	Alter [a]	Bauteil & Art der Vorspannung	Eingesetzter Spannstahl	$\sigma_{p\infty}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$\eta$ (3.3)	Bestimmungsmethode	
[F-69]	34	Vorfabrizierte I-Träger, im Spannbett mit Litzen vorgespannt	30-Ø0.5"	895	1720	0.743	Dekompressionslast	
[D-38]	?	Vorfabrizierte I-Träger, im Spannbett & mit Draht- und Litzen-Spanngliedern nachträglich vorgespannt	55-Ø6 32-Ø7 10-Ø0.5"	1125 870 1100	1770 1670 1820	0.908 0.744 0.863	?	
		32	Hohlkasten in Ortbeton, mit Draht-Spanngliedern im Steg nachträglich vorgespannt	990-Ø6	835	1770		0.674
		36	Hohlkasten in Ortbeton, mit Draht-Spanngliedern im Steg nachträglich vorgespannt	1210-Ø7	1020	1670		0.873
[F-43]	15	Vorfabrizierte I-Träger, im Spannbett mit Drähten vorgespannt	30-Ø5	1315	1590	0.827	Dekompressionslast	
[F-60]	20	Vorfabrizierte Hohlkasten, im Spannbett mit Litzen vorgespannt	30-Ø0.5"	862	1875	0.669	Dekompressionslast	
[F-73]	27	Vorfabrizierte I-Träger, nachträglich mit Draht-Spanngliedern vorgespannt	?-Ø7	?	?	0.85	?	
[F-75]	27	Vorfabrizierte Hohlkasten, im Spannbett mit Litzen vorgespannt	22 · Ø $\frac{7}{16}$ "	1055	1720	0.613	Dekompressionslast	
[F-77]	34	Vorfabrizierte I-Träger, nachträglich mit Draht-Spanngliedern vorgespannt	40-Ø6	945	1765	0.825	Dekompressionslast	
[V-90]	37	Vorfabrizierte I-Träger, im Spannbett mit Drähten vorgespannt	20-Ø7	711	1695	0.599	Entspannungsmessung	
[V-129]	30	Vorfabrizierte T-Träger, im Spannbett mit Drähten und Draht-Spanngliedern nachträglich vorgespannt	14-Ø4 44-Ø6 32-Ø6	– 721 –	– 1700 –	– 0.606 –	Entspannungsmessung	

Tabelle 3.5 Vorhandene Spannungen in effektiv ausgeführten Bauteilen.

Zur Bestimmung der im Bauteil effektiv vorhandenen Vorspannung wurden offensichtlich zwei Methoden verwendet:

- Bestimmung der Dekompressionslast – mittels Entlastung und Wiederbelastung nach Überschreiten der Risslast – aufgrund von Durchbiegungs- oder Verlängerungsdiagrammen und Rückrechnung auf die Vorspannkraft unter Annahme der übrigen Einwirkungen oder
- Bestimmung durch Entspannungsmessung mittels Freilegung von Spanndrähten, Aufkleben von Deformetermarken und Messung der Verkürzung nach dem Lösen der Verankerung der Spannstähle.

Beide Methoden sind mit gewissen Unsicherheiten verbunden: wird die Dekompression aufgrund einer Durchbiegung bestimmt, kann dies bloss im Rahmen einer graphischen Genauigkeit geschehen, da der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand bei vorgespannten Tragwerken üblicherweise kontinuierlich geschieht und daher gewisse Annahmen zum Schnittpunkt der beiden Äste des Durchbiegungsgraphen getroffen werden müssen. Bei Bestimmung der vorhandenen Vorspannung mittels Entspannungsmessung ist ungewiss, wieviel der Vorspannung bereits durch das Freilegen der Spannstähle und dem damit verbundenen Lösen des Verbunds verloren geht. Die zuverlässigste Methode dürfte eine Bestimmung anhand von Verlängerungsmessungen in der Zugzone sein; allerdings müssen diese Messaufnehmer auch wirklich in den Zonen mit den ersten Rissen liegen.

Die zentrale und systematische Sammlung solcher Messungen – sowie natürlich auch anderer Ergebnisse von Untersuchungen an effektiv ausgeführten Tragwerken – durch eine übergeordnete Institution wäre wünschenswert. Da solche Untersuchungen in allen Teilen der Welt durchgeführt werden, müsste dies sicher durch eine internationale Organisation erfolgen. Die Sammlung solcher Daten dürfte mit einem bedeutenden administrativen Aufwand verbunden sein.

Die Angaben von Tabelle 3.5 sind in Bild 3.6 grafisch ausgewertet. Sie lassen – auch aufgrund der geringen Datenmenge – sicher keine abschliessende Aussage über den empirischen Zusammenhang zwischen Alter und Vorspannverlusten zu. Aufgrund der vorhandenen Daten wird an dieser Stelle für die Zeitabhängigkeit der Vorspannverluste

$$\eta = (0.2 \cdot a + 1.95)^{-1} + 0.49 \quad (3.4)$$

vorgeschlagen; dieser Ausdruck ist in Bild 3.6 ebenfalls eingetragen. Es muss aber klar festgehalten werden, dass es sich hierbei lediglich um eine (sehr wahrscheinlich auf der sicheren Seite liegende) Näherung aufgrund der wenigen verfügbaren Daten handelt; es ist deshalb auch wenig sinnvoll, eine grosse Genauigkeit angeben zu wollen.

Die in der Bemessungspraxis übliche Annahme von  $\eta = 0.85$  scheint bereits aufgrund dieser wenigen Daten anfechtbar, insbesondere für im Spannbett vorgespannte Bauteile. Dies kann mitunter darauf zurückgeführt werden, dass die Vorspannkkräfte bei solchen Bauteilen meist sehr früh abgelassen werden und auf einen entsprechend jungen Beton mit hohen Kriechverlusten einwirken. Zudem sind in solchen Bauteilen z. T.

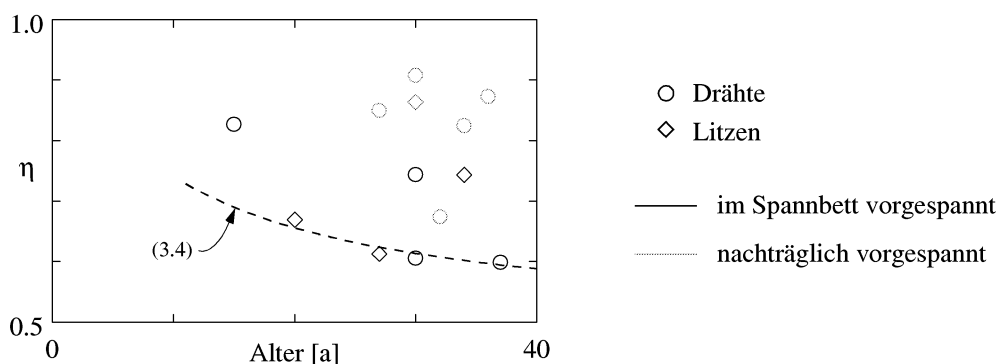


Bild 3.6 Spannkraftverluste in effektiv ausgeführten Tragwerken.

zusätzliche Spannglieder vorhanden, deren nachträgliche Vorspannung die Spannbettbewehrung weiter entlastet.

Überlegungen zu den zu ziehenden Konsequenzen infolge der grösseren Spannkraftverluste wären in Zukunft angebracht, z. Bsp. in Bezug auf Gebrauchstauglichkeitsnachweise, Verformungsvermögen, Sicherheitskonzept und weiterer Gesichtspunkte wie Verankerungen, Auflagersicherungen und anderer Krafteinleitungsprobleme.

### Lastfaktor

Gemäss [N-5] muss eine Vorspannung als Begleiteinwirkung mit  $\gamma_P = 1.0$  berücksichtigt werden. In der Regel wird die Vorspannung jedoch auf der Widerstandsseite eingeführt, und die Berücksichtigung eines Lastfaktors entfällt; lediglich die Zwangsschnittkräfte aus Vorspannung werden auf der Einwirkungsseite eingeführt. Die Traglast eines Systems ist von Zwangsschnittkräften prinzipiell unabhängig, solange die plastifizierenden Bereiche des Tragwerks eine genügende Verformungsfähigkeit aufweisen, vgl. auch den folgenden Abschnitt. Im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen können die Zwängungen daher in einem ersten Schritt vernachlässigt werden. Sollen sie dennoch berücksichtigt werden, kann angenommen werden, dass sie in der Laststeigerung vom Gebrauchsniveau auf das Bruchniveau etwa konstant bleiben. Damit können sie mit einem Lastfaktor  $\gamma_P = 1/\gamma_R \approx 0.8$  eingeführt werden.

Wenn das Aufbringen der Vorspannkraft das Tragwerk global überbeanspruchen kann, wird die Vorspannung zur Leiteinwirkung mit  $\gamma_P = 1.2$  gemäss [N-5]. Im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen ist dies jedoch von untergeordnetem Interesse, da solche Verhältnisse vorwiegend als Bauzustände auftreten.

Bei Verankerungs- und Umlenkzonen von Spanngliedern als lokales Problem ist die Vorspannung gemäss [N-5] als Leiteinwirkung mit  $\gamma_P = 1.5$  zu berücksichtigen. In solchen Situationen ist indes auch ein gewisser Pragmatismus angebracht. Rechnerische Untersuchungen können zwar ungenügende Tragsicherheiten für solche Problemstellungen ergeben; sind in den betroffenen Bereichen am Tragwerk jedoch keine oder nur feine Risse ( $w_{cr} < 0.2$  mm) vorhanden, kann dies meist akzeptiert werden. Schliesslich konnte die Vorspannung beim Vorspannen in ihrer grössten Intensität aufgebracht wer-

den, ohne dass lokale Zerstörungen auftraten. Zudem nimmt die Vorspannkraft im Laufe der Zeit weiter ab, und liefert dadurch stets höhere "Tragsicherheiten", auch wenn die ursprüngliche Grösse dieser Sicherheiten unbekannt ist.

### **Einfluss von plastischen Verformungen und Zwängungen**

Der Einfluss plastischer Verformungen auf den Lastfall Vorspannung einerseits und den Verformungsbedarf zum Erreichen der Traglast andererseits sowie die Veränderung der Zwängungsschnittkräfte bei statisch unbestimmten Systemen wird in [D-38] am Beispiel eines linear elastisch - ideal plastischen Zweifeldträgers eingehend diskutiert.

Die wichtigsten Erkenntnisse aus dieser Diskussion sind zum einen, dass der Eigenspannungszustand infolge Vorspannung in der Regel immer zu Zwängungsschnittkräften führt. Dieser Eigenspannungszustand wird bei gesteigerter Belastung nur in denjenigen Zonen verändert, die plastische Verformungen erfahren, welche sich lediglich in begrenzten Bereichen des Tragwerks ausbilden. Zum anderen zeigt sich, dass diese plastischen Verformungen nicht zu einem vollständigen Verschwinden der Zwängungsmomente führen, da in den Bereichen ohne plastische Verformungen der Eigenspannungszustand infolge Vorspannung nicht verändert wird. Zudem kann gezeigt werden, dass die erforderlichen plastischen Verformungen zum Erreichen der Traglast durch eine geschickte Wahl der Vorspannkonfiguration auf ein Minimum beschränkt werden können.

Kann eine genügende Verformungsfähigkeit in den Zonen plastischer Verformungen vorausgesetzt werden, ist die Traglast eines Systems grundsätzlich unabhängig von Zwängungsschnittkräften. In [D-38] wird ebenfalls am Beispiel des Zweifeldträgers der Einfluss von Zwängungsmomenten einerseits auf die Auftretensreihenfolge plastischer Gelenke und deren Lage im Tragwerk bei Erreichen von Fließ- und Traglast und andererseits die zum Erreichen der Traglast erforderlichen plastischen Gelenkwinkel untersucht. Mittels approximativen Verformungsbedarfsfiguren bei gegebener Kombination von Einzellasten und verteilten Lasten sowie beliebigen Verhältnissen von Biege widerständen und Zwängungsmomenten, kann der Verformungsbedarf zum Erreichen der Traglast abgeschätzt werden. Dies erlaubt eine ausreichend genaue Beurteilung der Tragsicherheit bei beschränktem Verformungsvermögen.

In [V-126] wird der Einfluss von Zwängungen auf den Verformungsbedarf beim Ausfall eines Stützenquerschnitts eines Innenfelds eines unendlich langen Durchlaufträgers qualitativ untersucht. Insbesondere wird darauf hingewiesen, dass sich wegen der schlaffen Bewehrung auch in der Nähe von Stützquerschnitten ein plastisches Gelenk für positive Momente bilden und sich so ein Mechanismus einstellen kann. Dieses Gelenk muss dann allerdings ein sehr grosses Verformungsvermögen aufweisen. Zur Ermittlung dieser Verformungsfähigkeit sei auf [D-18] und [D-37] verwiesen.

## Idealisierungen der Spanngliedgeometrie

Für erste überschlägige Überprüfungen können die verschiedenen Spannbewehrungen zu ihrer Resultierenden zusammengefasst werden. Werden verfeinerte Untersuchungen angestellt, sollte auch für die Berücksichtigung der Vorspannung eine verfeinerte Aufteilung gewählt werden. Dabei sollte zumindest nach (gerade geführter) Spannbettbewehrung und (gekrümmt geführter) Spanngliedbewehrung unterschieden werden. Allenfalls kann es sich auch aufdrängen, die geraden Spannbewehrungen weiter zu unterteilen nach ihrer Lage im Querschnitt – z. Bsp. konzentrierte Anordnung im Zugflansch oder über den Steg verteilt – oder nach ihren Durchmessern, an die in der Regel auch die Materialeigenschaften gekoppelt sind. Eine solchermaßen verfeinerte Unterteilung ist insbesondere im Bereich von Auflagern zur Überprüfung von Auflagersicherungen nötig. In Abschnitt 3.5.9 und Abschnitt 3.5.12 finden sich Beispiele, wie diese Aufteilung bei der Überprüfung eines Tragwerks und der Nachrechnung von Versuchen angenommen wurde.

Spanngliedgeometrien können im allgemeinen Fall mit Folgen von quadratischen Parabeln ausreichend genau formuliert werden. Wegen der üblicherweise kleinen Winkel der Spannglieder können die Krümmung in erster Näherung als konstant und die Umlenkkräfte als vertikal wirkend angenommen werden. In Bild 3.7 sind die Bezeichnungen für den einfachen Balken sowie Rand- und Innenfeld eines Durchlaufträgers festgehalten.

Der innere Hebelarm der Spannglieder kann in allen Fällen bestimmt werden zu

$$d_{vT} = \xi_c + e(x) - d_c(x) , \quad (3.5)$$

worin auch die Berücksichtigung einer über die Länge variablen Angriffshöhe der Resultierenden in der (Beton-)Druckzone bei  $d_c(x)$  möglich ist. In der Regel wird diese jedoch als konstant angenommen.

Für die Spanngliedexzentrizität  $e(x)$ , die Spanngliedneigung  $e'(x)$  und die Umlenkkräfte  $u_T$  des einfachen Balkens von Bild 3.7 (a) gilt

$$e(x) = e_0^l + 2(e_{max} - e_0^l) \cdot \frac{x}{\alpha L} - (e_{max} - e_0^l) \left( \frac{x}{\alpha L} \right)^2 , \quad (3.6)$$

$$e'(x) = \frac{2}{\alpha L} \cdot (e_{max} - e_0^l) \left( 1 - \frac{x}{\alpha L} \right) \quad \text{und} \quad (3.7)$$

$$u_T = 8 \frac{f}{L^2} \cdot P_T = 2 \frac{e_{max} - e_0^l}{(\alpha L)^2} \cdot P_T , \quad \text{mit } f = e \left( \frac{L}{2} \right) + \frac{e_o^l + e_0^r}{2} = \frac{e_{max} - e_0^l}{4\alpha^2} . \quad (3.8)$$

Ist die Lage  $\alpha L$  des Tiefpunkts T nicht bekannt, kann sie aus den Exzentrizitäten berechnet werden mit

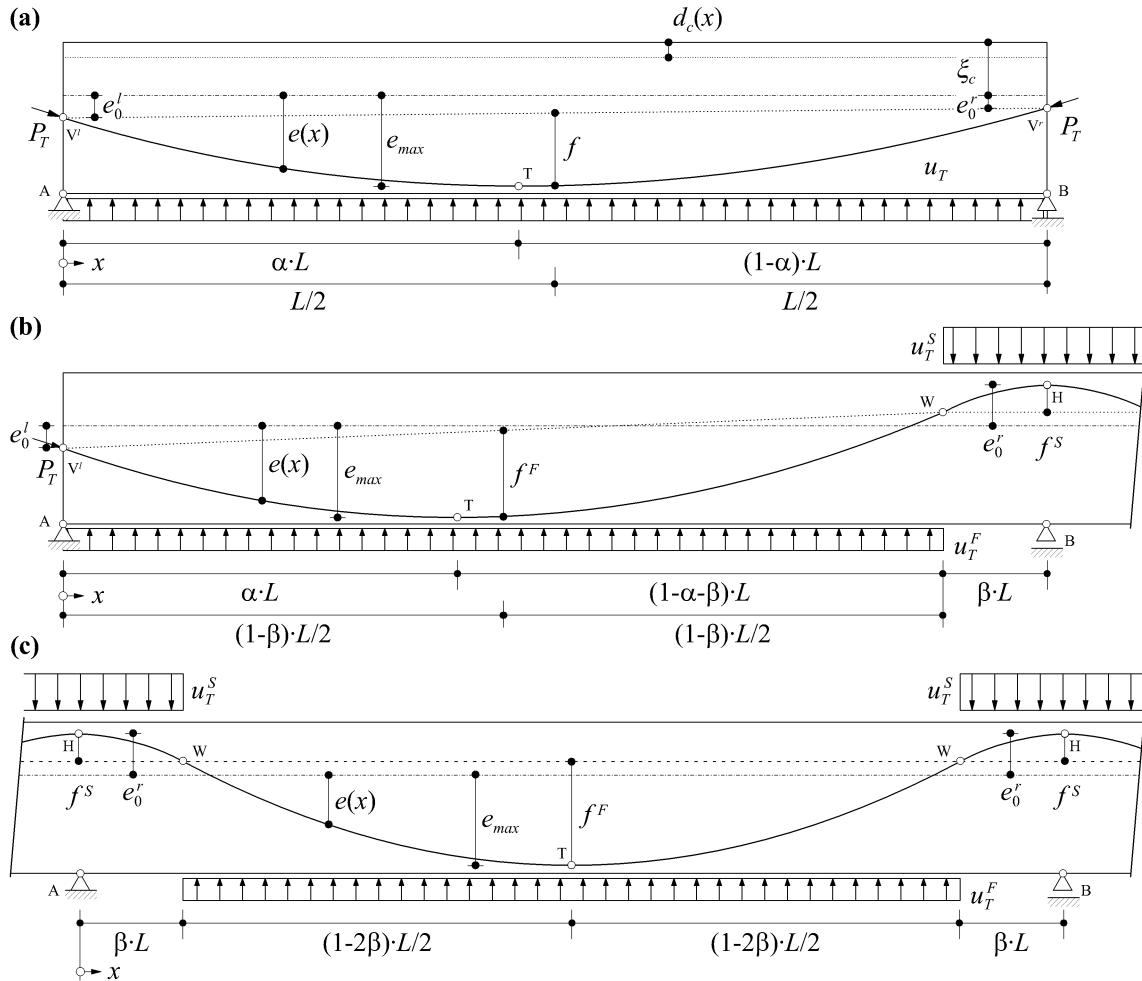


Bild 3.7 Spanngliedgeometrie – Bezeichnungen am (a) einfachen Balken; (b) Randfeld eines Durchlaufträgers und (c) Innenfeld eines Durchlaufträgers.

$$\alpha = \frac{\sqrt{(e_{max} - e_0^r)(e_{max} - e_0^l)} - e_{max} + e_0^l}{e_0^l - e_0^r} \quad (3.9)$$

Im Feldbereich des Randfelds eines Durchlaufträgers gemäss Bild 3.7 (b) gelten für die Exzentrizität  $e(x)$  und die Neigung  $e'(x)$  des Spannglieds ebenfalls (3.7) und (3.8). Die Pfeilhöhe  $f^F$  im Feldbereich ergibt sich zu

$$f^F = (1 - \beta)^2 \cdot \frac{e_{max} - e_0^l}{4\alpha^2}, \quad (3.10)$$

womit formell die gleichen Umlenkkräfte  $u_T^F$  wie mit (3.8)<sub>1</sub> für den einfachen Balken berechnet werden können. Die Lage  $\alpha L$  des Tiefpunkts T muss hingegen bestimmt werden mit

$$\alpha = \frac{\sqrt{(2 - \beta)^2 (e_{max} - e_0^l)^2 + 4(1 - \beta)(e_0^l + e_0^r)(e_{max} - e_0^l)} - (2 - \beta)(e_{max} - e_0^l)}{2(e_0^l + e_0^r)} \quad (3.11)$$



Im Stützenbereich – für  $x \geq (1 - \beta)L$  – gilt

$$e(x) = \frac{1 - \alpha - \beta}{\beta} \cdot (e_{max} - e_0^l) \left( \frac{L-x}{\alpha L} \right)^2 - e_0^r, \quad (3.12)$$

$$e'(x) = \frac{2}{\alpha L} \frac{1 - \alpha - \beta}{\beta} \cdot \frac{x-L}{\alpha L} \cdot (e_{max} - e_0^l) \quad \text{und} \quad (3.13)$$

$$u_T^S = 8 \frac{f^S}{4\beta^2 L^2} \cdot P_T = 2 \frac{(e_{max} - e_0^l)}{(\alpha L)^2} \cdot \frac{1 - \alpha - \beta}{\beta} \cdot P_T, \quad \text{mit} \quad (3.14)$$

$$f^S = \frac{\beta \cdot (1 - \alpha - \beta)}{\alpha^2} (e_{max} - e_0^l). \quad (3.15)$$

Für das Innenfeld eines Durchlaufträgers gemäss Bild 3.7 (c) gilt im Feldbereich – für  $\beta L \leq x \leq (1 - \beta)L$  – für die Spanngliedexzentrizität und dessen Neigung sowie für die Umlenkkräfte in selben Bereich

$$e(x) = \frac{4(e_{max} + e_0^r)}{1 - 2\beta} \cdot \left[ \frac{x}{L} - \left( \frac{x}{L} \right)^2 \right] - 2\beta \cdot \frac{e_{max}}{1 - 2\beta}, \quad (3.16)$$

$$e'(x) = \frac{4(e_{max} + e_0^r)}{(1 - 2\beta) \cdot L} \cdot \left[ 1 - 2\frac{x}{L} \right] \quad \text{und} \quad (3.17)$$

$$u_T^F = 8 \frac{f^F}{(1 - 2\beta)^2 L^2} \cdot P_T = 8 \cdot \left[ \frac{(e_{max} + e_0^r)}{(1 - 2\beta)L^2} \cdot P_T \right], \quad f^F = (1 - 2\beta)(e_{max} + e_0^r). \quad (3.18)$$

Im Stützenbereich des Innenfelds –  $x \leq \beta L$  – gelten für die Spanngliedexzentrizität und die Spanngliedneigung sowie die Umlenkkräfte

$$e(x) = \frac{2(e_{max} + e_0^r)}{\beta} \cdot \left( \frac{x}{L} \right)^2 - e_0^r, \quad (3.19)$$

$$e'(x) = \frac{4(e_{max} + e_0^r)}{\beta L} \cdot \frac{x}{L} \quad \text{und} \quad (3.20)$$

$$u_T^S = 8 \frac{f^S}{4\beta^2 L^2} \cdot P_T = 4 \frac{(e_{max} + e_0^r)}{\beta L^2} \cdot P_T, \quad \text{mit} \quad f^S = 2\beta \cdot (e_{max} + e_0^r). \quad (3.21)$$

### **Einfluss von Endgeraden in der Spanngliedgeometrie**

Konstruktiv erforderliche Endgeraden gemäss Bild 3.8 (a) können bei der Bestimmung der Spanngliedgeometrie in der Regel vernachlässigt werden. Wie Bild 3.8 (b) am Beispiel des einfachen Balkens zeigt, werden die gleichmässig verteilten Umlenkkräfte nur recht schwach beeinflusst; die Endgeraden beeinflussen in erster Linie den Gesamtbe-

trag der Umlenkkräfte, Bild 3.8 (c). Da die Umlenkkräfte in viel stärkerem Masse von der im Tragwerk vorhandenen Spannkraft  $P_T$  und von der Modellierung von Pfeilhöhe und Spannweite abhängen, können die Endgeraden getrost vernachlässigt werden. Die statische Höhe des Spannglieds wird bei Vernachlässigung der Endgerade in der gleichen Größenordnung wie die verteilten Umlenkkräfte geringfügig überschätzt.

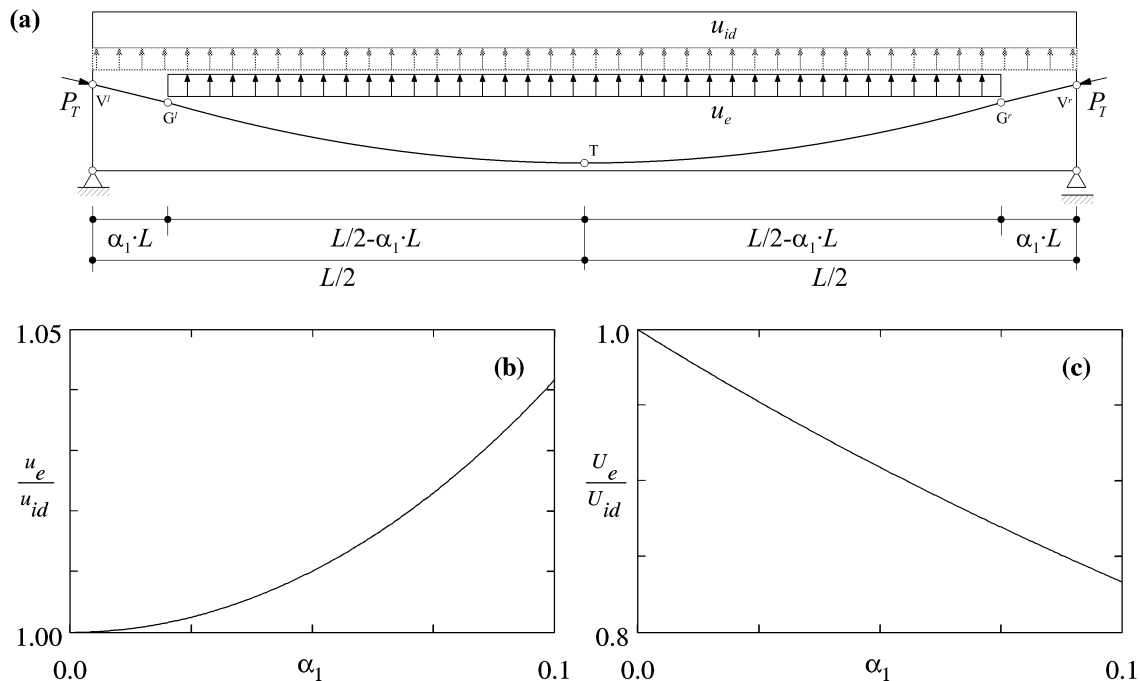


Bild 3.8 Vergleich der Umlenkkräfte aus Vorspannung am einfachen Balken bei Berücksichtigung der Endgeraden in der Spanngliedgeometrie – (a) Geometrie und Bezeichnungen; Verhältnis der verteilten Umlenkkräfte und (b) Verhältnis der Gesamtbeträge der Umlenkkräfte.

### 3.4.4 Strassenlasten

#### Normengenerationen

In [V-110] werden die verschiedenen Normengenerationen [N-3], [N-4], [N-5] in einer Parameterstudie am einfachen Balken bezüglich der Biegebeanspruchung der Fahrbahnplatte in Querrichtung sowie der Biege- und Schubbeanspruchung in Längsrichtung bei offenen und geschlossenen Querschnitten miteinander verglichen. Es wird gezeigt, dass für Beanspruchungen in Querrichtung vor allem Tragwerke mit [N-3] als Bemessungsgrundlage genauer zu untersuchen sind. In Längsrichtung muss bei offenen, torsionsweichen Querschnitten unabhängig von der Normengeneration die Biegebeanspruchung überprüft werden; bei geschlossenen, torsionssteifen Querschnitten liegen dafür in der Regel genügende Tragsicherheiten vor. Die Schubbeanspruchung wird lediglich für geschlossene Querschnitte näher untersucht. Es zeigt sich, dass die Schubbeanspruchung unabhängig von der Normengeneration im Einzelfall untersucht werden sollte.

In [D-38] sind die über die Fläche eines Brückenfeldes integrierten Strassenlasten aus [N-3], [N-4], [N-5] für Brücken mit Fahrbahnbreiten  $b = 6 \dots 24$  m und Spannweiten

$L = 20 \dots 100$  m unter Vernachlässigung von Gehwegflächen einander gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass gerade bei breiten Brücken mit grossen Spannweiten, die mit [N-3] oder [N-4] bemessen wurden, sehr hohe Tragreserven bestehen können. Im hier vorwiegend interessierenden Bereich von  $L = 20 \dots 30$  m und  $b = 6 \dots 13$  m ergeben sich für schmale Brücken mit der heute gültigen Norm [N-5] praktisch unabhängig von der Spannweite etwa 15% höhere Einwirkungen gegenüber der früher verwendeten Norm [N-3]. Im Vergleich zu [N-4] ergibt sich je nach Spannweite eine höhere Belastung von 0...15%. Bei sehr breiten Brücken ergeben sich im Vergleich zu [N-3] wiederum unabhängig von der Spannweite Reserven von etwa 10%, gegenüber [N-4] je nach Spannweite 30...50%. Somit bedürfen vor allem schmale Brücken einer eingehenderen Untersuchung.

Die Abmessungen der vorhandenen Verkehrsfläche sind die Grundlage für mögliche Laststellungen. Dies ist insbesondere entscheidend für Einzellasten, da diese nach älteren Normen [N-3], [N-4] auf explizit als Gehweg bezeichneter Verkehrsfläche nicht angeordnet werden mussten. Gemäss [N-5] sind die Einzellasten ( $LM1$ ) hingegen auf allen dem Strassenverkehr zugänglichen Flächen anzuordnen, d.h. überall dort, wo dies nicht durch konstruktive Massnahmen verhindert wird. Dies führt vorwiegend bei auskragenden Bauteilen zu kritischen Situationen.

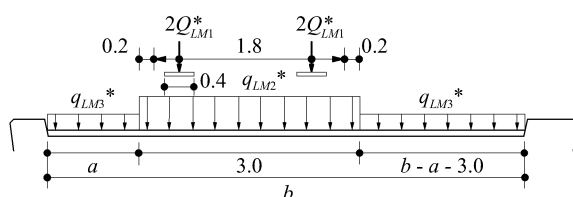
### Lastfaktor und dynamischer Beiwert

In der vorliegenden Arbeit sind die Strassenlasten in der Regel die Leiteinwirkung und werden gemäss [N-5] mit einem Lastfaktor von  $\gamma_Q = 1.5$  berücksichtigt. Werden sie Begleiteinwirkung, dürfen die Lastmodelle 1 und 3 mit einem Lastfaktor  $\psi = 0.8$  berücksichtigt werden.

Die dynamischen Wirkungen einer Achsgruppe werden gemäss [N-5] mit einem dynamischen Beiwert von  $\Phi_1 = 1.8$  multipliziert. Dieser ist unabhängig vom untersuchten Tragwerk oder Bauteil – anders als dies bei Bahnlasten der Fall ist –, muss hingegen nur für die Achsgruppe ( $LM1$ ) als einzige dynamische Einwirkung berücksichtigt werden. Eine ausführlichere Betrachtung zum dynamischen Beiwert findet sich in Abschnitt 3.8.2.

### Beispiel LV Wassnerwald

Bild 3.9 zeigt die Werte der Strassenlasten von [N-5] auf Bruchniveau für das Gefährdungsbild “Strassenverkehr” mit diesen als Leiteinwirkung ( $\gamma_Q = 1.5$ ,  $\gamma_R = 1.2$ ) und unter Berücksichtigung eines dynamischen Beiwerts  $\Phi_1 = 1.8$ .



$$Q^*_{LM1} = 1.2 \cdot 1.5 \cdot 1.8 \cdot 75 = 243 \text{ kN}$$

$$q^*_{LM2} = 1.2 \cdot 1.5 \cdot 5.0 = 9.0 \text{ kPa auf } 3.0 \text{ m}$$

$$q^*_{LM3} = 1.2 \cdot 1.5 \cdot 3.5 = 6.3 \text{ kPa}$$

(bei einer Gesamtbreite  $b < 9.0$  m)  
 $a$  je nach ungünstigster Anordnung

Bild 3.9 Leiteinwirkung Strassenlasten, [kN, m] – Anordnung und Kennwerte auf Bruchniveau.

## 3.5 Bruchmechanismen am Gesamttragwerk

Bruchmechanismen sind eine Anwendung des kinematischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie und liefern als solche obere Grenzwerte der Traglast. Für weitergehende Ausführungen zur Plastizitätstheorie und ihrer Grenzwertsätze sei beispielsweise auf [V-105] verwiesen.

Bruchmechanismen liefern bei recht bescheidenem rechnerischen Aufwand eine Größenordnung der Traglast. Sie leisten daher bei der Überprüfung bestehender Tragwerke sehr wertvolle Dienste, da sie auch bei komplizierten Verhältnissen meist eine einfache Abschätzung der Traglast erlauben. Zudem können Bruchmechanismen dazu herangezogen werden, die massgebende Anordnung von Wanderlasten zu bestimmen [D-38]. Als obere Grenzwerte dürfen sie allein jedoch nicht zur Beurteilung der Tragsicherheit verwendet werden, da sie nur Aussagen über den Spannungszustand in den Bruchzonen zulassen. Erst die Eingabelung durch obere und untere Grenzwerte erlaubt eine zuverlässige Einschätzung der effektiven Traglast eines Tragwerks.

### 3.5.1 Massgebender Mechanismus

Der massgebende Mechanismus ist derjenige mit dem geringsten Wert der Traglast respektive dem geringsten Verhältnis von innerer und äusserer Arbeit  $D/W$ :

$$\lambda = \text{Min}\left(\frac{D}{W}\right) . \quad (3.22)$$

Im Interesse der Übersichtlichkeit sollte an sich mit der Differenz  $D - W$  gearbeitet werden, um die massgebende Grösse des Lageparameters  $\eta L$  zu bestimmen, da die Untersuchung von Differenzen einfacher nachzuvollziehen ist als die Betrachtung von Quotienten. Die Unterschiede sind in der Regel marginal, da sich die Werte von  $\lambda$  im Bereich des Minimums in relativ engen Grenzen bewegen. Die Bestimmung des exakten Werts des Lageparameters  $\eta L$  ist vorwiegend von akademischem Interesse.

Für den Mechanismus mit der geringsten Traglast resp. mit dem geringsten Verhältnis  $D/W$  soll eine Plastizitätskontrolle durchgeführt werden, und zu diesem Zweck wird ein Spannungsfeld als unterer Grenzwert entwickelt, vgl. auch Kapitel 3.6. Ein solches Spannungsfeld erlaubt Aussagen über den Spannungszustand im ganzen betrachteten Tragwerksbereich.

Die Massgeblichkeit eines Mechanismus' wird durch das zugrunde liegende Versagen auch insofern beeinflusst, dass die Art des Bruchs eine Rolle spielt. Kann das Versagen duktil – was bei einem Biegebruch meist der Fall ist – vorausgesetzt werden, ist eine mangelnde Tragsicherheit sicher weniger gravierend einzustufen, als wenn ein sprödes Versagen massgebend wird, wie es beispielsweise bei einem Versagen mit Dissipation im Stegbeton anzunehmen ist. Dabei dürfen jedoch die Umstände, dass die Bruchlast bei einem realen Tragwerk im eigentlichen Sinne kraftgesteuert erreicht wird

und duktile Versagen wesentlich zuverlässiger prognostizierbar sind, nicht ausser Acht gelassen werden.

### 3.5.2 Einzelne Lastanteile und Definition der Tragreserve

Mit der Betrachtung von  $\lambda$  gemäss (3.22) wird eine Aussage über eine globale Reserve – resp. ein globales Defizit – bezüglich aller nominellen Bruchlasten gemäss (3.1) gemacht. Dies entspricht implizit einer gleichmässigen Steigerung aller Lastanteile bis zum Erreichen des nominellen Bruchniveaus.

Wird eine Überprüfung eines bestehenden Tragwerks veranlasst – Abschnitt 3.1.1 –, ist hingegen meist von Interesse, ob eine Einschränkung der Nutzung erforderlich ist. Daher wäre es sinnvoller, die vorhandenen Tragreserven bezüglich der variablen Lasten anzugeben, mit

$$\lambda_{q^*} = \frac{D_{tot} - W_{g^*}}{W_{Q^*, q^*}} . \quad (3.23)$$

Wird  $\lambda < 1.0$ , ist die Tragsicherheit für das untersuchte Gefährdungsbild “Strassenlasten” nicht mehr gewährleistet, und eine Nutzungsbeschränkung ist eine mögliche Massnahme. Die ständigen Lasten  $g^*$  sind bei einem bestehenden Tragwerk im Rahmen der Möglichkeiten eindeutig definiert – Abschnitt 3.4.2 –, und zumindest diese sollten aufgenommen werden können, allenfalls im Sinne einer aussergewöhnlichen Einwirkung gemäss [N-5], d.h. ohne Lastfaktoren. Liefert (3.23) als Ergebnis  $\lambda < 0$ , kann die Tragsicherheit nicht einmal mehr für die ständigen Lasten  $g^*$  gewährleistet werden, und es sind unbedingt sichernde Sofortmassnahmen im Sinne von [N-14] einzuleiten.

Die Aufteilung der Tragreserve resp. die Anteile der einzelnen Einwirkungen am Tragdefizit kann weiter verfeinert untersucht werden. In [D-38] wird die Kombination verschiedener Lastanteile an den nominellen Bruchlasten anhand sogenannter Fließflächen im Belastungsraum eingehend untersucht und an einem Beispiel illustriert. Für diesbezügliche Ausführungen sei deshalb auf die genannte Arbeit verwiesen.

### 3.5.3 Grundmechanismen

Für jedes statische System gibt es theoretisch unendlich viele Mechanismen mit zugehörigen oberen Grenzwerten für die Traglast. Es ist daher sinnvoll, verschiedene Grundmechanismen einzeln zu untersuchen. Diese Grenzwerte liefern in Abhängigkeit der geometrischen Lage der Gleitlinien jeweils einen minimalen oberen Grenzwert der Traglast sowie eine zugehörige Anordnung der Wanderlasten. Bei zusammengesetzten Systemen werden solche Bruchmechanismen als Grundmechanismen bezeichnet, bei denen alle (Längs-)Tragelemente gleichzeitig versagen und die Betrachtungen somit am ebenen System vollzogen werden können. Grundsätzlich sind auch räumliche Mechanismen möglich, die für die Bestimmung der Traglast massgebend werden können. Die

Kinematik solcher Mechanismen wird ungleich komplexer, und eine solche Fragestellung kann entweder nur numerisch oder lediglich mit vereinfachenden Annahmen untersucht werden. In diesem Zusammenhang sei auf die Untersuchungen in [D-38] und [F-57] verwiesen.

In Bild 3.10 sind einige Grundmechanismen für einen einfachen Balken mit gerader und parabolisch geführter (Spann-)Bewehrung zusammengestellt. Tabelle 3.6 zeigt die zugehörigen Dissipationsenergien, die Arbeiten der äusseren Kräfte, Hilfsgrössen sowie die massgebende Anordnung des Einzellastenpaars. Diese Grundmechanismen werden nachstehend eingehend diskutiert. Für Mechanismen in Rand- und Innenfeldern von Durchlaufträgern sowie für spannweitenübergreifende Mechanismen sei auf [D-38] und [V-105] verwiesen.

### 3.5.4 Biegemechanismus

#### Kinematik

Bild 3.10 (b) zeigt einen Biegemechanismus mit einer vertikalen Diskontinuitätslinie. Die Öffnung dieser Versagensebene geschieht senkrecht zur Diskontinuität, und man spricht in diesem Zusammenhang von sogenannten Kollapsrissen [D-31]. Diese "Risse" haben nichts mit effektiv vorhandenen Rissen zu tun, sondern entsprechen Diskontinuitäten in den Verschiebungsinkrementen, bei denen die Öffnung nur senkrecht zur Richtung der Versagensebene erfolgen kann.

#### Dissipationsenergien

Die Längsbewehrungen  $A_p$  und  $A_s$  liefern einen Beitrag an die Dissipationsenergien  $D_{Ap}$  und  $D_{As}$ , (3.24)<sub>1,2</sub>. Bei der parabolisch geführten Bewehrung  $A_p$  darf lediglich der Horizontalanteil berücksichtigt werden. Üblicherweise werden für die Spanngliedgeometrie jedoch kleine Winkel vorausgesetzt, so dass  $\cos\beta_T \approx 1$ , vgl. auch Abschnitt 3.4.3.

In der Betondruckzone entlang der Strecke EF gemäss Bild 3.10 (b) wird ebenfalls Energie dissipiert. Bei der üblicherweise vorausgesetzten Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  leistet der Stegbeton im vorliegenden Mechanismus keinen Beitrag an die Dissipation. Die Höhe  $t_c$  der Betondruckzone wird so bestimmt, dass sie mit der Fliesskraft aller Bewehrungen im Gleichgewicht stehen kann. Bei profilierten Trägern kann sie in erster Näherung als die Höhe des Druckflanschs angenommen werden.

Da die Diskontinuitätslinie parallel zu den (vertikalen) Bügelbewehrungen verläuft, leisten diese keinen Anteil an die Dissipation. Die gesamte Dissipationsenergie  $D_{tot}$  kann daher auch direkt in Abhängigkeit des Biege widerstands  $M_R(x)$  ausgedrückt werden, (3.24)<sub>4</sub>.

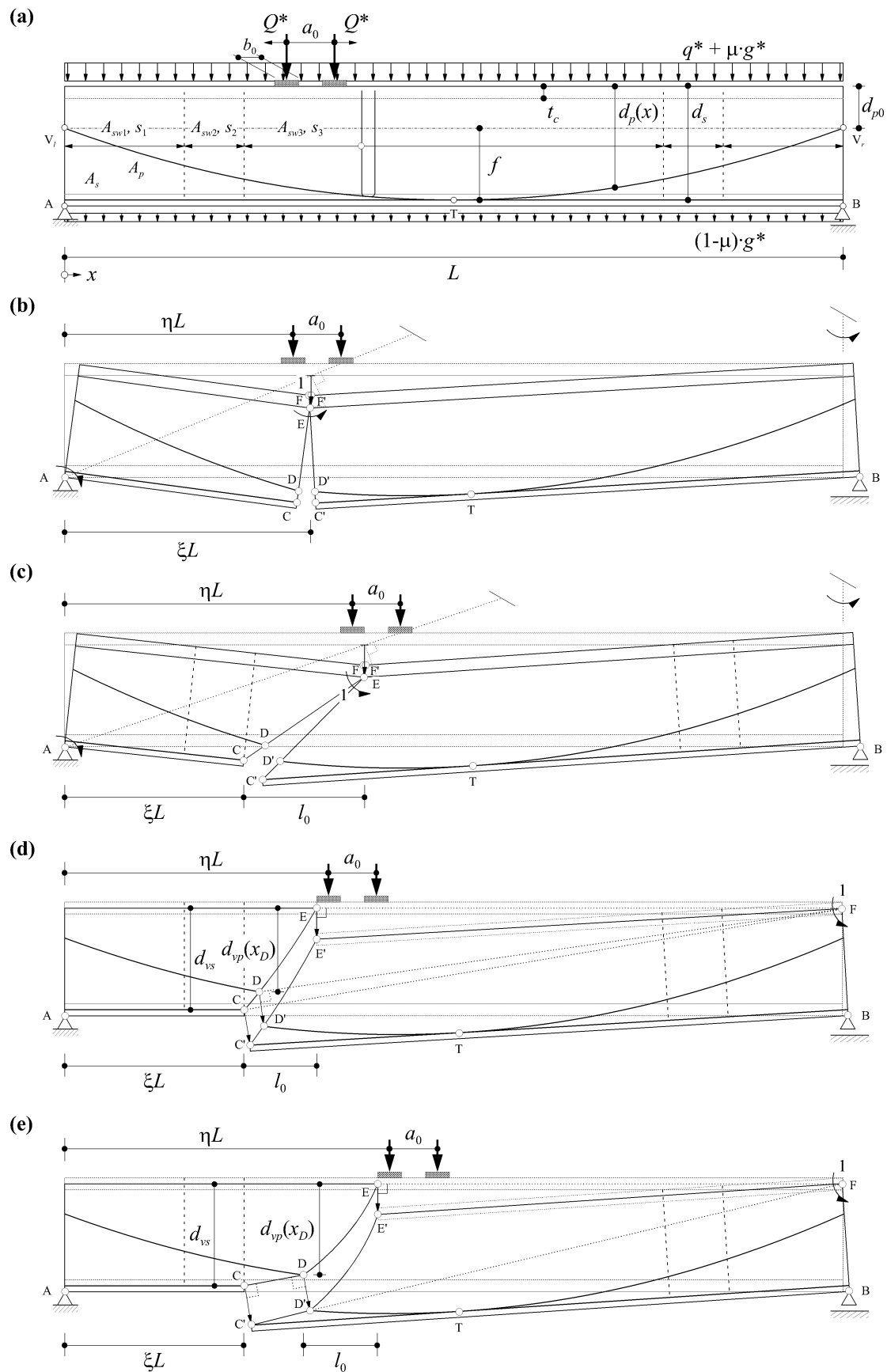


Bild 3.10 Bruchmechanismen am einfachen Balken – (a) Geometrie, Bewehrung und Belastung; (b) Biegemechanismus; (c) Biegeschubmechanismus; (d) Stegdrukkbruchmechanismus für die ganze Stegscheibe und (e) Stegdrukkbruchmechanismus mit Versagen im oberen Teil der Stegscheibe.

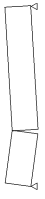



Mechanismus	Dissipationsenergien	Arbeiten der äusseren Kräfte	Laststellung, Hilfsgrössen, Bemerkungen
 <p><b>Bild 3.10 (b)</b></p>	$D_{A_p} = A_p f_{py} [d_p(x) - t_c] \cdot \omega \geq A_p f_{py} [d_{p0} + f - t_c] \cdot \omega$ $D_{A_s} = A_s f_{sy} [d_s - t_c] \cdot \omega,$ $D_{f_c} = b_c f_c^2 / 2 \cdot \omega, \text{ für alle } \omega = \frac{1}{\xi(1-\xi)L}$ $D_{min, rot} = 4 \cdot M_R(x_T) / L \text{ bei massg. Laststellung}$	$W_{Q^*} = Q^* \frac{\eta(1-2\xi) + \xi(1-a_0/L)}{\xi(1-\xi)} \geq 2Q^* \left(1 - \frac{a_0}{L}\right)$ $W_{q^*} = \frac{q^*}{2} L$ $W_{g^*} = \frac{g^*}{2} L$	<p>Massgebende Laststellung: <math>\eta L + \frac{b_0}{2} \leq \xi L \leq \eta L + a_0 - \frac{b_0}{2}</math></p> <p>Spannglied: <math>d_p(x) = d_{p0} - 4f \frac{x^2}{L^2} + 4f \frac{x}{L}</math> (3.26)</p> <p><math>D/W = \min</math> für <math>\xi = \frac{L}{2}</math>, indifferent für <math>\eta L</math> in obigen Grenzen</p>
 <p><b>Bild 3.10 (c)</b></p>	$D_{A_p} = A_p f_{py} [d_p(x_D) - t_c + \tan \beta_T(x_D)] [\xi L + l_0 - x_D]$ $D_{A_s} = A_s f_{sy} [d_s - t_c]$ $D_{f_c} = b_c f_c^2 / 2$ $D_{A_{sw}} = [n(l_0) - 1] A_{sw} f_{sw} \left[ l_0 - [n(l_0) + 1] \frac{S_i}{2} \right]$	$W_{Q^*} = 2Q^* \left[ \xi[(1-\xi)L - l_0] - (\xi L + l_0) \frac{a_0 - b_0}{2L} + \frac{2(l_0 - b_0)}{4} \right]$ $W_{q^*} = \frac{q^*}{2} (\xi L + l_0) [(1-\xi)L - l_0]$ $W_{g^*} = \frac{g^*}{2} \{ (\xi L + l_0) [(1-\xi)L - l_0] + (1-\mu) l_0^2 \}$	<p>Massgebende Laststellung: <math>\eta L + \frac{b_0}{2} = \xi L + l_0</math></p> <p>Spannglied: <math>\tan \beta_T(x) = 4 \frac{f}{L} - 8 \frac{f}{L^2} x, \cos \beta_T = 1, \sin \beta_T \approx \tan \beta_T</math></p> <p><math display="block">x_D = \frac{L}{2} + \frac{L^2}{8f} \left[ \frac{d_s - t_c}{l_0} - \sqrt{\left( \frac{4f}{L} + \frac{d_s - t_c}{l_0} \right)^2 - \frac{16f}{L^2} \left( f + \xi L \frac{d_s - t_c}{l_0} \right)} \right]</math> (3.29)</p>
 <p><b>Bild 3.10 (d)</b></p>	$D_{A_p} = A_p f_{py} [d_{vp}(x_D) + \tan \beta_T(x_D)] [L - x_D]$ $D_{A_s} = A_s f_{sy} d_{vs}$ $D_{f_{ce}} = \frac{f_{ce} b_w}{2} [(1-\xi)L d_{vs} \tan \theta - d_{vs}^2]$ $D_{A_{sw}} = [n(l_0) - 1] A_{sw} f_{sw} \left[ (1-\xi)L - [n(l_0) + 1] \frac{S_i}{2} \right]$	$W_{Q^*} = 2Q^* \left[ (1-\xi)L - l_0 - \frac{a_0 + b_0}{2} \right]$ $W_{q^*} = \frac{q^*}{2} [(1-\xi)L - l_0]^2$ $W_{g^*} = \frac{g^*}{2} \{ [(1-\xi)L - l_0]^2 + (1-\mu) l_0 [2(1-\xi)L - l_0] \}$	<p>Massgebende Laststellung: <math>\eta L - \frac{b_0}{2} = \xi L + l_0</math></p> <p>Hebelarme Stegscheibe: <math>d_{vp} = d_p(x) - t_c / 2, d_{vs} = d_s - t_c / 2</math></p> <p><math display="block">x_D = \frac{L}{2} + \frac{L^2}{8f} \left[ \frac{d_{vs}}{l_0} - \sqrt{\left( \frac{4f}{L} + \frac{d_{vs}}{l_0} \right)^2 - \frac{16f}{L^2} \left( f + \xi L \frac{d_{vs}}{l_0} \right)} \right]</math> (3.31)</p> <p>Hauptrichtungswinkel: <math>\tan 2\theta = \frac{2d_{vs}(1-\xi)L}{(1-\xi)^2 L^2 - [(1-\xi)L - l_0]^2 - d_{vs}^2}</math> (3.32)</p>
 <p><b>Bild 3.10 (e)</b></p>	$D_{A_p} = A_p f_{py} [d_{vp}(x_D) + \tan \beta_T(x_D)] [L - x_D]$ $D_{A_s} = A_s f_{sy} d_{vs}$ $D_{f_{ce}} = \frac{f_{ce} b_w}{2} [(L - x_D) d_{vp} \tan \theta - d_{vp}^2]$ $D_{A_{sw}} = [n(x_D - \xi L + l_0) - 1] A_{sw} f_{sw} \cdot \left[ (1-\xi)L - [n(x_D - \xi L + l_0) + 1] \frac{S_i}{2} \right]$	$W_{Q^*} = 2Q^* \left[ L - x_D - l_0 - \frac{a_0 + b_0}{2} \right]$ $W_{q^*} = \frac{q^*}{2} [L - x_D - l_0]^2$ $W_{g^*} = \frac{g^*}{2} \{ \mu [L - x_D - l_0]^2 + (1-\mu) (1-\xi)^2 L^2 \}$	<p>Massgebende Laststellung: <math>\eta L - \frac{b_0}{2} = x_D + l_0</math></p> <p>Hebelarme Stegscheibe: <math>d_{vp} = d_p(x) - t_c / 2, d_{vs} = d_s - t_c / 2</math></p> <p><math display="block">x_D = \frac{L}{2} + \frac{L^2}{8f} \left[ \frac{d_{vs}}{(1-\xi)L} - \sqrt{\left( \frac{4f}{L} + \frac{d_{vs}}{(1-\xi)L} \right)^2 - \frac{16f}{L^2} \left( f + \xi L \frac{d_{vs}}{(1-\xi)L} \right)} \right]</math> (3.34)</p> <p>Hauptrichtungswinkel: <math>\tan 2\theta = \frac{2d_{vs}(L - x_D)}{(L - x_D)^2 - (L - x_D - l_0)^2 - d_{vs}^2}</math> (3.35)</p>

Tabelle 3.6 Bruchmechanismen am einfachen Balken – Dissipationsenergien, Arbeit der äusseren Kräfte und Hilfsgrössen.



### Arbeit der äusseren Kräfte und Anordnung der Einzellasten

Bei einem vertikalen Kollapsriss spielt die Aufteilung der ständigen Lasten  $g^*$  auf den Ober- und Untergurt – Bild 3.10 (a) – keine Rolle, und die Berechnung kann am idealisierten Stab erfolgen. Die verteilten Nutzlasten  $q^*$  liefern ebenfalls einen konstanten Beitrag an die Arbeit der äusseren Kräfte. Ein solcher Bruchmechanismus kann im Sinne der Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stabtragwerke auch als reiner Biegemechanismus bezeichnet werden, da die Kinematik des Mechanismus' nicht an einer Scheibe untersucht werden muss.

Für die Anordnung des Einzellastenpaars muss untersucht werden, ob sie einseitig oder beidseitig der Diskontinuitätslinie angeordnet werden müssen. Die Verteilung des Biege widerstands entlang der Stabachse werde parabolisch mit einem Minimalwert von  $\alpha \cdot M_{RT,max}$  am Trägerrand vorausgesetzt, vgl. hierzu auch Bild 3.11 (a). Für den Fall der einseitigen Anordnung kann rechnerisch gezeigt werden, dass die Funktion  $D/W$  zwar ein Minimum erreicht für

$$\xi = \frac{1}{2} \left[ 1 \pm \frac{\sqrt{1-\alpha}}{1-\alpha} \right], \quad (3.36)$$

dieses Minimum jedoch nicht im Intervall  $\xi \in \{0, 1\}$  liegt. Die Lage  $\xi$  des Rotationszentrums E des Kollapsrisses gemäss Bild 3.10 (b) erreicht für  $\alpha \rightarrow 0$  gerade die Intervallsgrenzen, und für  $\alpha \rightarrow 1$  gilt  $\xi \rightarrow \pm\infty$ . Ersteres entspräche einem eigentlichen Schubmechanismus am Auflager und damit nicht den vorausgesetzten Verhältnissen.

Die Einzellasten müssen somit beidseitig der Diskontinuitätslinie angeordnet werden. Für diesen Fall kann gezeigt werden, dass  $\lambda$  unabhängig von  $\alpha$  in Balkenmitte bei  $\xi = 0.5$  ein Minimum erreicht. Für diese Lage des Kollapsrisses wird die Anordnung des Lastenpaars gemäss (3.25)<sub>1</sub> unabhängig von  $\eta$ , und es kann ebenso gut zentrisch über dem Kollapsriss angeordnet werden.

Die Verhältnisse für die massgebende Anordnung der Einzellasten und die massgebende Lage der Diskontinuitätslinie – resp. des plastischen Gelenks bei Behandlung als Stabstatikproblem – präsentieren sich somit erwartungsgemäss.

#### 3.5.5 Abstufung der Längsbewehrung

Wird beim einfachen Balken von Bild 3.10 (a) die Bewehrung  $A_s$  nur im Mittelbereich zugelegt, ergeben sich etwas andere Verhältnisse. Es wird angenommen, dass die Bewehrung  $A_s$  symmetrisch zur Mitte auf einer Strecke  $(1-2\zeta)L$  eingelegt werde, und dass sie einen Zuwachs  $\beta$  gegenüber dem Maximalwert  $M_{RT,max}$  des parabolisch verteilt angenommenen Biege widerstands aus der Spannbewehrung  $A_p$  bewirke. Die beiden Einzellasten und die verteilten Lasten werden jeweils zusammengefasst, Bild 3.11 (a).

Wird zur Bestimmung der massgebenden Lage  $\xi$  des plastischen Gelenks ein Kollapsrissmechanismus gemäss Bild 3.10 (b) untersucht, genügt es, die Dissipationsener-

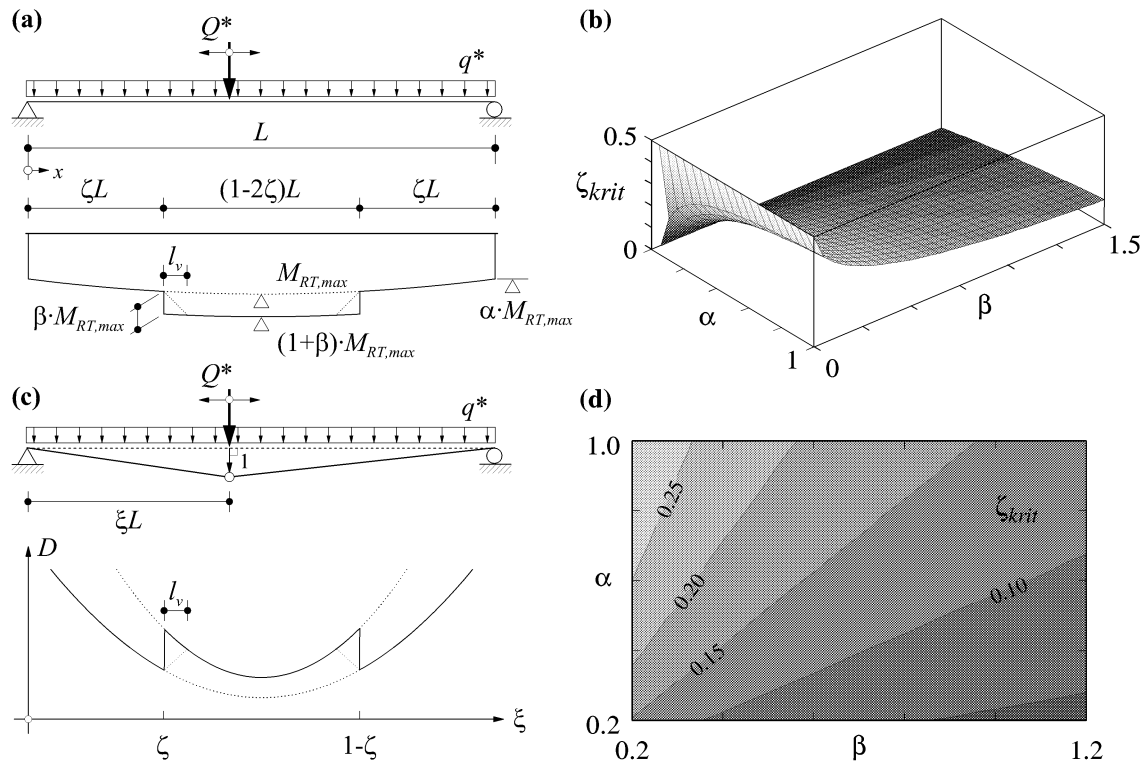


Bild 3.11 Abgestufte Längsbewehrung beim einfachen Balken – (a) System, Beanspruchung und Verteilung der Biegegewiderstände; (b) Abhängigkeit von  $\zeta_{krit}$  von den Beträgen der Biegegewiderstände; (c) Kollapsrissmechanismus mit qualitativem Verlauf der Dissipationsenergie und (d) kritische Zone  $\zeta_{krit}$  für die Abstufung der Bewehrung.

gien zu vergleichen, da die Arbeiten der äusseren Kräfte gemäss (3.25) für  $\eta = \xi$  und  $a_0 = 0$  einen konstanten Beitrag liefern. Für die massgebende Lage des plastischen Gelenks ist zu prüfen, ob die Dissipation bei  $\xi = \zeta$  grösser ist als bei  $\xi = 0,5$ , Bild 3.11 (c). Ist dies der Fall, stellt sich das plastische Gelenk in Balkenmitte ein – wo bereits intuitiv im Rahmen erster überschlägiger Überprüfungen der Biegegewiderstand nachgewiesen würde –, und das Versagen bei der Abstufung muss nicht betrachtet werden.

Es zeigt sich, dass die Länge  $\zeta L$ , auf der die zugelegte Bewehrung  $A_s$  nicht vorhanden ist, einen Wert  $\zeta_{krit}$  nicht überschreiten darf, damit das Versagen in Balkenmitte massgebend wird. Gilt für die Bewehrung eines bestehenden Tragwerks  $\zeta > \zeta_{krit}$ , stellt sich ein Biegemechanismus mit einem Gelenk bei der Abstufung der Bewehrung ein.

Der Wert  $\zeta_{krit}$  ist abhängig von der Verteilung der Biegegewiderstände, mit

$$\zeta_{krit} = \frac{1}{2} \left[ 1 - \sqrt{\frac{\beta}{\alpha + \beta}} \right], \quad (3.37)$$

und ist in Bild 3.11 (b) qualitativ dargestellt. Bei der Bestimmung von  $\zeta$  muss die Verankerungslänge  $l_v$  der Bewehrung – Bild 3.11 (a) und (c) – sowie an sich der Anteil der Querkraft an der Beanspruchung der Längsbewehrung (Versatzmass) berücksichtigt werden. Ob die Verhältnisse kritisch und damit näher zu untersuchen sind, kann in einem ersten Schritt unter Vernachlässigung dieser Länge abgeschätzt werden.

Der Faktor  $\alpha$  in der Verteilung der Biegegewiderstände gemäss Bild 3.11 (a) beläuft sich je nach Querschnittsform auf etwa 0.2...0.5, wenn nur parabolisch geführte Spannbewehrung vorhanden ist [V-126]. Wird zusätzlich gerade Spann(bett)bewehrung verwendet, erhöht sich  $\alpha$  bis auf etwa 0.8, je nach Aufteilung des gesamten Spannstahlquerschnitts auf die einzelnen Spannbewehrungen. Liegt nur gerade Bewehrung vor, gilt  $\alpha = 1$  – unter der Voraussetzung einer genügenden Auflagersicherung –. Der Zuwachs  $\beta$  im Biegegewiderstand durch die zugelegte Bewehrung  $A_s$  dürfte etwa 40...100% betragen. (3.37) ist in Bild 3.11 (d) im ungefähren Bereich der genannten Grenzen ausgewertet.

Es kann somit gefolgert werden, dass Zulagebewehrungen – je nach ihrer Grösse und je nach Querschnittsform des Trägers – bis auf etwa 30% der Spannweite, wenn nicht sogar bis praktisch ganz an die Auflager herangeführt werden müssen, damit sich ein plastisches Gelenk in Balkenmitte einstellen kann. Ist bei einem bestehenden einfachen Balken eine zusätzliche Bewehrung lediglich auf etwa dem mittleren Drittel zugelegt, sollte demnach Mechanismen mit Lagen der Kollapsrisse bei den Abstufungen besondere Beachtung geschenkt werden.

### 3.5.6 Biegeschubmechanismus

#### Kinematik

In Bild 3.10 (c) ist ein Mechanismus mit einem geneigtem Kollapsriss dargestellt. Dieser wird als Biegeschubmechanismus bezeichnet, da in den Bügelbewehrungen aufgrund der Neigung des Kollapsrisses ebenfalls Energie dissipiert wird.

Der angenommene Verschiebungszustand zeigt, dass ein einzelner Lageparameter nicht ausreicht, um den Mechanismus vollständig zu beschreiben, sondern dass eine Betrachtung als Scheibe erforderlich ist. Sinnvollerweise wird der Fusspunkt  $\xi L$  der Gleitlinie vorgängig gewählt, und die horizontale Länge  $l_0$  des Kollapsrisses so variiert, dass die Funktion  $\lambda$  ein Minimum erreicht. Solche Fixpunkte  $\xi L$  sind im vorliegenden Fall Abstufungen der Bügel- oder der Längsbewehrung.

#### Dissipationsenergien

Wegen der Kinematik des Bruchmechanismus' liefert der Vertikalanteil des Spannglieds  $A_p$  ebenfalls einen Beitrag zur Dissipationsenergie  $D_{Ap}$ . Unter der Annahme kleiner Winkel für die Spanngliedgeometrie gilt  $\cos \beta_T = 1$  und  $\sin \beta_T \cong \tan \beta_T$ , vgl. (3.27)<sub>1</sub>. Es ist auch zu beachten, dass der Schnittpunkt  $x_D$  des Kollapsrisses mit der Spanngliedachse von der horizontalen Länge  $l_0$  der Diskontinuitätslinie abhängt, (3.29).

Bei der Bestimmung der Dissipationsenergie  $D_{Asw}$  in der Bügelbewehrung gemäss (3.27)<sub>4</sub> ist zu berücksichtigen, dass sich von den im Tragwerk diskret verteilten Bügeln auf der Strecke  $l_0$  lediglich  $n-1$  statt  $n$  Bügel an der Dissipation beteiligen. Hier dient die Vorstellung, dass der Fusspunkt  $\xi L$  des Kollapsrisses gerade rechts eines Bügels liegt

und dieser daher nicht mitwirkt, Bild 3.10 (c). Wird dieser Umstand nicht berücksichtigt, führt dies vor allem bei grossen Stababständen und steilen Kollapsrissen zu einer bedeutenden Überschätzung der in der Bügelbewehrung dissipierten Energie [D-38].

Für die Dissipation  $D_{A_s}$  in der Längsbewehrung  $A_s$  und für die Dissipation  $D_{f_c}$  in der Betondruckzone EF ergeben sich keine Änderungen gegenüber dem Biegemechanismus von Bild 3.10 (b).

Kinematisch zulässig wäre auch die Ausbildung eines beidseitigen Biege-Schubmechanismus'. Ein solcher Mechanismus ist insofern wenig wahrscheinlich, da bereits die Ausbildung eines einseitigen Kollapsrisses ein kinematisch zulässigen Verschiebungszustand darstellt. Zudem wird der Mechanismus von zwei horizontalen Längen von Kollapsrissen abhängig, und damit rechnerisch aufwendig zu behandeln.

### **Arbeit der äusseren Kräfte und Anordnung der Einzellasten**

Infolge der Neigung des Kollapsrisses spielt die Aufteilung der ständigen Lasten auf Ober- und Untergurt bei diesem Mechanismus gemäss (3.28)<sub>3</sub> eine Rolle. Die beiden Teile des Bruchkörpers weisen in Abhängigkeit der Variablen  $l_0$  unterschiedliche Rotationsgeschwindigkeiten und damit unterschiedliche Verschiebungsinkremente auf. Mit der gewählten Bezugsgrösse für die Verschiebungsinkremente – Rotationsgeschwindigkeit 1 in E – ist der Beitrag der verteilten Nutzlast an den Arbeiten der äusseren Kräfte ebenfalls von dieser Variablen abhängig, (3.28)<sub>2</sub>. Würde als Bezugsgrösse die Einsenkung beim Kopfpunkt des Kollapsrisses gewählt, wäre dies in Analogie zu den Arbeiten der verteilten Lasten gemäss (3.25) nicht der Fall.

Für die Anordnung des Einzellastenpaars kann geometrisch gezeigt werden, dass die massgebende Lage für  $\eta L = \xi L + l_0 - b_0/2$  erreicht wird. Der Anteil des Einzellastenpaars an der Arbeit der äusseren Kräfte hängt damit neben der Variablen  $l_0$  auch von der Belastungskonfiguration – Aufstandslänge  $b_0$  einer Einzellast sowie deren gegenseitigem Abstand  $a_0 - ab$ , (3.28)<sub>1</sub>. Für die Aufstandslänge  $b_0$  einer Einzellast darf die Ausbreitung der Kraft im Fahrbahnaufbau berücksichtigt werden.

Biegeschubbruchmechanismen gemäss Bild 3.10 (c) können vor allem dazu verwendet werden, um die Anordnung von Einzellasten zu überprüfen, die anhand eines Mechanismus' gemäss Bild 3.10 (d) bestimmt wurde – siehe hiezu auch unten –, oder um zu prüfen, ob der Dissipationsverlust infolge einer Abstufung der Längsbewehrung durch den Dissipationsgewinn in der Bügelbewehrung kompensiert werden kann.

### 3.5.7 Stegdruckbruchmechanismus

#### Kinematik

Bild 3.10 (d) zeigt einen durch eine geneigte Bruchzone charakterisierten Bruchmechanismus, in dem die Öffnung der Gleitlinie nicht senkrecht dazu steht. Damit wird im Stegbeton Energie auf Druck dissipiert; ein Umstand, der für die Namensgebung des Mechanismus' verantwortlich ist. Gerade bei profilierten Trägern mit dünnen Stegen und schwachen Bügelbewehrungen werden solche Mechanismen für eigentliche Versagen auf Querkraft oft massgebend.

Die Kinematik zeigt, dass ein einzelner Lageparameter ebenfalls nicht ausreicht, um den Mechanismus vollständig zu beschreiben. Daher ist es auch hier sinnvoll, den Fusspunkt bei  $\xi L$  vorgängig zu wählen und die horizontale Länge  $l_0$  der Gleitlinie für ein Minimum von  $\lambda$  zu variieren. Als Fixpunkte  $\xi L$  kommen im vorliegenden Fall Abstufungen der Bügel- und Längsbewehrungen sowie Verbreiterungen des Stegs in Frage. So kann beispielsweise angenommen werden, dass  $A_{sw3}/s_3 < A_{sw2}/s_2$  oder dass entlang der Strecke CA die Stegbreite  $b_w$  zunimmt, Bild 3.10 (a) und (d).

Für den kinematisch zulässigen Verschiebungszustand wird angenommen, dass in der Betondruckzone im Obergurt keine Energie auf Druck dissipiert werde. Das Momentanzentrum muss daher auf einer Parallelen zum Obergurt oberhalb davon liegen. Da das Auflager B lediglich eine horizontale Verschiebung zulässt und die Auflagerreaktion keine Arbeit leisten soll, muss das Rotationszentrum auf der Vertikalen durch das Lager liegen. Für die Stegscheibe wird der Übergang zum Druckgurt auf einer mittleren Höhe desselben angenommen. Das Rotationszentrum liegt somit im Punkt F im Obergurt, falls in der Betondruckzone keine Zugkräfte mobilisiert werden sollen. Es wäre denkbar, das Momentanzentrum oberhalb des Gurts über dem Auflager anzunehmen und die Dissipation infolge der Betonzugfestigkeit zu vernachlässigen. Allerdings muss dann die im Obergurt üblicherweise vorhandene Bewehrung berücksichtigt werden. Soll diese Bewehrung keine Energie dissipieren, muss das Rotationszentrum zwingend im Punkt F im Obergurt liegen.

Es kann festgestellt werden, dass sich die Gleitlinie immer auf der Seite des festen Auflagers befinden muss. Bei einem Mechanismus mit einer Gleitlinie auf der Seite des verschieblichen Auflagers würde sich das Momentanzentrum im Auflager A befinden, und der Verschiebungszustand würde somit zu Dissipation in der Betondruckzone führen. Solche Verhältnisse werden bei Innenfeldern von Durchlaufträgern angetroffen [D-38].

#### Dissipationsenergien

Die Gleitlinie im Stegbeton hat die Form einer Hyperbel. Dies resultiert aufgrund der Bedingung, dass die um den Winkel  $\theta$  geneigte Hauptrichtung (auf Druck) im Steg in jedem Punkt der Gleitlinie den Winkel zwischen der Tangente an die Gleitlinie und der

Senkrechten auf den Verschiebungsvektor halbieren muss. Dies führt zu einer Differentialgleichung, deren Lösung eine Hyperbel ist [D-29].

Die Bestimmung der Dissipationsenergie  $D_{Ap}$  in der Spannbewehrung  $A_p$  bietet im Gegensatz zum Dissipationsbeitrag  $D_{As}$  der schlaffen Bewehrung  $A_s$  gewisse Erschwernisse, da der Schnittpunkt der Parabel des Spannglieds mit der Hyperbel der Gleitlinie bestimmt werden muss. Dieses geometrische Problem kann mit numerischen Methoden gelöst werden. Wird die Gleitlinie für die Bestimmung der Schnittpunktkoordinate  $x_D$  gemäss (3.32)<sub>1</sub> als Gerade angenähert, werden die Verhältnisse wesentlich vereinfacht. Vergleichsrechnungen am Beispiel gemäss Abschnitt 3.5.9 haben gezeigt, dass die Lage von  $x_D$  bei Annäherung der Gleitlinie als Gerade auch bei sehr flachen Gleitlinien um höchstens etwa 5% unterschätzt wird. Die Dissipationsenergie  $D_{Ap}$  wird mit 1...2% geringfügig überschätzt. Für die Bestimmung der Dissipation in der Spannbewehrung kann die Gleitlinie also mit ausreichender Genauigkeit als Gerade angenähert werden, da die Unsicherheiten im Bezug auf die effektive Spanngliedgeometrie (ungewollte Umlenkungen, Exzentrizitäten im Hüllrohr u. dgl. mehr) weit grösser sein dürften.

Für die Bestimmung der Dissipation im Stegbeton  $D_{fce}$  darf die Näherung als Gerade hingegen nicht verwendet werden. Eine solche Näherung entspräche implizit einem rein translatorischen Mechanismus und damit einem konstanten Verschiebungsinkrement über die ganze horizontale Breite der Gleitlinie, und lieferte als Dissipationsenergie (auf ein konstantes Verschiebungsinkrement der Gleitlinie von 1 normiert) [F-76]

$$D_{fce} = \frac{f_{ce} b_w}{2} \cdot [\sqrt{l_0^2 + d_{vs}^2} - l_0] \quad (3.38)$$

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass die Dissipationsenergie bei sehr flachen Gleitlinien um mehr als 100% überschätzt würde; bei einer Gleitlinienneigung von etwa 32° würde die Dissipationsenergie im Stegbeton bereits um etwa 10% überschätzt. Die Überschätzung nimmt mit flacheren Neigungen der Gleitlinien überproportional zu. Die unterschiedlichen Verschiebungsinkremente über die Gleitlinie müssen demnach unbedingt berücksichtigt werden, und die Bestimmung der Dissipation  $D_{fce}$  im Stegbeton sollte für den betrachteten Mechanismus gemäss (3.30)<sub>3</sub> erfolgen. Der Winkel  $\theta$ , der für die Bestimmung von  $D_{fce}$  benötigt wird, kann für den vorliegenden Fall mit (3.32)<sub>2</sub> bestimmt werden. Dieser Wert entspricht bei einer vollständigen Lösung gerade der Neigung der Druckdiagonalen eines Spannungsfelds über die ganze Steghöhe, und liefert für andere Fälle eine Grössenordnung für die mittlere Diagonalenneigung.

Prinzipiell wäre es auch denkbar, Anteile an die Dissipationsenergie aus dem Abscheren der Flansche zu berücksichtigen. Dieser Anteil rührt jedoch implizit von der Betonzugfestigkeit her und wird daher in der Regel vernachlässigt. In Versuchen, in denen der Stegbeton versagt, kann oft die Ausbildung einer eigentlichen Schar von Gleitlinien beobachtet werden. Dieses Phänomen beruht auf der Verformungslokalisierung im Stegbeton infolge Entfestigung nach Überschreiten der effektiven Druckfestigkeit

$f_{ce}$ . Dies führt zu Knicken in den Gurten wegen der Schiebungsdifferenz zwischen Entfestigungsbereich und dem übrigen, elastisch entlastenden Bereich des Stegs. Bei profilierten Trägern führt dies zur Aktivierung von Biegegewiderständen in den Flanschen. Diese Biegegewiderstände können jedoch im allgemeinen nicht berücksichtigt werden, weil sie erst nach Überschreiten der Druckfestigkeit  $f_{ce}$  in den Druckdiagonalen mobilisiert werden [D-32]. Sie mildern lediglich die spröde Natur dieses Versagens. Die Biegegewiderstände in den Flanschen werden ausserdem über die Normalkraft-Interaktion mit den globalen Gurtkräften beeinflusst. Bei Untersuchung einer Gleitlinienschar in Rotationsmechanismen wie demjenigen von Bild 3.10 (d), kann die Dissipation  $D_{fce}$  im Stegbeton anhand einer mittleren Gleitlinie bestimmt werden. Die Berechnung der Dissipation  $D_{Ap}$  in der gekrümmt geführten Spannbewehrung wird jedoch aufwendig, da in der Bruchzone unterschiedliche Verschiebungsinkremente entlang der Spanngliedachse berücksichtigt werden müssten. In der praktischen Anwendung wird wohl von Mittelwerten der Verzerrungsinkremente und der Spanngliedachsen ausgegangen [D-38].

Die Ausbildung eines translatorischen Mechanismus' würde auf einem symmetrischen Stegdruckbruch beruhen. Ein solches Versagen ist bei einem einfachen Balken kaum wahrscheinlich, weil einerseits das Versagen gleichzeitig auf beiden Seiten auftreten müsste und andererseits ein einseitiges Versagen bereits einen kinematisch zulässigen Verschiebungszustand darstellt. Für Durchlaufträger ist ein solches Versagen hingegen durchaus denkbar und in [D-38] behandelt. Die schlaffe (horizontale) Bewehrung  $A_s$  trägt nichts an die Dissipation bei, da die Verschiebungsinkremente senkrecht auf deren Richtung stehen. Beim Beitrag des Spannglieds  $A_p$  darf lediglich der Vertikalanteil  $A_p \cdot f_{py} \cdot \tan \beta_T$  berücksichtigt werden. Ein Bruchmechanismus, bei dem das Spannglied keine Energie dissipiert, kann nur mit einer (translatorischen) Verschiebung senkrecht zur Spanngliedachse erreicht werden. Bei einem solchen Mechanismus wird allerdings Dissipationsenergie auf Druck in den Gurten geleistet. Der translatorische Mechanismus mit Dissipation im Vertikalanteil der Spanngliedkraft dürfte daher massgebend werden.

Die Bestimmung der Dissipation  $D_{Asw}$  in der Bügelbewehrung bietet keine Schwierigkeiten. Für die Anzahl der am Mechanismus mitwirkenden diskreten Bügel gelten die gleichen Überlegungen wie im vorangegangenen Abschnitt 3.5.6. Für einen symmetrischen Stegdruckbruch mit Gleitlinien auf beiden Seiten des Trägers darf bei einem konstanten Verschiebungsinkrement von 1 in der Gleitlinie lediglich die Gesamtfliesskraft  $[n(l_0)-1]A_{sw}f_{syw}$  berücksichtigt werden.

Grundsätzlich bietet die Anwendung von Stegdruckbruchmechanismen auf profilierte Träger mit linear veränderlicher Stegbreite ebenfalls keine Schwierigkeiten [D-38]. Bei translatorischen Mechanismen ergeben sich für veränderliche Stegbreiten keine Änderungen gegenüber Trägern konstanter Stegbreite, da entlang der Gleitlinie überall dasselbe Verschiebungsinkrement vorliegt und somit von einer mittleren Stegbreite ausgegangen werden kann. Bei Rotationsmechanismen wie in Bild 3.10 (d) liegen etwas andere Verhältnisse vor. Es kann jedoch gefolgert werden, dass sich absolut gesehen nur

unwesentliche Unterschiede ergeben, und dass die Dissipationsenergie  $D_{fce}$  bei Bestimmung anhand einer mittleren Stegbreite stets unterschätzt wird und somit Resultate auf der sicheren Seite liefert.

### **Arbeit der äusseren Kräfte und Anordnung der Einzellasten**

Die Aufteilung der ständigen Lasten auf Ober- und Untergurt muss berücksichtigt werden, da die beiden Einzugslängen unterschiedliche Grössen aufweisen. Daher besitzen auch die Resultierenden an Ober- und Untergurt unterschiedliche Verschiebungsincremente. Das Einzellastenpaar wird so nah wie möglich am Kopfpunkt der Gleitlinie angeordnet, damit es die grösste Arbeit leistet.

### **3.5.8 Stegdruckbruchmechanismus mit geknickter Gleitlinie**

#### **Kinematik**

In Bild 3.10 (e) ist ein Stegdruckbruchmechanismus mit einem Knick in der Gleitlinie dargestellt. Der Knick beruht auf der Annahme, dass lediglich der Stegbeton oberhalb des Spannglieds versagen soll. Ein solcher Mechanismus stimmt mit einem Spannungsfeld überein, in dem die Bügelbewehrung fliesst, die Druckdiagonalen am Spannglied umgelenkt werden – Abschnitt 3.6.4 – und die effektive Betondruckfestigkeit  $f_{ce}$  nur im oberen Teil des Spannungsfelds überschritten wird.

Wird wie für den vorgängig behandelten Mechanismus angenommen, dass im Druckgurt keine Energie dissipiert werde, muss sich das Momentanzentrum wieder im Punkt F des Obergurts befinden. Weiter wird angenommen, dass der Stegbeton unterhalb des Spannglieds nicht auf Druck versage. Die Bruchzone unterhalb des Spannglieds muss deshalb einem Kollapsriss entsprechen, so dass – bei Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit – keine Energie im Stegbeton dissipiert wird. Da die Öffnung in einem Kollapsriss senkrecht zu seiner Richtung ist, muss der Kollapsriss auf der Verbindungslinie von Fusspunkt  $\xi L$  und Rotationszentrum F liegen, Bild 3.10 (e). Diese kinematische Kompatibilität bewirkt infolge der flachen Neigung des Kollapsrisses hohe Anteile der Dissipation  $D_{Asw}$  in der Bügelbewehrung an der gesamten Dissipationsenergie, und ein solcher Mechanismus wird nur selten massgebend werden. Der vorgestellte Mechanismus entspricht somit einer Kombination von Stegdruckbruch- und Biegeschubmechanismus. Wird der Fusspunkt weiter gegen die Balkenmitte verschoben, um den hohen Dissipationsanteil in der Bügelbewehrung zu verringern, wird die Lagekoordinate  $\eta L$  des Einzellastenpaars ebenfalls stets grösser, und andere Mechanismen werden eher massgebend.



### 3.5.9 Beispiel LV Wassnerwald

Die in den vorangegangenen Abschnitten behandelten Mechanismen werden auf das Tragwerk des Lehnviadukts Wassnerwald – Abschnitt 3.2.1 – zur Bestimmung des massgebenden Versagens und der massgebenden Anordnung des Einzellastenpaars angewendet. Dazu sind einige Angaben zu den Berechnungsgrundlagen notwendig, vgl. Tabelle 3.7. Es wird zwischen den beiden Fällen des projektierten Tragwerks einerseits und des effektiv ausgeführten Projekts andererseits unterschieden.

Wert	projektiert	[...]	Hinweise
	ausgeführt		
$h_{Ort}$	0.150	m	Geplante Plattendicke in Ortbeton, Bild 3.3
	0.130...0.190		effektive Plattendicke in Ortbeton, Abschnitt 3.3.4
$g^*$	135.7	kN/m	Abschnitt 3.4.2
	131.8...143.4		Variable Eigenlasten infolge veränderlicher Plattendicke in Ortbeton
$\mu$	0.761	-	Anteil $b_w \cdot \xi_c$ pro Steg
	0.758...0.764		do., Einfluss infolge veränderlicher Plattendicke in Ortbeton
$f_{c,Ort}$	16.0	MPa	ca. B 35/25 gemäss [N-10], Bild 3.3
	29.3		ca. B55/45 für 2%-Fraktile mit Werten aus [V-129]
$f_{cw,pre}$	40	MPa	ca. B 50/40 gemäss [N-10], Bild 3.3
	65		ca. B75/65 für 2%-Fraktile mit Werten aus [V-129]
$f_{ce}$	12.6	MPa	gemäss (2.14) mit $f_{cc}$ gemäss (2.5) für $f_{cw,min}$
	17.4		analog, andere Eingangswerte
$A_{p1}$	1414	mm <sup>2</sup>	50 Ø6, Bild 3.3
	1244		44 Ø6, Bild 3.3
$\xi_{p1}$	0.182	m	Schwerpunktskoordinate 50 Ø6, Bild 3.3
	0.164		Schwerpunktskoordinate 44 Ø6, Bild 3.3
$f_{py1}$	1570	MPa	gemäss alten Produkteinformationen
	1400		5%-Fraktile mit Werten aus [V-129]
$f_{pyT}$	1500	MPa	gemäss [N-10] für $f_{tk} = 1650$ MPa (aus [V-99])
	1380		5%-Fraktile mit Werten aus [V-129]
$f$	0.752	m	Achse des Hüllrohrs gemäss Bild 3.4 (a)
	0.742		Exzentrizität im Hüllrohr 10 mm gemäss [V-121]
$f_{syw3}$	460	MPa	Stahl III gemäss [N-9]
	460		5%-Fraktile mit Werten aus [V-129]

Tabelle 3.7 Unterschiedliche Parameter beim Vergleich von projektiertem und effektivem Tragwerk.

### Geometrie und Einwirkungen

Aufgrund der Angaben in [V-99] wird die Spannweite zu  $L = 20.6$  m angenommen. Die veränderliche Höhe  $h_{Ort}$  der Fahrbahnplatte aus Ortbeton – Abschnitt 3.4.2 – beeinflusst sowohl die Grösse der ständigen Lasten  $g^*$  als auch den Anteil  $(1-\mu) \cdot g^*$  mit An-

griff am Untergurt sowie die statischen Höhen der Bewehrungen. Die Einwirkungen aus Strassenlasten gemäss [N-5] sind in Abschnitt 3.4.4 angegeben und werden in dieser Grösse übernommen.

### Festlegung der Widerstände

Die schlaffe Längsbewehrung wird in beiden betrachteten Fällen vernachlässigt. Die übrigen Bewehrungen werden in ihren Schwerpunkten zusammengefasst. Wie bereits in Abschnitt 3.3.4 und Bild 3.3 festgehalten, sind im ausgeführten Tragwerk weniger Spannbettdrähte vorhanden als anhand den Planunterlagen angenommen werden könnte. Dies stellt einen der Hauptunterschiede zwischen projektiertem und ausgeführtem Tragwerk dar. Die planmässige Anordnung der Spannbettdrähte gemäss Bild 3.3 wird beibehalten, es ergeben sich aufgrund der abweichenden Anzahl jedoch unterschiedliche Schwerpunkte der Bewehrungen. Die Fliessgrenzen der Spannbettdrähte  $\emptyset 6$  und  $\emptyset 4$  werden für das projektierte Tragwerk aufgrund alter Produkteinformationen festgelegt. Für das ausgeführte Tragwerk wird anhand der Mittelwerte und der Standardabweichung aus Zugversuchen [V-129] eine 5%-Fraktile unter Annahme einer Normalverteilung bestimmt, mit

$$f_{py}(5\%) = f_{pym} - 1.64 \cdot \sigma . \quad (3.39)$$

Die Querschnittsfläche  $A_{pT}$  des Spannglieds wird für beide Betrachtungen gemäss Bild 3.4 (b) angenommen. Bei der Spanngliedgeometrie wird für die Höhe der Verankerung am Trägerrand der Mittelwert gemäss Bild 3.4 (a) angenommen. Für die Pfeilhöhe  $f$  des Spannglieds wird bei Betrachtung des ausgeführten Tragwerks eine Exzentrizität im Hüllrohr berücksichtigt. Die Fliessgrenze des Spannstahls im Spannglied wird für diesen Fall ebenfalls gemäss (3.39) festgelegt. Für das projektierte Tragwerk wird die Fliessgrenze aufgrund der Angaben in der ursprünglichen statischen Berechnung [V-99] und unter Zuhilfenahme von [N-10] festgelegt.

Die Festigkeitsklassen der Betone im projektierten Tragwerk werden aufgrund der Angaben in Bild 3.3 und unter Zuhilfenahme von [N-10] festgelegt, die Rechenwerte der Betondruckfestigkeit ebenfalls gemäss [N-10] bestimmt. Die Betonklassen des ausgeführten Tragwerks werden aufgrund der 2%-Fraktile anhand der Mittelwerte und der Standardabweichungen aus Materialversuchen [V-129] unter Annahme einer Normalverteilung festgelegt, mit

$$f_{cw,min}(2\%) = f_{cwm} - 2.05 \cdot \sigma . \quad (3.40)$$

Der Rechenwert  $f_c$  der Betondruckfestigkeit in der Druckzone wird wiederum gemäss [N-10] bestimmt. Der Rechenwert  $f_{ce}$  der effektiven Druckfestigkeit in den Betondruckdiagonalen wird für beide betrachteten Fälle gemäss (2.14) aufgrund der minimalen Würfeldruckfestigkeit  $f_{cw,min}$  gemäss (3.40) unter Beizug von (2.5) bestimmt.

### Vergleich von projektiertem und ausgeführtem Projekt

Die Resultate der beiden betrachteten Fälle zeigt Tabelle 3.8. Bei der Bestimmung der Schnittpunktordinate  $x_D$  des Spannglieds mit der Gleitlinie für die Stegdruckbruchmechanismen ③ und ③a wurde eine exakte Lösung berechnet und nicht die Näherung gemäss  $(3.32)_1$  verwendet. Wie bereits in Abschnitt 3.5.7 erwähnt, sind die Unterschiede jedoch vernachlässigbar.

Mechanismus	$\xi L$ [m]	$\lambda$ Glg. (3.22)		$l_0$ [m]		$n(l_0)$		$\eta L$ [m]		Bem.
		proj.	eff. (a)	proj.	eff. (a)	proj.	eff. (a)	proj.	eff. (a)	
① Biegebruch	10.30	1.25	1.08 1.09	—		—		9.65		Bild 3.10 (b)
②a asym. Biegeschubbruch	1.20	2.37	2.13 2.11	3.46	3.19	17	15	4.96	4.69	Bild 3.10 (c)
②b sym. Biegeschubbruch	1.20	2.39	2.15 2.14	3.64	3.37 3.46	18	16 17	$\geq 5.14$	$\geq 4.87$ $\geq 4.96$	analog Bild 3.10 (c)
③a asym. Stegdruckbruch	1.20	1.85	2.14 2.16	1.37	1.73	6	8	2.87	3.23	Bild 3.10 (d)
③b sym. Stegdruckbruch	1.20	2.07	2.58 2.59	1.37	1.73	6	8	$\geq 2.90$	$\geq 3.23$	analog Bild 3.10 (d)
④ Stegdruckbruch mit Knick	1.20	2.97	3.32 3.29	1.00	1.27	18	20	5.29	5.70 5.64	Bild 3.10 (e)

(a) Der obere Wert bezieht sich auf Berechnungen mit  $h_{Ort} = 0.13$  m, der untere Wert auf solche mit  $h_{Ort} = 0.19$  m.

Tabelle 3.8 Vergleich von Bruchmechanismen – Massgeblichkeit, horizontale Ausdehnung der Bruchzone, beteiligte Anzahl Bügel und massgebende Anordnung des Einzellastenpaars.

Die Resultate der beiden betrachteten Fälle sind in Bild 3.12 für die Mechanismen ①, ②a und ③a gemäss Tabelle 3.8 illustriert. Für die Darstellung über die Länge  $x/L$  wird jeweils der Kopfpunkt der Gleitlinie verwendet. Die Minima der einzelnen Mechanismen sind mit  $\diamond$  gekennzeichnet. Die durchgezogene Linie kennzeichnet das gleitende Minimum. Der für das Versagen massgebende Wert der Funktion  $\lambda$  ist mit  $\circ$  gekennzeichnet.

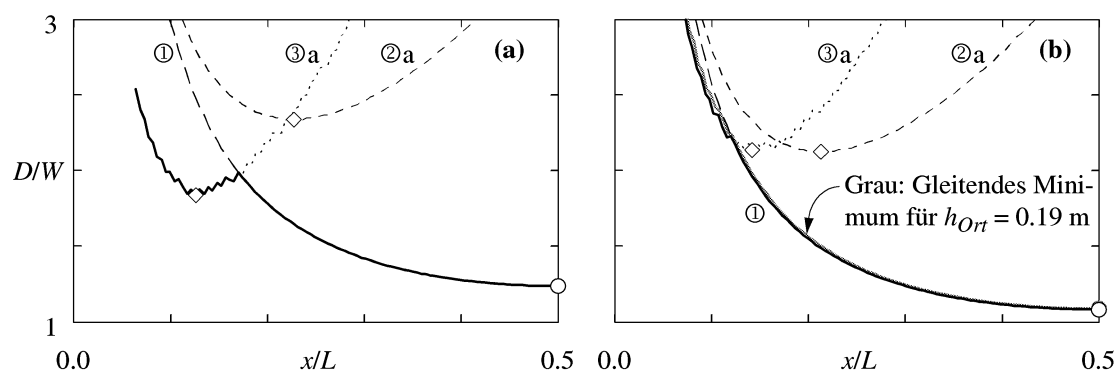


Bild 3.12 Vergleich der Verhältnisse von Dissipationsenergie zur Arbeit der äusseren Kräfte für verschiedene Bruchmechanismen – (a) projektiertes und (b) ausgeführtes Tragwerk, schwarze Linien für  $h_{Ort} = 0.13$  m, graue Linie für gleitendes Minimum für  $h_{Ort} = 0.19$  m.

Bei Untersuchung des projektierten Tragwerks wird der Biegemechanismus ① in Balkenmitte massgebend, mit einer Tragsicherheitsreserve von 25%. Bei Betrachtung von Querkraftversagen werden Stegdruckbruchmechanismen ③ mit einer Gleitlinie über die ganze Steghöhe massgebend; die Einzellasten müssen dabei knapp im Fünftelpunkt der Spannweite (Resultierende bei ca.  $0.17L$ ) angeordnet werden. Die globale Tragreserve beträgt jedoch mindestens 85%, so dass ein solches Versagen für das ganze Tragwerk ausgeschlossen werden kann. Dieses Ergebnis ist insofern bedeutend, als für die effektive Betondruckfestigkeit  $f_{ce}$  gemäss (2.14) und (2.5) ein unterer Grenzwert verwendet wurde und die Ausgangsgrösse  $f_{cw,min}$  gemäss (3.40) ebenfalls vorsichtig festgelegt wurde. Weiter fällt auf, dass für Biegeschubmechanismen die asymmetrische Ausbildung ②a und die symmetrische Ausbildung ②b praktisch den gleichen Grenzwert liefern.

Bei Untersuchung des ausgeführten Tragwerks wird ebenfalls der Biegemechanismus ① massgebend, mit einer Reserve von 8...9%. Dieses Ergebnis ist wenig überraschend, da die effektive Spannstahtfläche kleiner ist und die effektiven Betonfestigkeiten bedeutend grösser sind. Wie anhand der grauen Linie für das gleitende Minimum bei  $h_{Ort} = 0.19$  m in Bild 3.12 (b) ersichtlich ist, hat die gegenüber dem projektierten Tragwerk veränderliche Plattendicke des Ortbetons  $h_{Ort}$  praktisch keinen Einfluss auf die Resultate. Schubversagen werden in keinem Falle massgebend, liefert doch ein Biegemechanismus praktisch über die ganze Tragwerkslänge das jeweilige Minimum der Funktion  $\lambda$ . Auffallend ist hingegen, dass Biegeschubbrüche vor einem Stegdruckbruch massgebend werden. Dies kann auf die hohe effektive Betondruckfestigkeit  $f_{ce}$  zurückgeführt werden. Die Einzellasten müssten für Stegdruckbrüche ebenfalls knapp im Fünftelpunkt der Spannweite (Resultierende bei ca.  $0.19L$ ) angeordnet werden; für Biegeschubbrüche ist das Einzellastenpaar etwa im Viertelpunkt (bei ca.  $0.26L$ ) anzuordnen.

Grundsätzlich sind – wie in Abschnitt 3.5.3 bemerkt – lokale Versagen möglich, bei denen sich einzelne Längsträger nicht am Versagen beteiligen und starr bleiben. Anhand eines in [V-106] ausführlich behandelten Beispiels an einem vergleichbaren Tragwerk wird die entsprechende Reduktion der Tragreserve zu etwa 5...10% abgeschätzt. In diesem Fall würden einer oder zwei der inneren Längsträger versagen, während die äusseren starr blieben. Die rechnerische Behandlung der Kinematik eines solchen Mechanismus' wird anspruchsvoller.

### 3.5.10 Bedeutung der Definition der Tragreserve

In Abschnitt 3.5.2 wurde die Frage nach der Definition der Tragsicherheitsreserve aufgeworfen und ein Vorschlag für eine andere Definition als die bisherige gemacht. Die Auswirkungen davon sollen am vorangegangenen Beispiel untersucht werden.

In Tabelle 3.9 sind die beiden Definitionen (3.22) und (3.23) bezüglich Massgeblichkeit, Ausdehnung der Bruchzone, beteiligter Bügelbewehrung und massgebender An-

Mechanismus		Minimum		$l_0$ [m]		$n(l_0)$		$\eta L$ [m]	
		$\lambda^{(a)}$	$\lambda_{q^*}^{(b)}$	$\lambda$	$\lambda_{q^*}$	$\lambda$	$\lambda_{q^*}$	$\lambda$	$\lambda_{q^*}$
① <i>Biegebruch</i>	proj.	1.25	1.50	—		—		9.65	
	eff. <sup>(c)</sup>	1.08	1.17	—		—		9.65	
②a <i>asym. Biegeschubbruch</i>	proj.	2.37	4.08	3.46		17		4.96	
	eff.	2.13	3.49	3.19		15		4.69	
②b <i>sym. Biegeschubbruch</i>	proj.	2.39	4.16	3.64	3.82	18	19	$\geq 5.14$	$\geq 5.32$
	eff.	2.15	3.59	3.37	3.46	16	17	$\geq 4.87$	$\geq 4.96$
③a <i>asym. Stegdruckbruch</i>	proj.	1.85	2.63	1.37		6		2.87	
	eff.	2.14	3.17	1.73		8		3.23	
③b <i>sym. Stegdruckbruch</i>	proj.	2.07	3.42	1.37		6		$\geq 2.90$	
	eff.	2.58	4.49	1.73		8		$\geq 3.23$	
④ <i>Stegdruckbruch mit Knick</i>	proj.	2.97	4.79	1.00		18		5.29	
	eff.	3.32	5.40	1.27		20		5.70	

(a) Sicherheitsdefinition gemäss (3.22), (b) Sicherheitsdefinition gemäss (3.23), (c) Berechnung mit  $h_{Ort} = 0.130$  m

Tabelle 3.9 Vergleich der Sicherheitsdefinitionen – Massgeblichkeit, horizontale Länge der Bruchzone, beteiligte Bügel und massgebende Anordnung des Einzellastenpaars.

ordnung der Einzellasten einander gegenübergestellt. Bei Untersuchung des effektiv ausgeführten Tragwerks wird von  $h_{Ort} = 0.130$  m ausgegangen, vgl. auch Tabelle 3.7. Die Bruchmechanismen ①, ②a und ③a sind in Bild 3.13 für die unterschiedlichen Definitionen für den Fall des effektiv ausgeführten Projekts aufgezeichnet.

Es zeigt sich, dass Biegeversagen massgebend bleiben und die gegenüber den Strassenlasten ausgewiesenen Tragreserven um 20% resp. 8% gesteigert werden können. Die gegenüber allen nominellen Bruchlasten als knapp empfundene Tragreserve von 8% beim effektiv ausgeführten Tragwerk kann als zuverlässig betrachtet werden, da eine absolute Reserve bzgl. der Strassenlasten von 17% berechnet werden kann. Wird das projektierte Tragwerk beurteilt, ergibt sich sogar eine Tragreserve von 50%.

Bei Betrachtung von Querkraftversagen werden asymmetrische Stegdruckbruchmechanismen massgebend; sie weisen jedoch in beiden Fällen Reserven von über 150%

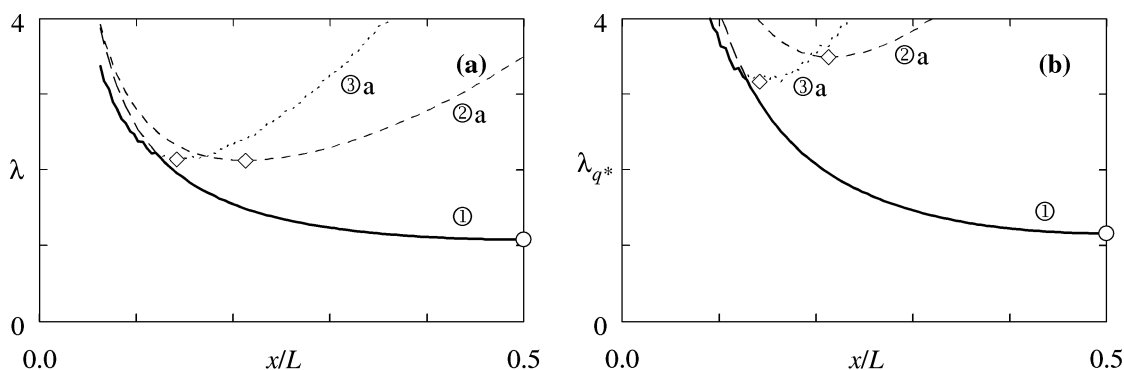


Bild 3.13 Definition der Tragsicherheit – (a) gemäss Formel (3.22) und (b) gemäss Formel (3.23) beim effektiv ausgeführten Projekt.

auf und können ausgeschlossen werden. Biegeschubbrüche werden nicht massgebend; beim ausgeführten Tragwerk erreichen sie aber Tragreserven in vergleichbarer Grössenordnung wie der asymmetrische Stegdruckbruch.

Für die Ausdehnung der Bruchzone, die beteiligte Bügelbewehrung und die Anordnung des Einzellastenpaars ergeben sich lediglich bei den Biegeschubbrüchen leicht unterschiedliche Verhältnisse für die beiden Sicherheitsdefinitionen. Dies kann allerdings auch bis zu einem gewissen Grad auf die Rechengenauigkeit zurückgeführt werden; im Bereich der massgebenden Verhältnisse sind die Kurven bei Biegeschubbrüchen recht flach, vgl. auch die Kurven für Mechanismus ②a in Bild 3.13.

Es kann somit abschliessend geurteilt werden, dass eine bei weitem genügende Tragsicherheitsreserve für Strassenlasten vorhanden ist. Zudem kann bei Überschreiten des Tragvermögens mit einem duktilen Biegeversagen gerechnet werden.

### 3.5.11 Folgerungen für Bruchmechanismen

Aus den vorangegangenen Abschnitten können folgende Folgerungen gezogen werden:

- Genauere Untersuchungen am Tragwerk sind gerechtfertigt, wenn sie entscheidende Unterschiede in Projektierung und Ausführung zu Tage fördern können. Die effektiv geringere Anzahl Spannbettdrähte  $\varnothing 6$  konnte im vorliegenden Fall keinem der vorhandenen Dokumente entnommen werden.
- Trotz hoher Vorspannung und schwacher Verbügelung der relativ dünnen Stege wird wegen der hohen effektiven Druckfestigkeit  $f_{ce}$  in den Betondruckdiagonalen ein Biegemechanismus in Balkenmitte massgebend. Bei reduzierter Spannbettbewehrung verstärkt sich die Dominanz dieses Versagens erwartungsgemäss.
- Die maximale Einwirkung auf das Tragwerk wird durch die Biegetraglast begrenzt.
- Der Bestimmung der effektiven Betondruckfestigkeit  $f_{ce}$  in den Druckdiagonalen kommt recht grosse Bedeutung zu. Diese Festigkeit ist in der Regel dafür entscheidend, ob spröde Stegdruckbrüche massgebend werden. Dabei sollten Überlegungen zu Mindestwerten einfließen, vgl. z. Bsp. auch (3.40).
- Eine Verstärkung des Tragwerks bei ungenügendem Tragwiderstand durch Aufbetonieren einer zusätzlichen Druckzone – wie beispielsweise beim in [F-82] beschriebenen Projekt für die Verstärkung einer Fahrbahnplatte zusammen mit CFK-Lamellen angewendet – würde im vorliegenden Fall wenig bringen, wie der Vergleich der variablen Dicke der Ort betonplatte  $h_{Ort}$  vermuten lässt, da das zusätzlich aufgebrauchte Gewicht den zusätzlichen Widerstand praktisch aufhebt.
- Die Tragreserven sollten im Rahmen von Überprüfungen bezüglich den veränderlichen Einwirkungen ausgedrückt werden, vgl. auch (3.23). Es ergibt sich keine andere Rangfolge der Massgeblichkeit der Bruchmechanismen, sondern die Verhältnisse werden klarer. Zudem wird so bis zu einem gewissen Grad die Aufteilung der

Tragreserve auf die einzelnen Lastanteile berücksichtigt. Es kann sofort abgeschätzt werden, ob beispielsweise eine Nutzungsbeschränkung eingeführt werden muss, oder ob das Tragwerk sogar bereits unter den ständigen Lasten die üblichen Anforderungen an die Tragsicherheit nicht mehr erfüllt.

- Lokale Versagensmechanismen, an denen nicht alle Längstragelemente beteiligt sind, können die Tragsicherheiten weiter verringern. Fallen die anhand globaler Bruchmechanismen bestimmten Tragreserven knapp aus, sind genauere, oft aufwendige Untersuchungen erforderlich.

Diese letzte Aussage muss für das untersuchte Tragwerk dahingehend relativiert werden, dass die Berechnungen an einem Trägerrostmodell in einem anderen Zusammenhang das gleichzeitige Versagen aller Längsträger vermuten lässt, Abschnitt 3.8.2.

Es muss auch darauf hingewiesen werden, dass die Darstellung der Tragreserven für die Beurteilung der Tragsicherheit – wie in Bild 3.12 oder Bild 3.13 – über die Länge in der Regel nicht erforderlich ist. Sie dient lediglich als weiteres Hilfsmittel bei Unsicherheiten bezüglich der Rangfolge der Bruchmechanismen. Entscheidend ist letztlich der minimale Wert der Tragreserve und die zugehörige Anordnung der Wanderlasten.

### **3.5.12 Nachrechnung von Bruchlasten aus Versuchen**

#### **Zielsetzung, experimentelles Programm und Versuchsaufbau**

In den in [V-129] ausführlich dokumentierten Versuchen konnten an vier ausgebauten Brückenträgern Belastungen bis zum Bruch aufgebracht werden, vgl. auch Abschnitt 3.2.1. Das Versuchsziel war die Bestimmung der Schubtragfähigkeit der stark vorgespannten, schwach verbügelten profilierten Trägern, die 30 Jahre im Einsatz gestanden hatten und typisch für ihre Erstellungszeit sind. Als hauptsächlicher Versuchsparameter diente der Abstand zwischen Auflager und angreifender Einzellast resp. die sogenannte Schubspannweite.

In diesem Abschnitt werden die Versuche *PV1*, *PV3* und *PV4* behandelt. Der Versuch *PV2* wird nicht untersucht, weil der Versuchsaufbau die Belastung bis zum Bruch nicht erlaubte und die Anwendung der Bruchmechanismen daher nicht möglich ist. Dieser Träger wurde in einer zweiten Phase *PV2b* in gleicher Weise wie der Träger *PV1* geprüft und bestätigte die Ergebnisse dieses ersten Versuchs [F-84], [V-129]. Bild 3.14 zeigt schematisch die Bruchversuche *PV1*, *PV3* und *PV4* mit den jeweiligen Bruchlasten und den zugehörigen Schnittkräften. Aufgrund der geometrischen Verhältnisse im Belastungsstand wurden die Träger *PV3* und *PV4* asymmetrisch belastet, vgl. auch Bild 3.15 (a).

Für die Versuchsanordnung ist in Bild 3.15 stellvertretend der Versuch *PV1* dargestellt. Es zeigt den schematischen Versuchsaufbau in Längsansicht und Querschnitt sowie eine Ansicht des im Freiluft-Belastungsstand eingebauten Trägers. Nähere Informa-

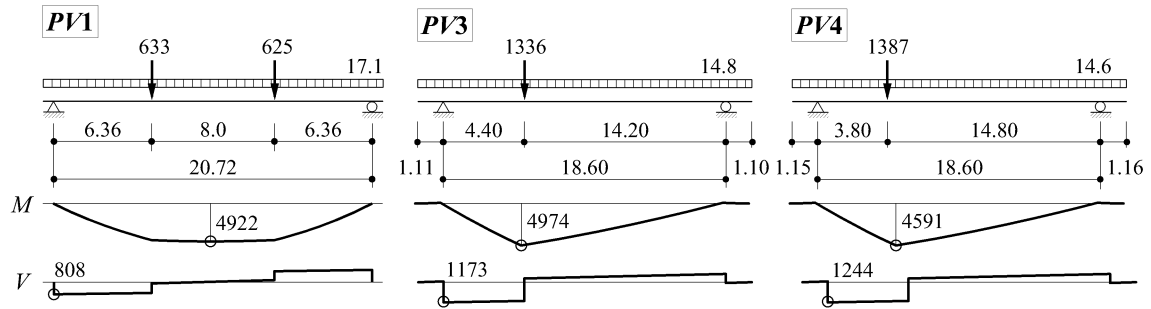


Bild 3.14 Versuchsprogramm an ausgebauten Brückenträgern [V-129], [m, kN] – Bruchversuche PV1, PV3 und PV4 mit experimentellen Bruchlasten und maximalen Schnittkräften.

tionen zum Belastungsstand finden sich in [V-129]. Die Spannweite im Versuch PV1 entspricht den geometrischen Verhältnissen wie sie im Tragwerk des Lehnenviadukts Wassnerwald angetroffen wurden, Bild 3.5 (c), während die Spannweiten in den Versuchen PV3 und PV4 so gewählt wurden, dass die Auflagerplatten gerade bei der Abstufung zur schwächsten Bügelbewehrung zu liegen kamen, Bild 3.5 (e).

### Nachrechnung

Die Bruchlasten aus den Versuchen werden anhand der Bruchmechanismen von Bild 3.10 überprüft. Für die Berechnung gelten die Parameter gemäss Tabelle 3.10. Die Hauptunterschiede zu Tabelle 3.7 liegen vor allem bei den Zugfestigkeiten  $f_{tk,p}$  und  $f_{tk,T}$  der Spannbewehrungen sowie den Betondruckfestigkeiten  $f_{c,Ort}$  und  $f_{cc,pre}$ . Für die effektive Betondruckfestigkeit im vorfabrizierten Beton  $f_{ce,pre}$  wird mit (2.14) ein vorsichtiger Wert angesetzt. Ein weiteres Merkmal sind die leicht abweichenden statischen Höhen aufgrund der unterschiedlichen Dicken  $h_{Ort}$  der Fahrbahn aus Ortbeton. In der

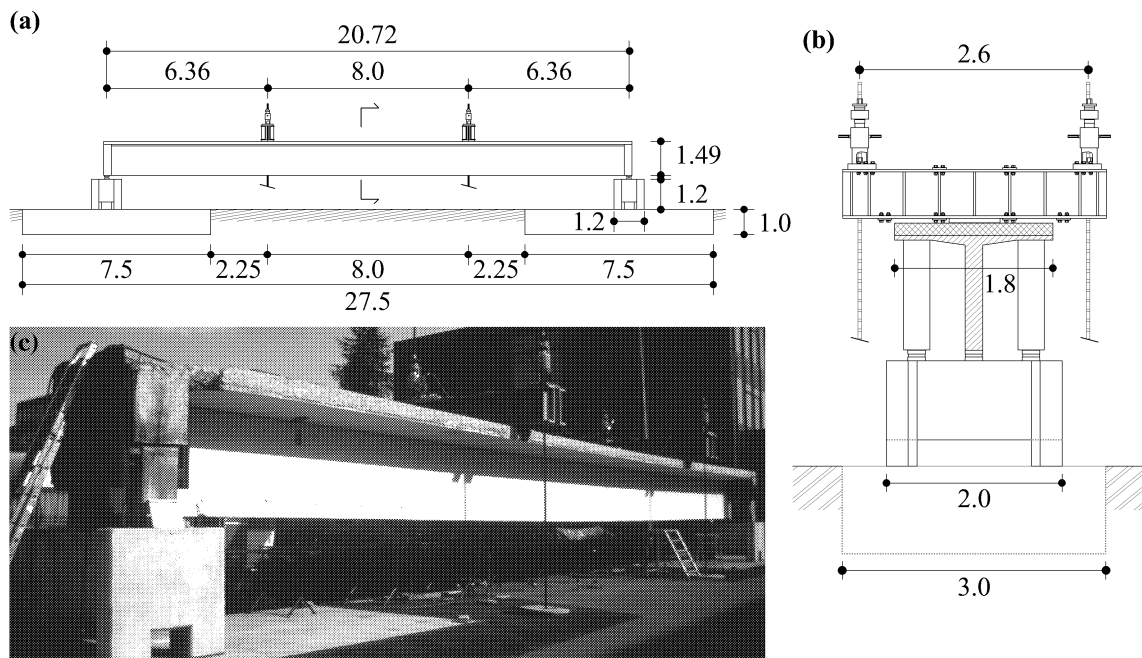


Bild 3.15 Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern [V-129], [m] – (a) schematischer Versuchsaufbau für PV1; (b) Querschnitt und (c) Ansicht des Versuchs PV1 im Freiluft-Belastungsstand.



schlaffen Bewehrung  $A_s$  ist auch die untere Lage der Längsbewehrung im Ortbeton gemäss Bild 3.5 (d) berücksichtigt; diese schlaffen Bewehrungen sind in ihrem Schwerpunkt zusammengefasst und es ist gewährleistet, dass sie ins Fliessen geraten.

Ver-such	$A_{p1}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\xi_{p1}$ [mm]	$A_{p2}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\xi_{p2}$ [mm]	$f_{tk,p}$ [MPa]	$A_{pT}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk,T}$ [MPa]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{sy}$ [MPa]	$a_{sw3}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$f_{syw3}$ [MPa]	$b_c$ [mm]	$h_{Ort}$ [mm]	$f_{c,Ort}$ [MPa]	$h_{pre}$ [mm]	$b_w$ [mm]	$f_{cc,pre}$ [MPa]
PV1		164			1680		1670					1780	190	36.7	1300	200	50.0
PV3	1244	165	176	1090	1730	905	1680	2380	610	503	550	1800	130	56.6	1310	200	65.4
PV4		165			1720		1680					1780	130	48.3	1300	202	68.5

Tabelle 3.10 Kenngrössen für die Nachrechnung der Bruchlasten von PV1, PV2 und PV3.

Die Anordnung der Spannbettdrähte wird gemäss Bild 3.3 angenommen, und die beiden Spanndrahtpakete unterschiedlichen Durchmessers werden in ihren Schwerpunkten zusammengefasst. Im ersten Versuch PV1 wurde diese Anordnung nach erfolgreichem Bruch am Bruchquerschnitt aufgenommen. Die Abweichungen einzelner Drähte von der planmässigen Lage waren mit 2...7 mm relativ gross, die Abweichung des Schwerpunkts von der planmässigen Lage indes sehr gering. Für die Spanngliedgeometrie werden die gleichen Annahmen getroffen wie bei der Berechnung am effektiv ausgeführten Projekt gemäss Abschnitt 3.5.9 “Festlegung der Widerstände“ und Tabelle 3.7. Die Biege widerstände werden anhand der Zugfestigkeiten und unter Berücksichtigung sämtlicher Bewehrungen bestimmt. Die Lastaufstandslänge  $b_0$  beträgt 0.6 m.

### Resultate

Da die Versuchsträger statisch bestimmt gelagert waren, kann bei der Nachrechnung der Traglasten mit Bruchmechanismen an sich die exakte Lösung erwartet werden. Abweichungen sind vor allem den Materialkennwerten und der Trägergeometrie zuzuschreiben. Die Resultate der Nachrechnungen sind in Tabelle 3.11 festgehalten. Die Bezeichnung der Bruchmechanismen ①, ②a und ③a entspricht derjenigen von Tabelle 3.8 resp. den Bruchmechanismen von Bild 3.10 (b) bis (d).

Ver-such	$\frac{a_0}{L}$	$\eta$	Mech. ①		Mech. ②a				Mech. ③a			
			$\xi$	$\lambda$	$\xi$	$\lambda$	$l_0/L$	$n(l_0)$	$\xi$	$\lambda$	$l_0/L$	$n(l_0)$
PV1	0.386	0.307	0.307	1.00	0.056	1.73	0.258	20	0.056	1.72	0.151	9
PV3	—	0.237	0.238	0.96	0.005	1.23	0.233	21	0.005	1.28	0.134	11
PV4	—	0.204	0.206	1.00	0.006	1.13	0.228	20	0.006	1.20	0.134	11

Tabelle 3.11 Nachrechnung der Bruchversuche PV1, PV2 und PV3 mit Bruchmechanismen.

Bild 3.16 zeigt die Graphen des Verhältnisses  $\lambda = D/W$  gemäss (3.22) für die Mechanismen ①, ②a und ③a über die Länge. Dabei gelten die gleichen Voraussetzungen wie für Bild 3.12. Die Linien für den Mechanismus ③a sind an den entsprechenden Stellen – bei den Lastangriffspunkten – abgebrochen, weil sich die Gleitlinie höchstens zwischen Fusspunkt  $\xi L$  und dem Rand der Lasteinleitungsplatte bei  $\eta L - b_0/2$  einstellen kann. Der Kollapsriss in Mechanismus ②a kann sich hingegen auch über diesen Angriffsort hinaus erstrecken, auch wenn dies eher unwahrscheinlich sein dürfte.

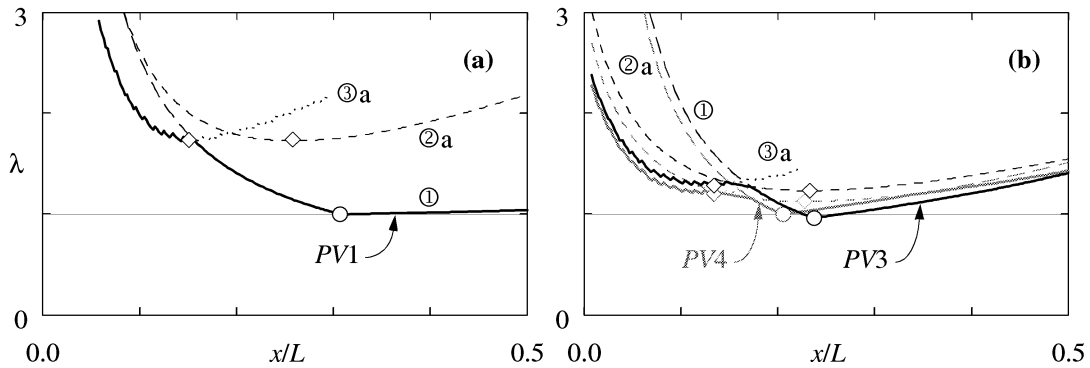


Bild 3.16 Verhältnisse  $\lambda$  von Dissipationsenergie zu Arbeit der äusseren Kräfte gemäss Formel (3.22) für verschiedene Bruchmechanismen – (a) Versuch PV1 und (b) Versuche PV3 und PV4.

Für alle Versuche wird der Biegemechanismus ① massgebend, jeweils im Lastangriffspunkt (der grösseren Last im Falle von PV1); dies zeigt sich daran, dass die beiden Grössen  $\eta$  und  $\xi$ (①) in Tabelle 3.11 praktisch gleich gross sind. Für die asymmetrisch belasteten Träger PV3 und PV4 ist dies plausibel, für den symmetrisch belasteten Träger PV1 würde das Minimum hingegen ungefähr in Balkenmitte erwartet werden. Dies kann auf numerische Probleme zurück geführt werden, reagieren die Ergebnisse doch sehr empfindlich auf das Verhältnis der beiden angreifenden Einzellasten, vgl. Bild 3.14 und Bild 3.16 (a). Für PV1 ist in Balkenmitte  $\lambda = 1.04$ . Es zeigt sich somit, dass die Bruchlasten mit Genauigkeiten von unter 5% nachgerechnet werden können, bedauerlicherweise auch auf die unsichere Seite wie PV3 belegt. Im Rahmen von Überprüfungen ist dies genügend genau.

Als Querkraftversagen werden für die asymmetrisch belasteten Träger PV3 und PV4 Biegeschubbrüche ②a knapp vor Stegdruckbrüchen ③a massgebend, Bild 3.16 (b). Gemäss Tabelle 3.11 weisen sie jedoch Reserven von 15...25% auf. Es zeigt sich, dass die horizontale Ausdehnung  $l_0$  des Kollapsrisses praktisch unabhängig von der Belastungsanordnung ist, da sie in allen Versuchen PV1, PV3 und PV4 nahezu gleich ist. Dies äussert sich auch in der nur leicht unterschiedlichen Anzahl der beteiligten Bügel  $n(l_0)$ . Hier dürften numerische Probleme wieder eine Rolle spielen, sind doch die Kurven für die Biegeschubbrüche im Bereich des Minimums wiederum recht flach, Bild 3.16 (a) und (b). Es bleibt anzumerken, dass die Ausbildung eines Biegeschubmechanismus' ②a für den Versuch PV4 unwahrscheinlich ist, da die horizontale Ausdehnung  $l_0$  des Kollapsrisses über den Angriffspunkt der Einzelkraft hinausragt ( $l_0/L > \eta$  in Tabelle 3.11).

Für Stegdruckbrüche resultieren Reserven von 20...30%. Auch hier ist wie für die Berechnungen am Tragwerk des Lehnenviadukts Wassnerwald – Abschnitt 3.5.9 – zu bemerken, dass die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$  im Stegbeton recht hoch liegt und sie zudem vorsichtig angesetzt wurde, vgl. auch Tabelle 3.7 und Formel (3.40). Ausserdem zeigt sich, dass die horizontale Ausdehnung der Gleitlinie bei den stärker schubbeanspruchten Trägern PV3 und PV4 unabhängig von der Schubspannweite ist. Dies dürfte auf die relativ ähnliche Versuchsanordnung zurückzuführen sein.

Ziel der Versuche *PV2* bis *PV4* war das Erreichen eines Querkraftversagens. Bild 3.16 (a) zeigt, dass das Biegeversagen für *PV1* hingegen erwartungsgemäss sehr deutlich ist. Für die Träger *PV3* und vor allem *PV4* scheinen die Differenzen hingegen nicht mehr so gross, und Schubbrüche rücken in den Bereich des Möglichen. Die maximalen nominellen Schubspannungen  $\tau_{c,max} = V_{max}/(b_w \cdot d_{vs})$  lagen in der Grössenordnung von 5 MPa [F-85]. Daher wäre es naheliegend, den Abstand zwischen Auflager und Einzelkraft in einem nächsten Versuch weiter zu verringern und die Schubbeanspruchung damit zu erhöhen. Wie das Rissbild von Versuch *PV4* [V-129] und Bild 3.16 (b) vermuten lassen, könnte die Schubspannweite nur noch geringfügig verkleinert werden, bevor sich eine direkte Abstützung der Einzelkraft auf das Auflager ausbilden und damit ebenfalls wieder die Biegebewehrung massgebend werden dürfte.

### Folgerungen

Aus der Nachrechnung der Versuche können die folgenden Schlüsse gezogen werden:

- Die Anordnung der Einzellast wurde in den Versuchen so gewählt, dass die Schubbeanspruchung möglichst hoch ist, sich aber keine direkte Abstützung einstellen kann, bei der die Diagonalkraft mit einem kleinen Querschnitt aufgenommen werden kann und das Versagen des Zugbands zum Bruch führt.
- Biegetraglasten sind mit Genauigkeiten unter 5% bestimmbar. Dabei sollen die Zugfestigkeiten  $f_{tk}$  der Spannbewehrungen verwendet werden.
- Die Biegetraglast begrenzt die maximal mögliche Einwirkung auf das Tragwerk, und kann daher im Sinne der Kapazitätsbemessung [F-40] für Nachweise der Schubtragfähigkeit herangezogen werden.
- Bestehende Tragwerke weisen aufgrund der Alterung recht hohe Betonfestigkeiten und somit auch hohe effektive Druckfestigkeiten  $f_{ce}$  in den Betondruckdiagonalen auf. Daher werden eher Biegeschubbrüche als Stedruckbrüche massgebend. Dies gilt nur für schwach verbügelte Träger und ist am Einzeltragwerk zu überprüfen.
- Die Resultate der Mechanismusberechnungen sind auf ihre Plausibilität zu prüfen, da sich numerische Probleme oder geometrisch wenig wahrscheinliche Lösungen ergeben können.

## 3.6 Spannungsfelder am Gesamttragwerk

### 3.6.1 Einleitung

Diskontinuierliche Spannungsfelder sind eine Anwendung des statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie und liefern als solche untere Grenzwerte der Traglast. Für weitergehende Ausführungen zur Plastizitätstheorie sei auf [V-105] verwiesen.

Wie in Kapitel 3.5 ausgeführt, sind Bruchmechanismen ein relativ einfach handhabbares Instrument, das mit vergleichsweise geringem Aufwand die Ermittlung einer Größenordnung der Traglast eines bestehenden Tragwerks erlaubt. Da Bruchmechanismen jedoch Werte auf der unsicheren Seite liefern, sind sie allein zur Beurteilung der Tragsicherheit ungenügend. Sie sollten mit einem unteren Grenzwert verglichen werden, damit die effektive Traglast eines bestehenden Tragwerks zuverlässig eingegabelt werden kann. Zu diesem Zweck können Spannungsfelder entwickelt werden, die somit als eigentliche Plastizitätskontrolle für den massgebenden Mechanismus – und die hieraus resultierende Anordnung der Einzellasten – betrachtet werden können.

Es ist zu bemerken, dass die Entwicklung von Spannungsfeldern im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen in der Regel recht aufwendige Berechnungen bedingt; solche Untersuchungen sollten daher nur im Rahmen detaillierter Überprüfungen ausgeführt werden, vgl. auch Abschnitt 3.1.1.

### Modellierung

Im Rechenmodell wird das in Wirklichkeit dreidimensionale Tragwerk in Gedanken in ebene Tragelemente aufgeteilt. Balken können so aus Unter- und Obergurten und einer oder mehreren Stegscheiben zusammengesetzt modelliert werden. Im vorliegenden Abschnitt sollen in erster Linie die Stegscheiben für die Längstragwirkung behandelt werden. Die Kraftausbereitung in den Gurtplatten kann in einem nächsten Schritt in analoger Weise behandelt werden, vgl. z. Bsp. [D-33].

Spannungsfelder haben gegenüber Fachwerkmodellen den entscheidenden Vorteil, dass sie neben der Ermittlung des Kräfteverlaufs auch Aussagen über die Beanspruchungen des Stegbetons und Kontrollen der Verankerungen und des Platzbedarfs der Bewehrung erlauben. In einer Bemessung können mit solchen Spannungsfeldern die Stärken der Stegscheiben und die erforderlichen Verankerungslängen bestimmt werden.

Der Hebelarm der inneren Kräfte  $d_v$  soll so festgelegt werden, dass die Kraft in der Betondruckzone mit der Fließkraft aller Bewehrungen – im stärksten beanspruchten Querschnitt, d.h. beim maximalen Biegemoment – sicher im Gleichgewicht stehen kann. Bei profilierten Trägern kann dieser Hebelarm in erster Näherung auch als Abstand der Gurtplatten angenommen werden, vgl. Abschnitt 3.5.4. Oft wird der Druckgurt parallel zur Oberkante des Bauteils angenommen, d.h. bei den meisten Tragwerken gerade. Damit wirken Bauteile konstanter Bauhöhe je nach Kombination der Bewehrung

rung als Parallel- oder Parabelträger, vgl. hierzu auch untenstehenden Abschnitt 3.6.3 sowie Abschnitt 3.6.4.

Für die Bestimmung der Materialkennwerte sei auf Kapitel 2.1 bis Kapitel 2.5 verwiesen. Im Sinne von [N-10] sollen für Bewehrungen nur die normgemässen Fraktilwerte der Fließgrenzen berücksichtigt und die in Wirklichkeit immer vorhandene Verfestigung vernachlässigt werden.

### Zusammengesetzte Systeme

In zusammengesetzten Systemen kann die Verteilung der Lasten in Querrichtung auf die einzelnen Längsträger auf verschiedenen Überlegungen beruhen. So können elastische Lösungen – beispielsweise aufgrund einer Berechnung an einem Trägerrostmodell – oder in weiterem Sinne statisch zulässige Lösungen verwendet werden. In der Regel können die Einzellasten bei zusammengesetzten Systemen wohl so angeordnet werden, dass sie näherungsweise ausschliesslich auf einen oder zwei Längsträger wirken, um damit eine maximale Beanspruchung eines einzelnen Längsträgers zu bewirken, vgl. auch Bild 3.17.

Die verteilten Lasten greifen am Rahmen- resp. Durchlaufsystem in Querrichtung an. Die Aufteilung der verteilten Lasten auf die einzelnen Längsträger kann mithilfe der Biegegewidstände der Fahrbahnplatte in Querrichtung und der (gleichmässig verteilten) Biegetraglasten der einzelnen Längsträger als Auflagerreaktion – bei den durch die Einzellasten beanspruchten Längsträgern entsprechend abgemindert – ermittelt werden. Bei Untersuchung von Systemen, bei denen Laststellungen nahe den Auflagern massgebend werden, ist bei einem solchen Vorgehen Vorsicht geboten, da die Deformationen unter Umständen nicht ausreichen, um die Biegegewidstände der Fahrbahnplatte mobilisieren zu können. In solchen Fällen sind weiterführende Überlegungen notwendig.

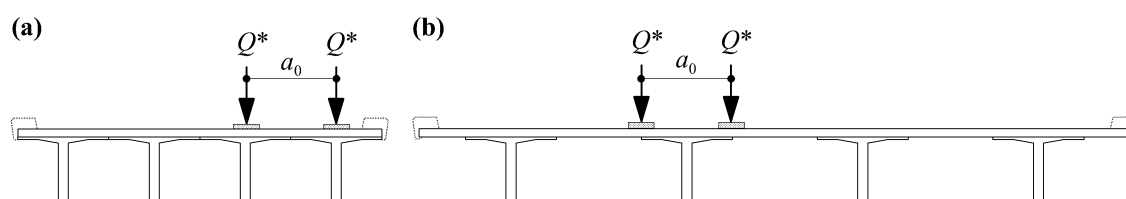


Bild 3.17 Massgebende Anordnung von Einzellasten resp. von Gruppen von Einzellasten – (a) bei kleinem Längsträgerabstand und (b) bei grossem Längsträgerabstand.

### Entwicklung der Spannungsfelder

Prinzipiell besteht für die Beurteilung der Tragsicherheit zwischen schlaff bewehrten und vorgespannten Tragwerken kein Unterschied, da die Spannbewehrungen einfach als Bewehrung mit hoher Fließgrenze betrachtet werden können. Es ist jedoch zu beachten, dass bei vorgespannten Tragwerken gewisse Bereiche auch unter Normlasten auf Bruchniveau nicht dekomprimiert werden. Ein Kraftzuwachs über den Wert der Spannkraft nach Abzug aller Verluste ist in solchen Bereichen wenig realistisch, vgl. hierzu auch Abschnitt 3.4.3 und Gleichung (3.51).

Infolge vereinfachter Ausführung sind in bestehenden Tragwerken meist nur wenig Abstufungen der Bügelbewehrung vorhanden. Da die in älteren Bauteilen eingelegte Bügelbewehrung oft ohnehin recht schwach ist, scheint es sicher angezeigt, diese auch voll auszunützen. Durch die volle Ausnützung dieser über längere Bereiche konstanten Bügelwiderstände entstehen unter gleichmässig verteilten Lasten lediglich fächerförmige Spannungsfelder, vgl. auch untenstehenden Abschnitt 3.6.2. Parallele Spannungsfelder – wie sie in der Bemessung üblicherweise implizit oder explizit zur Anwendung kommen – können daher nicht eingepasst werden.

Auf alle Fälle ist die Entwicklung diskontinuierlicher Spannungsfelder – bei zusammengesetzten Systemen – nur für den meist beanspruchten Längsträger und für diesen auch nur für den meist beanspruchten Teil nötig. Die Entwicklung der Spannungsfelder beginnt mit Vorteil in einem Schnitt (senkrecht zur Stabachse), in dem lediglich die Gurte beansprucht sind, d.h. somit im Querkraftnullpunkt resp. beim Momentenmaximum. Sind alle Einwirkungen und bei statisch unbestimmt gelagerten Tragwerken die der Unbestimmtheit entsprechenden überzähligen Grössen bekannt, kann jedes Stabtragwerk in Segmente unterteilt werden, die durch Schnitte mit verschwindender Querkraft gekoppelt sind [F-64].

Bei rechnerischen Überprüfungen eines bestehenden Tragwerks muss für die Einpassung von Spannungsfeldern von den gegebenen Widerständen ausgegangen werden. Dies bedingt die Entwicklung individueller Lösungen für jedes zu untersuchende Tragwerk. Es scheint daher angezeigt, einige Grundfälle von Spannungsfeldern zu diskutieren, die in einer rechnerischen Überprüfung zur Anwendung kommen können.

### 3.6.2 Fächer mit geraden Gurten

Bild 3.18 zeigt einen sogenannten zentrierten anisotropen Fächer. Solche Fächer werden bei Bauteilen konstanter Bauhöhe mit gerade eingelegter Bewehrung verwendet. Die Strahlen des Fächers treffen sich alle im Ursprung O, der im allgemeinen Fall nicht innerhalb des Spannungsfelds resp. der Tragstruktur liegt.

#### Beanspruchungen an den Rändern des Schnittkörpers

Als Unbekannte werden die Länge  $a$  und die Gurtkräfte  $F_A$  und  $F_D$  angenommen, alle anderen Grössen seien gegeben. Die Gurtkräfte  $F_B$  und  $F_C$  können aufgrund der vorgängigen Entwicklung der Spannungsfelder als bekannt vorausgesetzt werden, ebenso die gleichmässig verteilten Bügelkräfte  $f_w^r$  und  $f_w^l$  aufgrund der angetroffenen Widerstände sowie die gleichmässig verteilten Einwirkungen  $q_{sup}$  und  $q_{inf}$  aufgrund der aufzunehmenden Lasten. Die Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper liefern genügend Gleichungen für die Bestimmung der Unbekannten, und der Schnittkörper ist somit statisch bestimmt.

Aufgrund der globalen Entwicklung der Spannungsfelder über den betrachteten Tragwerksbereich – beginnend im Querkraftnullpunkt – muss für die Gurtkräfte gelten:

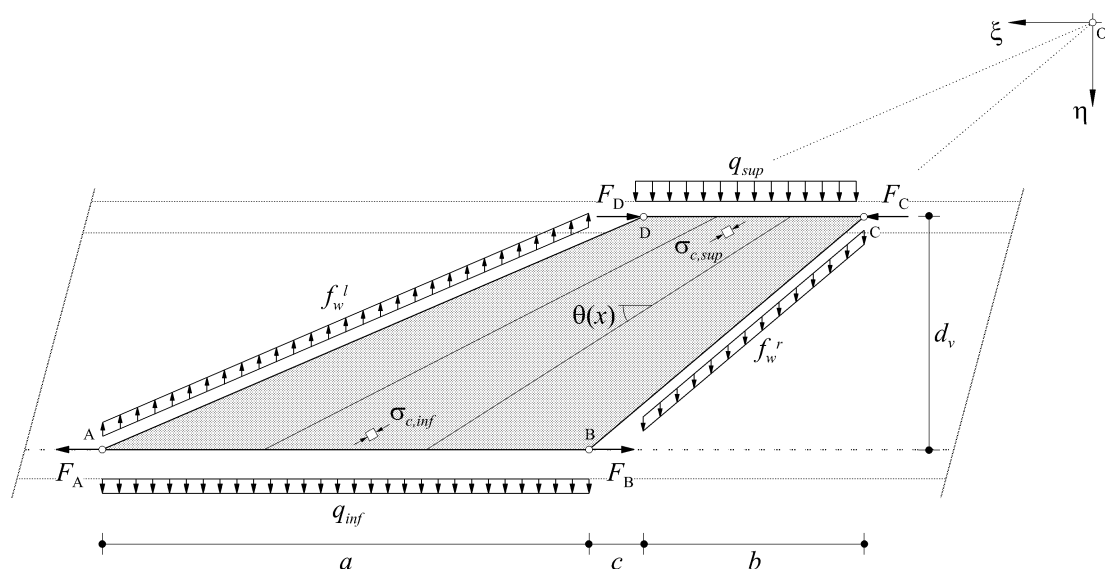


Bild 3.18 Zentrierter anisotroper Fächer mit geradem Zuggurt – Bezeichnungen am Schnittkörper.

$$F_B = F_C \quad \text{und} \quad F_A = F_D. \quad (3.41)$$

Mit dem Gleichgewicht an einer infinitesimalen Druckstrebe kann gezeigt werden, dass die Gurtkräfte entlang den Strecken AB und CD für die linear veränderliche Druckfeldneigung  $\theta(x)$  des zentrierten Fächers parabolisch variieren. Hat das Druckfeld eine konstante Neigung, werden die Verläufe der Gurtkräfte linear.

Gleichgewicht in vertikaler Richtung und Momentengleichgewicht am Schnittkörper ABCD liefern die Lösungen

$$a = \frac{q_{sup} + f_w^r}{f_w^l - q_{inf}} \cdot b \quad \text{und} \quad (3.42)$$

$$F_A = F_B - (q_{sup} + f_w^r) \left[ c + \frac{b}{2} \left( 1 + \frac{q_{sup} + f_w^r}{f_w^l - q_{inf}} \right) \right] \cdot \frac{b}{d_v}. \quad (3.43)$$

Damit sind die Beanspruchungsgrößen am rechten Rand des an die Diskontinuitätslinie AD angrenzenden Spannungsfelds bekannt, und die Entwicklung der Spannungsfelder über den betrachteten Tragwerksbereich kann in der selben Weise fortgesetzt werden.

### Beanspruchungen im Innern des Schnittkörpers

Die bisher bestimmten Größen sagen noch nichts über die Beanspruchungen des Betons im Druckfeld aus. Die Strahlen des zentrierten Fächers entsprechen gerade den Hauptspannungsrichtungen, und für jeden Strahl gilt für das Gleichgewicht in radialer Richtung

$$\sigma(r) \cdot r = \text{const.} \quad (3.44)$$

Aus dem Gleichgewicht an infinitesimalen Elementen der Druckstrebe entlang der Gurte folgt für die Betonspannungen im Fächer und die Verbundspannungen am Zuggurt

$$\sigma_{c, sup} = \frac{q_{sup} + f_w^r}{b_w} (1 + \cot^2 \theta) \quad \text{und} \quad (3.45)$$

$$\sigma_{c, inf} = \frac{f_w^l - q_{inf}}{b_w} (1 + \cot^2 \theta) \quad , \text{ sowie} \quad (3.46)$$

$$\tau_{b, inf} = \frac{f_w^l - q_{inf}}{p_b} \cot \theta . \quad (3.47)$$

Damit können die Beanspruchungen im Inneren des Schnittkörpers überprüft werden. Für effektive Betondruckfestigkeiten  $f_{ce}$  wird auf Abschnitt 2.2.3, für den massgebenden Umfang  $p_b$  zur Bestimmung der Verbundspannungen auf die Ausführungen in Kapitel 2.5 verwiesen.

Im praktischen Fall einer rechnerischen Überprüfung genügt es meist, die Spannungen im Stegbeton an ausgezeichneten Punkten mit maximaler Beanspruchung zu überprüfen. Die Betonspannungen variieren entlang den Haupttrichtungen im Druckfeld durch den Ursprung hyperbolisch und sind dort maximal, wo flache Druckfeldneigungen auf hohe Vertikalbeanspruchungen treffen. Für den in Bild 3.18 skizzierten Fall wird unter Voraussetzung konstanter Bügelwiderstände somit Punkt D massgebend, da dort die grössere Einwirkung  $q_{sup} + f_w^r$  auf die flachste Diagonalenneigung  $\theta$  trifft. Wird die Druckfeldneigung konstant angenommen – wie dies in der Bemessung üblicherweise der Fall ist –, werden die Betonspannungen im ganzen Druckfeld ebenfalls konstant und können somit an einer beliebigen Stelle des Spannungsfelds kontrolliert werden.

### Weitere Anwendungen zentrierter anisotroper Fächer

Werden zentrierte Fächer gemäss Bild 3.18 auch für den Auflagerbereich angewendet, liegt der Ursprung O am Rand des Spannungsfelds, vgl. hierzu z. Bsp. Bild 3.24 (a). In diesem Punkt müsste zur Gewährleistung des Gleichgewichts eine unendlich grosse Druckfestigkeit vorhanden sein.

Als Alternative besteht in solchen Fällen die Möglichkeit, dezentrierte Fächer mit einem Knotenbereich zu entwickeln. Zur Ermittlung der Knotengeometrie kommt ein Festigkeitskriterium zur Anwendung, vgl. dazu auch [D-29] und [D-37]. Wie in [D-26] gezeigt, werden die Gurtkräfte in zentrierten Fächern gegenüber dezentrierten Fächern mit Knotenbereich überschätzt. Dies gilt aber nur solange, wie das Zentrum des zentrierten Fächers nicht weiter innerhalb des Spannungsfelds liegt als der Schwerpunkt der sich effektiv einstellenden Knotenhöhe im dezentrierten Spannungsfeld mit Knotenbereich, da sonst eine iterative Anpassung des Hebelarms  $d_v$  erforderlich wird. In diesem Sinne liegt die Verwendung zentrierter Fächer auch im Auflagerbereich in den mei-



sten Fällen auf der sicheren Seite für die Ermittlung der Gurtkraftverläufe, solange der Hebelarm  $d_v$  entsprechend vorsichtig angesetzt wird.

Für die Anwendung von parallelgurtigen Spannungsfeldern auf Tragwerke mit variabler Stegbreite wie sie z. Bsp. oft bei Hohlkasten-Querschnitten vorkommen können, für die Durchdringung von Spannungsfeldern sowie die Berücksichtigung von lokalen Ausfällen der Bügelbewehrung und den Einsatz von Stegverstärkungselementen wird auf [D-38] und [V-106] verwiesen.

### 3.6.3 Fächer mit gekrümmtem Zuggurt

Bild 3.19 zeigt einen ebenfalls zentrierten anisotropen Fächer. Im Unterschied zum Spannungsfeld von Bild 3.18 ist der Untergurt resp. Zuggurt gekrümmt [D-38]. Solche Fächer werden bei Bauteilen konstanter Bauhöhe eingesetzt, die mit gekrümmt geführten Spanngliedern als Hauptbewehrung versehen sind. Das von der äusseren Form als Parallelträger konzipierte Bauteil wirkt statisch somit eigentlich als Parabelträger.

#### Beanspruchungen an den Rändern des Schnittkörpers

Der Verlauf des Zuggurts sei durch die Funktion  $d_v(x)$  und deren Ableitungen  $d_v'(x)$  und  $d_v''(x)$  definiert. Für entsprechende Formeln wird auf Abschnitt 3.4.3 "Idealisierungen der Spanngliedgeometrie" verwiesen. Die Gleichgewichtsbedingungen genügen auch hier zur Bestimmung der als unbekannt vorausgesetzten Grössen  $a$ ,  $F_A$ , und  $F_D$  im statisch bestimmten Spannungsfeld.

Aus der globalen Entwicklung der Spannungsfelder kann für die Gurtkräfte gesetzt werden:

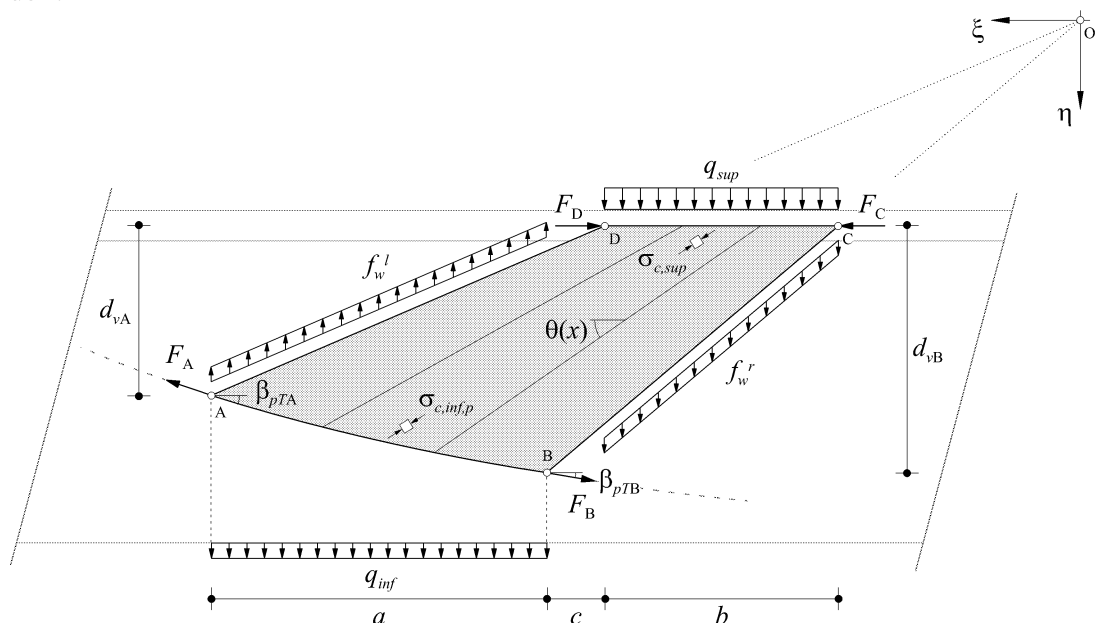


Bild 3.19 Zentrierter anisotroper Fächer mit gekrümmtem Zuggurt [D-38] – Bezeichnungen am Schnittkörper.

$$F_B \cos \beta_{pTB} = F_C \quad \text{und} \quad F_A \cos \beta_{pTA} = F_D. \quad (3.48)$$

Gleichgewicht für die vertikale Richtung und für Momente liefern die Bedingungen

$$a = \frac{(q_{sup} + f_w^r)b + F_B \sin \beta_{pTB} - F_A \sin \beta_{pTA}}{f_w^l - q_{inf}} \quad \text{und} \quad (3.49)$$

$$F_A = \frac{F_B \cos \beta_{pTB} (2d_{vB} - a \tan \beta_{pTB}) - (q_{sup} + f_w^r)(a + b + 2c)b}{\cos \beta_{pTA} (2d_{vA} + a \tan \beta_{pTA})}, \quad (3.50)$$

wobei zu beachten ist, dass die aus der Krümmung und der Vorspannung resultierenden Umlenkkräfte  $u_T$  in den geneigten Gurtkräften  $F_A$  und  $F_B$  implizit berücksichtigt sind.

Die Gleichungen (3.49) und (3.50) könnten miteinander kombiniert werden, und führten zu einer quadratischen Gleichung für die unbekannte Gurtkraft  $F_A$ . Eine iterative Lösung konvergiert jedoch sehr rasch, so dass dieser Ansatz für das praktische Vorgehen bevorzugt werden kann. Im ersten Schritt kann die Strecke  $a$  des Spannungsfelds unter Vernachlässigung des (noch unbekanntes) Vertikalanteils  $F_A \sin \beta_{pTA}$  geschätzt werden. Mit diesem Wert wird unter Verwendung des zugehörigen Hebelarms  $d_{vA}$  und der Neigung  $\beta_{pT}$  mit (3.50) ein erster Wert für die Gurtkraft  $F_A$  ermittelt und mit (3.49) der Startwert für  $a$  korrigiert. Nach wenigen Iterationsschritten wird eine ausreichend genaue Lösung für die Werte  $F_A$  und  $a$  erreicht. Üblicherweise werden kleine Winkel der Spanngliedachse angenommen, so dass gilt  $\sin \beta_{pTA} \approx \tan \beta_{pTA} = e'(x)$  und  $\cos \beta_{pTA} \approx 1$ . Mit den Werten für  $F_A$  und  $a$  ist die Beanspruchung am rechten Rand des an die Diskontinuitätslinie AD angrenzenden Spannungsfelds wiederum bekannt, und die Entwicklung der Spannungsfelder kann in analoger Weise weiterverfolgt werden.

Die Gurtkraft im Druckgurt weist beim zentrierten Fächer von Bild 3.19 zwischen den Punkten C und D noch stets einen parabolischen Verlauf auf, während die Kraft im Zuggurt zwischen den Punkten A und B nach einem Polynom 4. Grads verläuft. Ist die Druckfeldneigung konstant, wird der Verlauf der Kraft im Zuggurt parabolisch. Es sei hier erneut ausdrücklich darauf hingewiesen, dass sich die Kraft  $F(x)$  im Zuggurt bei Voraussetzung plausiblen Tragverhaltens nur in den Grenzen

$$P_\infty \leq F(x) \leq P_y \quad (3.51)$$

bewegen darf, vgl. auch Abschnitt 3.6.1. In [D-38] resp. [V-106] ist die Herleitung der Differentialgleichung gegeben, welche die Ermittlung des Kraftverlaufs im gekrümmten Zuggurt erlaubt. Im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen ist es jedoch kaum erforderlich, diesen Verlauf exakt zu kennen. Solange rein geometrisch gewährleistet ist, dass die sich auf dem Spannglied abstützenden Diagonalkräfte einen Kraftabbau über die ganze Länge des betrachteten Spannungsfeld bewirken, kann auf die Bestimmung des exakten Kraftverlaufs verzichtet werden. Dies ist solange der Fall, als für das Spannungsfeld bezüglich der Spanngliedachse keine Neigungswechsel zugelassen wer-

den, d.h. für den in Bild 3.19 festgehaltenen Fall  $\theta(x) + \beta_{pT} \leq \pi/2$ . Ist die Spanngliedachse positiv gekrümmt, ist diese Bestimmung sinngemäss einzuhalten.

### Beanspruchungen im Innern des Schnittkörpers

Die Beanspruchungen im Innern des Druckfelds können anhand der noch stets gültigen Gleichgewichtsbedingung (3.44) eines zentrierten Fächers bestimmt werden. Für die Bestimmung der Betonspannungen  $\sigma_{c,sup}$  an der oberen Berandung ist (3.45) auch für das Spannungsfeld von Bild 3.19 gültig. Wird die Druckfeldneigung konstant, sind die Betonspannungen im ganzen Druckfeld wiederum konstant. Die Spannungen  $\sigma_{c,inf,p}$  im Stegbeton entlang dem gekrümmten Zuggurt werden am einfachsten anhand der relativen Lage bezüglich des Fächerursprungs O ermittelt. Aus dem vertikalen Gleichgewicht am differentiellen Fächerelement ergibt sich

$$\sigma_{c,inf,p} = \sigma_{c,sup} \cdot \frac{\eta_C}{\eta_C + d_v(\xi)} \quad , \text{ wobei} \quad (3.52)$$

$$\eta_C = \frac{d_{vA} \cdot d_{vB} \cdot b}{d_{vB}(a+c) - d_{vA}(b+c)} \quad \text{und} \quad \xi_C = \eta_C \cdot \frac{b+c}{d_{vB}} \quad (3.53)$$

die Koordinaten des Punkts C bezüglich des Fächerursprungs O gemäss Bild 3.19 bezeichnen. Die anhand (3.45) und (3.52) ermittelten Betonspannungen müssen mit einer effektiven Betondruckfestigkeit  $f_{ce}$  verglichen werden, vgl. Abschnitt 2.2.3. Nebenbei sei bemerkt, dass die in [D-38] resp. [V-106] angegebenen Formeln für die Bestimmung der Betonspannung  $\sigma_{c,inf,p}$  entlang dem Zuggurt zu falschen Lösungen führen.

Der relative Verlauf des Hebelarms  $d_v(\xi)$  des gekrümmten Zuggurts in (3.52) muss in der Regel nicht explizit angegeben werden, da die Betonspannungen meist nur an ausgezeichneten Punkten mit bereits vorgängig bestimmten Hebelarmen  $d_v$  – wie die Punkte A und B mit den Hebelarmen  $d_{vA}$  und  $d_{vB}$  in Bild 3.19 – ermittelt werden müssen. Wird der relative Verlauf von  $d_v(\xi)$  dennoch benötigt, ist er gegeben durch

$$d_v(\xi) = c_1 \xi^2 + c_2 \xi + c_3 \quad , \text{ mit den Konstanten} \quad (3.54)$$

$$c_1 = \frac{d_{vA} - d_{vB} - b \tan \beta_{pTB}}{b^2}$$

$$c_2 = \frac{d_{vA} - d_{vB}}{b} - c_1(2\xi_C + b) \quad \text{und} \quad (3.55)$$

$$c_3 = d_{vB} - c_1 \cdot \xi_C^2 - c_2 \cdot \xi_C \cdot$$

Die Verbundspannungen entlang dem gekrümmten Zuggurt können durch Spannungstransformation ebenfalls bestimmt werden und belaufen sich auf

$$\tau_{bpT, sup} = \sigma_{c, inf, p} \cdot \frac{b_w}{p_{bpT, sup}} \cdot \sin(\theta + \beta_{pT}) \cos(\theta + \beta_{pT}) , \quad (3.56)$$

wobei der Quotient die Spannungskonzentration des Druckfelds auf den Verbundumfang  $p_{bpT, sup}$  im betroffenen, hier obenliegenden Bereich des Spannglieds berücksichtigt. Für diesen Verbundumfang wird auf die Abschnitte 2.5.3 und 2.5.4 verwiesen.

Weil der gekrümmt verlaufende Zuggurt bezüglich der horizontal verlaufenden Unterkante des Tragwerks eine Neigung aufweist, die Bügelkräfte  $f_w^l$  und die am Untergurt angreifenden verteilten Lasten  $q_{inf}$  jedoch als vertikal wirkend vorausgesetzt werden, müssen auch an der Unterseite des Zuggurts Verbundspannungen wirksam sein, damit das diagonale Druckfeld in die Vertikale umgelenkt werden kann. Die Verbundspannungen gemäss (3.56) sorgen schliesslich erst für die Umlenkung des Druckfelds auf die Senkrechte zur Spanngliedachse. Die Verbundspannungen unterhalb des Spannglieds belaufen sich unter Annahme kleiner Winkel der Spanngliedachse auf

$$\tau_{bpT, inf} = \sigma_{c, sup, p} \cdot \frac{b_w}{p_{bpT, inf}} \cdot \sin\beta_{pT} \cos\beta_{pT} \approx \frac{f_w^l - q_{inf}}{p_{bpT, inf}} \tan\beta_{pT} , \text{ mit} \quad (3.57)$$

$$\sigma_{c, sup, p} = \frac{f_w^l - q_{inf}}{b_w} \cos^2\beta_{pT} \approx \frac{f_w^l - q_{inf}}{b_w} . \quad (3.58)$$

Die Verbundspannungen gemäss (3.57) erreichen erst bei grösserer Neigung der Spannbewehrung  $\beta_{pT}$ , kleinen für den Verbund wirksamen Umfängen  $p_{bpT, inf}$  oder äusserst hohen Bügelwiderständen  $f_w^l$  signifikante Werte. Die Betonspannungen gemäss (3.58) werden gegenüber (3.52) nie massgebend.

### Fächer mit gekrümmten Druckgurten

Die für das Spannungsfeld von Bild 3.19 entwickelte Lösung kann sinngemäss auch auf Voutenträger mit gekrümmten Druckgurten angewendet werden [D-38]. Vorsicht geboten ist jedoch für die Berücksichtigung des Eigengewichts; dieses ist bei gevouteten Trägern kaum mehr gleichmässig verteilt. In dem meisten Fällen kann es wohl ohne grössere Einbusse an Genauigkeit stückweise konstant angenommen werden [F-63].

Alternativ ist es auch möglich, den Verlauf des Druckgurts so zu bestimmen, dass die benötigten Bügelwiderstände über die ganze betrachtete Tragwerkslänge – mit Ausnahme der Krafteinleitungsbereiche – annähernd konstant werden. In [F-63] ist eine Lösung für stückweise linearen Verlauf des Druckgurts angegeben.

### 3.6.4 Fächer mit zwei Zuggurten

Vorgespannte Bauteile der Praxis weisen neben gekrümmt geführten Spanngliedern als eigentliche Hauptbewehrung oft auch gerade eingelegte Bewehrung auf – mitunter als Spannbettbewehrung ausgeführt –, die einen signifikanten Beitrag an den Tragwiderstand leistet.

Bild 3.20 zeigt ein Spannungsfeld für ein Tragelement konstanter Bauhöhe, in dem sich die Kräfte auf zwei Zuggurte abstützen können [D-38]. Ein solches Bauteil wirkt als Parallelträger. Das Spannungsfeld entspricht einer Überlagerung zweier zentrierter Fächer mit einer Umlenkung des Druckfelds am gekrümmten Zuggurt. Damit sowohl die Kraft im Untergurt als auch die Kraft im Spannglied über die zugehörige Länge abnimmt, muss der Winkel  $\theta_{inf}$  im unteren Teil an jeder Stelle des Spannungsfelds steiler sein als der Winkel  $\theta_{sup}$  des Druckfelds oberhalb des gekrümmten Gurts:

$$\theta_{sup} \leq \theta_{inf} \leq \pi/2 \quad (3.59)$$

Grundsätzlich ist es auch denkbar, anstelle eines am gekrümmten Zuggurt umgelenkten Druckfelds zwei einzelne Fächer – im Sinne von Bild 3.18 und Bild 3.19 – zu überlagern, die sich anteilmässig an der Aufnahme der Kräfte beteiligen. Für die Ermittlung der Betonspannungen in den Druckfeldern ist dann jedoch die Durchdringung der Spannungsfelder zu berechnen, die relativ aufwendig werden kann, vgl. auch [D-38] resp. [V-106]. Zudem müssen die Bügelwiderstände den einzelnen Spannungsfeldern zugeteilt werden.

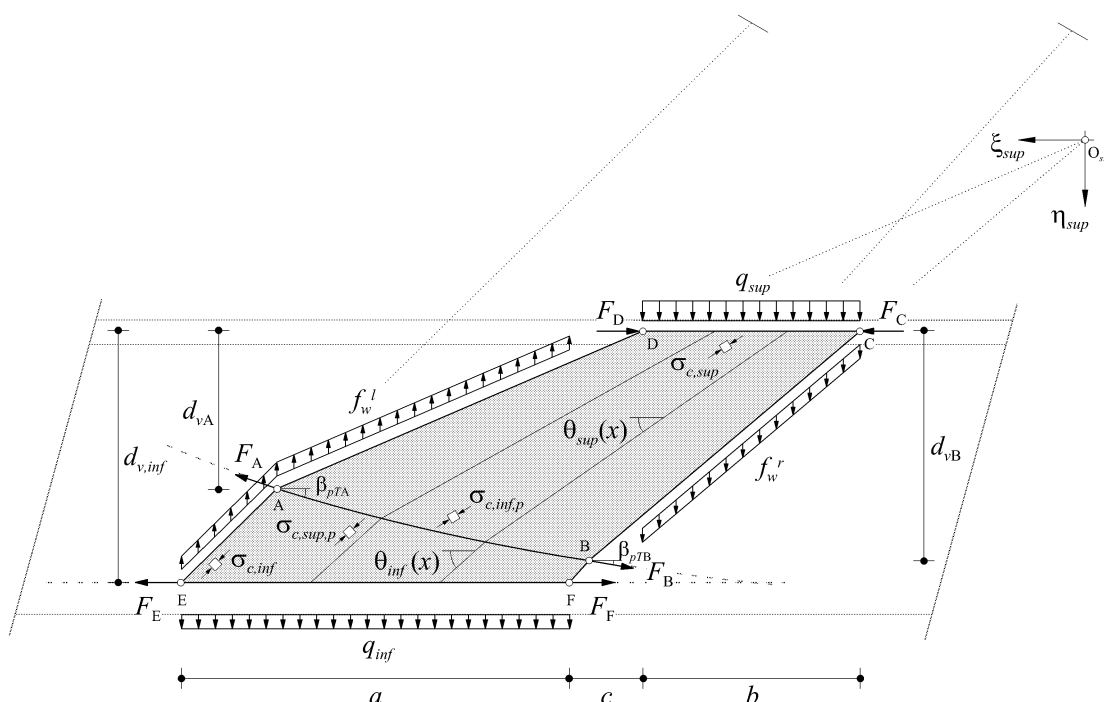


Bild 3.20 Zentrierte anisotrope Fächer mit einem geraden, unteren Zuggurt und Umlenkung des Druckfelds an einem gekrümmten Zuggurt [D-38] – Bezeichnungen am Schnittkörper.

### Beanspruchungen an den Rändern des Schnittkörpers

Der Verlauf des gekrümmten Zuggurts sei ebenfalls durch die Funktion  $d_v(x)$  und deren Ableitungen  $d_v'(x)$  und  $d_v''(x)$  definiert. Der Hebelarm des Untergurts wird zu  $d_{v,inf} = \text{const}$  angenommen. Als Unbekannte werden die Länge  $a$ , und die Gurtkräfte  $F_A$ ,  $F_D$  und  $F_E$  eingeführt, die restlichen Grössen seien bekannt. Damit ist auch umgekehrt klar, dass das Spannungsfeld mit den Gleichgewichtsbedingungen allein nicht mehr beschrieben werden kann und es somit statisch unbestimmt wird.

Aus der globalen Entwicklung der Spannungsfelder gilt demnach für die Gurtkräfte

$$F_B \cos\beta_{pTB} + F_F = F_C \quad \text{und} \quad F_D = F_A \cos\beta_{pTA} + F_E . \quad (3.60)$$

Mit der Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung ergibt sich dasselbe Ergebnis wie für (3.49) für die horizontale Ausdehnung  $a$  des Spannungsfelds

$$a = \frac{(q_{sup} + f_w^r)b + F_B \sin\beta_{pTB} - F_A \sin\beta_{pTA}}{f_w^l - q_{inf}} . \quad (3.61)$$

Die Momentenbedingung um den Punkt D in Bild 3.20 ergibt eine Gleichung für die unbekannte Spanngliedkraft  $F_A$  in Abhängigkeit der ebenfalls unbekannt Kraft  $F_E$  im Untergurt und verdeutlicht damit die statische Unbestimmtheit des Spannungsfelds

$$F_A = \frac{F_B \cos\beta_{pTB} \{2d_{vB} - \tan\beta_{pTB} [a + 2(d_{v,inf} - d_{vB}) \cot\theta_{infF}]\}}{\cos\beta_{pTA} \{2d_{vA} + \tan\beta_{pTA} [a - (d_{v,inf} - d_{vA}) \cot\theta_{infE}]\}} + \frac{2(F_F - F_E)d_{v,inf} - (q_{sup} + f_w^r) \cdot b \cdot (a + b + 2c)}{\cos\beta_{pTA} \{2d_{vA} + \tan\beta_{pTA} [a - (d_{v,inf} - d_{vA}) \cot\theta_{infE}]\}} . \quad (3.62)$$

Im Sinne einer statischen Lösung kann für eine der überzähligen Grössen ein Wert vorausgesetzt und die anderen anschliessend überprüft werden. So kann beispielsweise für den Verlauf der Druckfeldneigung  $\theta_{inf}$  im unteren Teil des Spannungsfelds eine Annahme getroffen werden, und so auf den Verlauf der Gurtkraft  $F_{inf}$  im Untergurt geschlossen werden.

Wird die Neigung  $\theta_{inf}$  im unteren Teil des Spannungsfelds als konstant vorausgesetzt, wird der Verlauf der Untergurtkraft  $F_{inf}$  druckfeldweise linear, vgl. hierzu auch die Erläuterungen zu (3.41). Der Abbau der Kraft im Untergurt entspricht damit

$$F_F - F_E = (f_w^l - q_{inf}) \cdot a \cot\theta_{inf} , \quad (3.63)$$

und die Kraft  $F_A$  im gekrümmten Zuggurt bestimmt sich mit (3.62) zu

$$F_A = \frac{F_B \cos \beta_{pTB} [2d_{vB} - \tan \beta_{pTB} (a - 2d_{vB} \cot \theta_{inf})]}{\cos \beta_{pTA} [2d_{vA} + \tan \beta_{pTA} (a + d_{vA} \cot \theta_{inf})]} - \frac{(q_{sup} + f_w^r)(a + b + 2c - 2d_{v,inf} \cot \theta_{inf})b}{\cos \beta_{pTA} [2d_{vA} + \tan \beta_{pTA} (a + d_{vA} \cot \theta_{inf})]} \quad (3.64)$$

Damit sind die Beanspruchungen am rechten Rand des angrenzenden Spannungsfeld wiederum bekannt, und die Entwicklung der Spannungsfelder kann fortschreiten. Damit im Teil unterhalb des Spannglieds keine Überlagerungen der angrenzenden Spannungsfelder entstehen, sollte der Neigungswinkel  $\theta_{inf}$  in der gleichen Grösse oder steiler gewählt werden. Wird er steiler gewählt, ergeben sich spannungsfreie Zonen zwischen den benachbarten Spannungsfeldern.

Der Verlauf der Neigung  $\theta_{inf}$  kann einem zentrierten Fächer entsprechend auch linear veränderlich gewählt werden. Der Verlauf der Untergurtkraft  $F_{inf}$  wird damit druckfeldweise parabolisch und der Abbau der Kraft im Untergurt kann mittels Integration über die Strecke  $a$  bestimmt werden zu

$$F_F - F_E = (f_w^l - q_{inf}) \frac{a}{2} (\cot \theta_{infE} + \cot \theta_{infF}) \quad , \quad (3.65)$$

worin offensichtlich die mittlere Neigung im unteren Teil des Spannungsfelds massgebend wird. Die Kraft  $F_A$  im gekrümmten Zuggurt bestimmt sich anhand (3.62) zu

$$F_A = \frac{F_B \cos \beta_{pTB} \{2d_{vB} - \tan \beta_{pTB} [a - d_{v,inf} \cot \theta_{infE} + (d_{v,inf} - 2d_{vB}) \cot \theta_{infF}]\}}{\cos \beta_{pTA} \{2d_{vA} + \tan \beta_{pTA} [a + d_{v,inf} \cot \theta_{infE} - (d_{v,inf} - 2d_{vA}) \cot \theta_{infF}]\}} - \frac{(q_{sup} + f_w^r)[a + b + 2c - d_{v,inf} (\cot \theta_{infE} + \cot \theta_{infF})] \cdot b}{\cos \beta_{pTA} \{2d_{vA} + \tan \beta_{pTA} [a + d_{v,inf} \cot \theta_{infE} - (d_{v,inf} - 2d_{vA}) \cot \theta_{infF}]\}} \quad (3.66)$$

Mit den so bestimmten Kräften kann das angrenzende Spannungsfeld untersucht werden. Der Wahl der Diagonalenneigung  $\theta_{inf}$  sind dann wiederum gewisse Grenzen gesetzt, damit sich keine Durchdringungen oder eventuell sogar Zunahmen in den Gurtkräften ergeben. Selbstredend sind auch andere Verläufe für die Gurtkraft im Untergurt denkbar, deren Untersuchung hier jedoch nicht mehr weiterverfolgt werden soll.

Für ein plausibles Tragverhalten sollen auch bei dem hier besprochenen Spannungsfeld für die Kraft im gekrümmten Zuggurt die Grenzen gemäss (3.51) eingehalten werden. Besteht der Untergurt ebenfalls aus vorgespannter Bewehrung, gilt diese Bedingung selbstverständlich auch für diesen.

### Beanspruchungen im Innern des Schnittkörpers

Die Ermittlung der Betonspannungen erfolgt mit Vorteil ebenso wie für das Spannungsfeld aus Bild 3.19 anhand der relativen Lage zum jeweiligen Fächerursprung. Diese Spannungen werden bei einer praxisgerechten rechnerischen Überprüfung ebenfalls nur

an ausgewählten Stellen bestimmt, da ihre vollumfängliche Ermittlung recht umfangreich würde wie die folgenden Ausführungen zeigen.

Für die Spannungen  $\sigma_{c,sup}$  entlang des Obergurts gilt (3.45) unabhängig vom angenommenen Kraftverlauf im Untergurt unverändert. Die Betonspannung  $\sigma_{c,inf,p}$  auf der Höhe des gekrümmten Zuggurts kann im Falle einer konstanten Diagonalenneigung  $\theta_{inf}$  auch mit (3.52) bestimmt werden; für die relativen Fächerkoordinaten des Punkts C müssen jedoch die Ausdrücke

$$\eta_{C, sup} = \frac{d_{vA} \cdot d_{vB} \cdot b}{d_{vB}[a + c - (d_{v,inf} - d_{vA}) \cot \theta_{inf}] - d_{vA}[b + c - (d_{v,inf} - d_{vB}) \cot \theta_{inf}]} \text{ und}$$

$$\xi_{C, sup} = \eta_{C, sup} \frac{b + c - (d_{v,inf} - d_{vB}) \cot \theta_{inf}}{d_{vB}} \quad (3.67)$$

eingesetzt werden. Wird der relative Verlauf des Hebelarms  $d_v(\xi_{sup})$  benötigt, kann ebenfalls (3.54) unter Berücksichtigung der geänderten Lage des Punkts C gemäss (3.67)<sub>1</sub> verwendet werden. Die Betonspannung  $\sigma_{c,inf}$  entlang des Untergurts ist unter Voraussetzung eines konstanten Diagonalwinkels  $\theta_{inf}$  im ganzen unteren Spannungsfeld konstant – vgl. auch die Ausführungen zu (3.45) – und beträgt

$$\sigma_{c, inf} = \frac{f_w^l - q_{inf}}{b_w} (1 + \cot^2 \theta_{inf}) = \sigma_{c, sup, p} \quad (3.68)$$

Die Verbundspannungen entlang des Spannglieds können mittels Spannungstransformation bestimmt werden. Für die Verbundspannung  $\tau_{bpT, sup}$  im oberen Spannungsfeld gilt (3.56) unverändert; für die Verbundspannung  $\tau_{bpT, inf}$  im unteren Teil gilt für eine konstante Diagonalenneigung  $\theta_{inf}$

$$\tau_{bpT, inf} = -\sigma_{c, inf} \cdot \frac{b_w}{P_{bpT, inf}} \cdot \sin(\theta_{inf} + \beta_{pT}) \cos(\theta_{inf} + \beta_{pT}) \quad (3.69)$$

Diese Verbundspannung ist im Gegensatz zur Betonspannung im unteren Teil des Spannungsfelds nicht konstant, und sie wirkt dem Kraftabbau im gekrümmten Zuggurt entgegen, zumindest solange die Neigung  $\theta_{inf}$  flacher als die Senkrechte auf den gekrümmten Zuggurt ist. Dies dürfte der Fall sein, solange die untersuchten Tragwerke eine kleine Schlankheit aufweisen, und die Spanngliedneigungen daher recht klein ausfallen. Für die Ermittlung der für Verbund wirksamen Umfänge wird auf die Ausführungen in Abschnitt 2.5.3 und Abschnitt 2.5.4 verwiesen.

Wird die Diagonalenneigung  $\theta_{inf}$  linear veränderlich gewählt, können die Betonspannung  $\sigma_{c,inf,p}$  entlang des gekrümmten Zuggurts sowie der relative Verlauf des He-



belarms  $d_v(\xi_{sup})$  ebenfalls mit (3.52) resp. (3.54) bestimmt werden, unter der Verwendung von

$$\eta_{C, sup} = \frac{d_{vA} \cdot d_{vB} \cdot b}{d_{vB}[a + c - (d_{v, inf} - d_{vA}) \cot \theta_{infE}] - d_{vA}[b + c - (d_{v, inf} - d_{vB}) \cot \theta_{infF}]},$$

$$\xi_{C, sup} = \eta_C \frac{b + c - (d_{v, inf} - d_{vB}) \cot \theta_{infF}}{d_{vB}}. \quad (3.70)$$

Die Betonspannungen im unteren Bereich variieren gemäss (3.44) wie im oberen Bereich des Spannungsfelds hyperbolisch entlang den Hauptrichtungen des zugehörigen zentrierten Fächers. Die Betonspannungen  $\sigma_{c, inf}$  entlang des Untergurts können mit (3.68) bestimmt werden. Für eine linear veränderliche Druckdiagonalenigung  $\theta_{inf}$  gilt für die Betonspannungen  $\sigma_{c, sup, p}$  auf Höhe des Spannglieds

$$\sigma_{c, sup, p} = \sigma_{c, inf} \frac{\eta_{F, inf}}{\eta_{F, inf} - d_{v, inf} + d_v(\xi_{inf})}, \quad \text{mit} \quad (3.71)$$

$$\eta_{F, inf} = \frac{a}{\cot \theta_{infE} - \cot \theta_{infF}} \quad \text{und} \quad \xi_{F, inf} = \eta_{F, inf} \cot \theta_{infF}, \quad (3.72)$$

als die relativen Koordinaten des Punkts F bezüglich des Fächerursprungs  $O_{inf}$  für das Druckfeld im unteren Teil.

Die Verbundspannung  $\tau_{bpT, sup}$  entlang des gekrümmten Zuggurts oberhalb desselben kann bei linear veränderlicher Diagonalenigung  $\theta_{inf}$  mit (3.56) ermittelt werden. Für die Verbundspannung unterhalb des gekrümmten Zuggurts gilt

$$\tau_{bpT, inf} = \sigma_{c, sup, p} \cdot \frac{b_w}{p_{bpT, inf}} \cdot \sin(\theta_{inf} + \beta_{pT}) \cos(\theta_{inf} + \beta_{pT}), \quad (3.73)$$

wobei die Erläuterungen zu (3.69) ihre Gültigkeit behalten.

### 3.6.5 Kritische Neigung der Druckdiagonale

Das Versagen des Verbunds entlang eines Gurts wird in der Bemessung und in rechnerischen Überprüfungen in der Regel vernachlässigt. Die in Abschnitt 2.4.2 und Abschnitt 2.4.3 bereitgestellten Grundlagen erlauben es jedoch, die Beanspruchung der Bügelbewehrung mit dem Versagen der Druckdiagonale sowie dem Versagen des Verbunds entlang der Gurte zu verknüpfen. Damit kann direkt auf eine kritische Diagonalenigung geschlossen werden, bei der eines oder zwei dieser drei Kriterien massgebend werden und das Maximum des Tragwiderstands somit erreicht wird.

In dieser Untersuchung wird das eigentliche Gurtversagen nicht betrachtet. Der Hebelarm der Gurte wird in der Regel so gewählt, dass der Druckgurt nicht massgebend werden kann. Der Gradient der Zuggurtkraft wird zwar durch die Diagonalenneigung beeinflusst; der Widerstand der Gurtkraft wird jedoch davon nicht betroffen und in der Regel auch an anderen Stellen als die Druckdiagonalen massgebend. Dabei müssen jedoch Abstufungen der Längsbewehrung ausdrücklich ausgeklammert werden; unter dieser Voraussetzung ist die getroffene Annahme gerechtfertigt.

**Verknüpfung der Versagensarten**

Bild 3.21 (a) zeigt einen Ausschnitt eines Spannungsfelds entlang eines geraden Zuggurts im Feldbereich, vgl. hierzu auch Bild 3.18. Die Beanspruchungen der Druckdiagonale sind zwar in der Regel grösser entlang des Druckgurts; aufgrund des Verzerrungszustands ist in diesem Bereich jedoch auch meist die Druckfestigkeit etwas grösser, vgl.

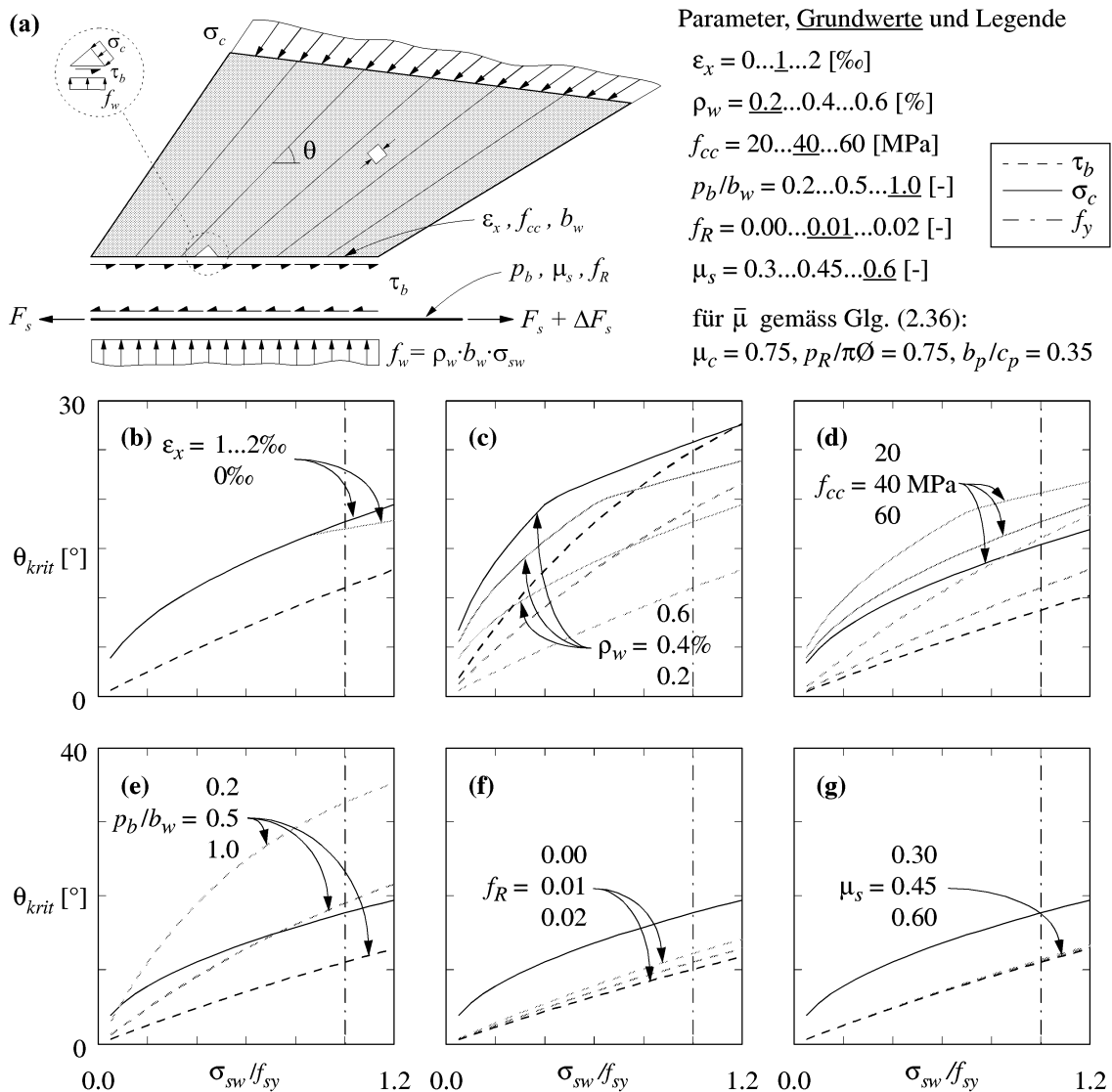


Bild 3.21 Kritische Druckdiagonalenneigung – (a) Schnittkörper und Parameter; Einfluss (b) der Längsdehnung; (c) des Bügelbewehrungsgehalts; (d) der Betondruckfestigkeit; (e) des für Verbund wirksamen Umfangs; (f) der Bewehrungsprofilierung und (g) des Reibungsbeiwerts zwischen Stahl und Beton.

dazu auch Bild 2.5 (a). Entlang des Druckgurts ist zudem kein eigentliches Verbundproblem vorhanden, da die Längskraft durch den Beton aufgenommen wird.

Beim Zuggurt können die Druckfestigkeit in der Diagonale, der Verbund entlang des Zuggurts und die Bügelwiderstände überschritten werden, wie ein Element am Untergurt in Bild 3.21 (a) zeigt. Verformungslokalisierungen werden dabei bewusst ausgeklammert; diese beeinflussen insbesondere die Dehnungen der Bügelbewehrungen in den Rissen, die zu einem vorzeitigen Zerreißen der Bügelbewehrung führen können. Es wird somit eine rein statische Betrachtung vollzogen.

Die Bügelbewehrung wird in der Regel ausgenutzt, so dass die Spannungen in den Bügeln im Bereich der Fließgrenze  $f_y$  liegen. Das Versagen erfolgt durch Zerreißen bei Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{tk}$ ; diese liegt für Bügelbewehrungen – die in der Regel aus kaltverformten Stählen hergestellt werden – etwa 10...20% höher als die Fließgrenze, vgl. auch Tabelle 2.1. Die Bügelkräfte  $f_w$  sind direkt mit der Ausnutzung des Bügelbewehrungsgehalts  $\rho_w$  verknüpft über

$$f_w = A_{sw}/s \cdot \sigma_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sigma_{sw} \quad (3.74)$$

Die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$  in der Diagonale wird gemäss dem Vorschlag (2.16) angesetzt; sie ist insbesondere abhängig vom Verzerrungszustand entlang des Gurts. In der Berechnung der Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  – stellvertretend für den Verzerrungszustand – gemäss (2.12) wird die Hauptstauchung  $\varepsilon_2 = \varepsilon_{c0}$  gesetzt, mit  $\varepsilon_{c0}$  gemäss (2.9). Die Spannungen im Beton können im hier betrachteten Fall mit (3.46) ermittelt werden; andere Fälle könnten mit den Angaben in Abschnitt 3.6.3 und Abschnitt 3.6.4 selbstredend ebenfalls untersucht werden. Die genannten Gleichungen können miteinander verknüpft werden und führen – mit der Bezeichnung für den mechanischen Bügelbewehrungsgehalt  $\omega_w = \rho_w \cdot f_{sy}/f_c$ , mit der Druckfestigkeit  $f_c$  gemäss (2.6) – zu einer kritischen Druckdiagonalenneigung von

$$\cot\theta_{krit} = \sqrt{\frac{(1.8 - 38\varepsilon_x) \cdot f_{cc}^{2/3} - \omega_w \cdot f_c \cdot \sigma_{sw}/f_{sy}}{38(\varepsilon_x - \varepsilon_2) + \omega_w \cdot f_c \cdot \sigma_{sw}/f_{sy}}} \leq \sqrt{\frac{f_{ce, min}}{\omega_w \cdot f_c \cdot \sigma_{sw}/f_{sy}} - 1} \quad (3.75)$$

unter der Berücksichtigung des Minimalwerts gemäss (2.15). Da die Hauptdehnung  $\varepsilon_1$  gemäss (2.12) von der Druckdiagonalenneigung  $\theta$  abhängt und damit gemäss (2.16) auch die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$ , ist ein iteratives Vorgehen nötig. Wie jedoch bereits Bild 2.5 (a) zeigt, wird bei den zu erwartenden flachen Druckdiagonalen über weite Bereiche der Minimalwert gemäss (2.15) massgebend.

Für das Verbundversagen wird die Erhöhung der Verbundfestigkeit  $\tau_b$  durch den Querdruck aus den Bügelkräften anhand von (2.35) berücksichtigt. Der Querdruck aus den Bügelkräften muss dabei mit  $\sigma_{\perp}^* = f_w/p_b$  auf den für Verbund wirksamen Umfang  $p_b$  bezogen werden; wie schon in Bild 3.21 (a) angedeutet, entspricht dieser Umfang  $p_b$  kaum dem gesamten Umfang der einzelnen Bewehrungsstäbe. Die minimale

Verbundfestigkeit – ohne günstig wirkenden Querdruck – wird gemäss (2.33) bestimmt. Die effektiv auftretende Verbundspannung entlang des Gurts kann im hier betrachteten Fall gemäss (3.47) ermittelt werden. Die Verknüpfung dieser Gleichungen führt ebenfalls zu einer kritischen Diagonalenneigung, bei der das Versagen des Verbunds entlang des Gurts massgebend wird, und ergibt

$$\cot\theta_{krit} = \bar{\mu} + \frac{p_b}{b_w} \cdot \frac{(0.31 + 4 \cdot f_R) \cdot f_{cc}^{2/3}}{\omega_w \cdot f_c \cdot \sigma_{sw} / f_{sy}}, \quad (3.76)$$

mit dem mittleren Reibungsbeiwert  $\bar{\mu}$  gemäss (2.36).

### Auswertung

Die Gleichungen (3.74), (3.75) und (3.76) sind in Bild 3.21 (b) bis (g) ausgewertet und werden nachstehend besprochen; die zugehörigen Parameter sind in Bild 3.21 (a) angegeben.

Für die mittlere Längsdehnung  $\varepsilon_x$  wird vorausgesetzt, dass sich das untersuchte Spannungsfeld in der Nähe eines Endauflagers befinde; die Längsdehnung bewegt sich daher zwischen Dekompression resp. Reißen des Betonquerschnitts und höchstens dem Fliessbeginn der Bewehrung in ungefähr den angegebenen Grenzen. Bild 3.21 (b) zeigt, dass die mittlere Längsdehnung nur einen kleinen Einfluss auf die effektive Druckfestigkeit  $f_{ce}$  hat; im betrachteten Bereich wird praktisch immer der Minimalwert gemäss (2.15) massgebend, vgl. auch Bild 2.5. Dies gilt somit insbesondere auch für Stützenbereiche von Durchlaufträgern. Lediglich für nicht dekomprimierte Querschnitte kann allenfalls eine etwas erhöhte Druckfestigkeit berechnet werden. Das Diagramm zeigt auch, dass unter der Voraussetzung der angenommenen Grundwerte der anderen Parameter das Verbundversagen nicht massgebend wird; es ist höchstens ein gleichzeitiges Versagen von Druckdiagonale und Bügelbewehrung möglich. Dies entspricht – wie schon einleitend bemerkt – dem üblicherweise vorausgesetzten Fall. Für die vorausgesetzten Grundwerte müssen die Druckdiagonalenneigungen grösser als etwa  $17^\circ$  sein, damit die Bügelbewehrung beim Betonbruch in der Diagonale die Fliessgrenze erreichen kann. Wird die Diagonale steiler gewählt, versagt die Bügelbewehrung allein, bei flacheren Diagonalenneigung werden nur die Spannungen im Beton massgebend.

Die angegebenen Grenzen für den Bügelbewehrungsgehalt  $\rho_w$  decken ungefähr den Bereich ab, der bei schwach bis normal verbügelten Bauteilen vorkommen kann. Der obere Grenzwert entspricht bereits einer recht kräftigen Verbügelung; bei einer Stegbreite von  $b_w = 200$  mm entspräche er etwa einer zweischnittigen Bügelbewehrung  $\emptyset 10/s = 125$  mm. Der Bügelbewehrungsgehalt beeinflusst sowohl das Versagen des Verbunds als auch das Versagen der Druckdiagonalen sehr stark und ist somit – neben der Ausnützung der Bügelbewehrung – einer der Hauptparameter. Bild 3.21 (c) zeigt, dass für höhere Bewehrungsgehalte und hohe Ausnützung der Bügel bis zur Zugfestigkeit der Verbund knapp massgebend werden kann; in den meisten Fällen dürfte der

Tragwiderstand jedoch durch Versagen der Diagonalen und der Bügelbewehrung begrenzt sein. Damit dieser Fall eintritt, muss die Diagonalenneigung bei schwach bewehrten Bauteilen grösser als etwa  $18^\circ$  bleiben; für bereits kräftiger verbügelte Bauteile liegt die Grenze der Diagonalenneigung bei etwa  $26^\circ$ .

Die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  bewegt sich in Grenzen wie sie etwa in der Bemessung und in bestehenden Tragwerken angetroffen werden können. Sie beeinflusst sowohl den Verbund als auch das Druckversagen der Diagonale recht ausgeprägt und stellt damit einen weiteren wichtigen Parameter dar. Mit den vorausgesetzten Grundwerten wird für die kritische Diagonalenneigung in Bild 3.21 (d) durchwegs das Versagen des Diagonalenbetons und der Bügelbewehrung massgebend. Damit die Bügelbewehrung die Fließgrenze nicht überschreitet, müssen die Druckdiagonalen je nach Betondruckfestigkeit steiler als etwa  $18...15^\circ$  bleiben.

Für den auf die Stegbreite bezogenen, für Verbund wirksamen Umfang  $p_b$  müssen Annahmen getroffen werden. Auf alle Fälle wird angenommen, dass nur die Hälfte des gesamten Umfangs der Bewehrung für Verbund wirksam sei, wie dies auch in Bild 3.21 (a) angedeutet ist. Der untere Grenzwert entspricht einer Bewehrung mit sehr kleinen Durchmessern, der mittlere Wert einer Bewehrung mit mittlerem bis grossem Durchmesser und der obere Wert dem Grenzfall des Flachblechs. Der für Verbund wirksame Umfang beeinflusst naturgemäss nur das Versagen des Verbunds; dies jedoch in äusserst ausgeprägtem Masse und er wird damit neben dem Bügelbewehrungsgehalt der zweite Hauptparameter. In Bild 3.21 (e) zeigt sich auch, dass je nach Grösse des Verbundumfangs das Verbundversagen massgebend werden kann; soll dies nicht eintreten, sondern das Versagen von Diagonale und Bügel massgebend werden, muss der für Verbund wirksame Umfang mindestens 55% der Stegbreite betragen. Bleibt hingegen die Ausnutzung der Bügel unter etwa 75% und ist der Verbundumfang nicht allzu gross, kann das gleichzeitige Versagen der Druckdiagonale und des Verbunds massgebend werden. Die Massgeblichkeit des Verbundversagens entlang des Gurts steht und fällt mit der getroffenen Annahme bezüglich des für Verbund wirksamen Umfangs. Es kann daher auch keine kritische Diagonalenneigung angegeben werden.

Die Profilierung der Längsbewehrung – gekennzeichnet durch die bezogene Rippenfläche  $f_R$  – entspricht den bei der Herleitung der Verbundfestigkeit ohne Querdruck in (2.33) vorausgesetzten Werten, welche glatte bis profilierte Stähle betreffen; wie Bild 3.21 (f) zeigt, wird das Verbundversagen bereits für diese schwachen Profilierungen nicht mehr massgebend, so dass auf die Untersuchung stärker profilierter Bewehrungen verzichtet werden kann. Bleibt die Diagonalenneigung zwischen etwa  $18^\circ$  und  $20^\circ$ , können die Druckdiagonale und die Bügelbewehrung gleichzeitig voll ausgenützt werden.

Wie Bild 3.21 (g) zeigt, hat der angenommene Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Beton praktisch keinen Einfluss auf das Verbundversagen, so dass auf eine eingehendere Diskussion dieses Parameters verzichtet wird.

## Fazit

Die für Bild 3.21 angestellten Überlegungen zeigen, dass die kritische Diagonalen- neigung in einem Spannungsfeld für praktisch alle Kombinationen von Bügelbewehrungs- gehalt und Betondruckfestigkeit durch das Versagen der Druckdiagonalen und der Bü- gelbewehrung bestimmt wird.

Dieser Umstand hängt aber sehr stark von der getroffenen Annahme ab, wie gross der für Verbund wirksame Umfang der Längsbewehrung ist; unterschreitet dieser Um- fang eine kritische Grenze, kann das Versagen der Druckdiagonalen und des Verbunds massgebend werden. Weitergehende Untersuchungen zu diesem Problemkreis wären wünschenswert.

Stabprofilierung und Verzerrungszustand haben einen nur sehr geringen Einfluss auf die Dominanz der Versagen.

### 3.6.6 Spaltzugwirkung bei Spanngliedern

Spannungsfelder nehmen rechnerisch in der Regel die ganze Breite des Stegs eines pro- filierten Trägers ein. Stützen sich Druckdiagonalen auf das Spannglied ab, um dessen Kraftabbau zu bewirken, geschieht eine Spannungskonzentration der Druckspannungen im Steg auf das Spannglied. Durch die Umlenkung der Spannungen entstehen Querspannungen, die in der Regel von der Betonzugfestigkeit abgedeckt sein müssen, da entlang der Hüllrohrachse selten Querbewehrung vorhanden ist. In diesem Abschnitt werden verschiedene Modelle diskutiert, welche die Bestimmung dieser Querspan- nungen erlauben.

Bild 3.22 (a) zeigt einen Ausschnitt aus einem Spannungsfeld für einen Träger mit Spanngliedvorspannung. Bild 3.22 (b) zeigt die Verläufe der Betonspannung in der Druckdiagonale bei verschiedenen Annahmen für die Spannungsausbreitung.

#### Parabelförmige Spannungsausbreitung – Druckbogen

Im Modell gemäss Bild 3.22 (c) wird angenommen, dass sich die auf das Spannglied konzentrierte Druckspannung parabelförmig auf die Stegdicke ausbreitet. Für das Gleichgewicht in Richtung der Diagonale gilt

$$\sigma_{sup,p} = \sigma_{c,inf,p} \cdot b_w / b_p , \quad (3.77)$$

wobei für die Breite  $b_p$  der Krafteinleitung etwa der Hüllrohr(innen)durchmesser  $\varnothing_i$  an- genommen werden kann. Da die Umlenkung der Druckdiagonale apriori parabelförmig angenommen wird, ergeben sich konstante Umlenkkräfte über die Länge  $a$ ; selbstver- ständlich funktioniert diese Herleitung auch umgekehrt, vgl. hierzu beispielsweise [V- 105]. Wird an einem Element der Spannungsausbreitung das Gleichgewicht in tangen-

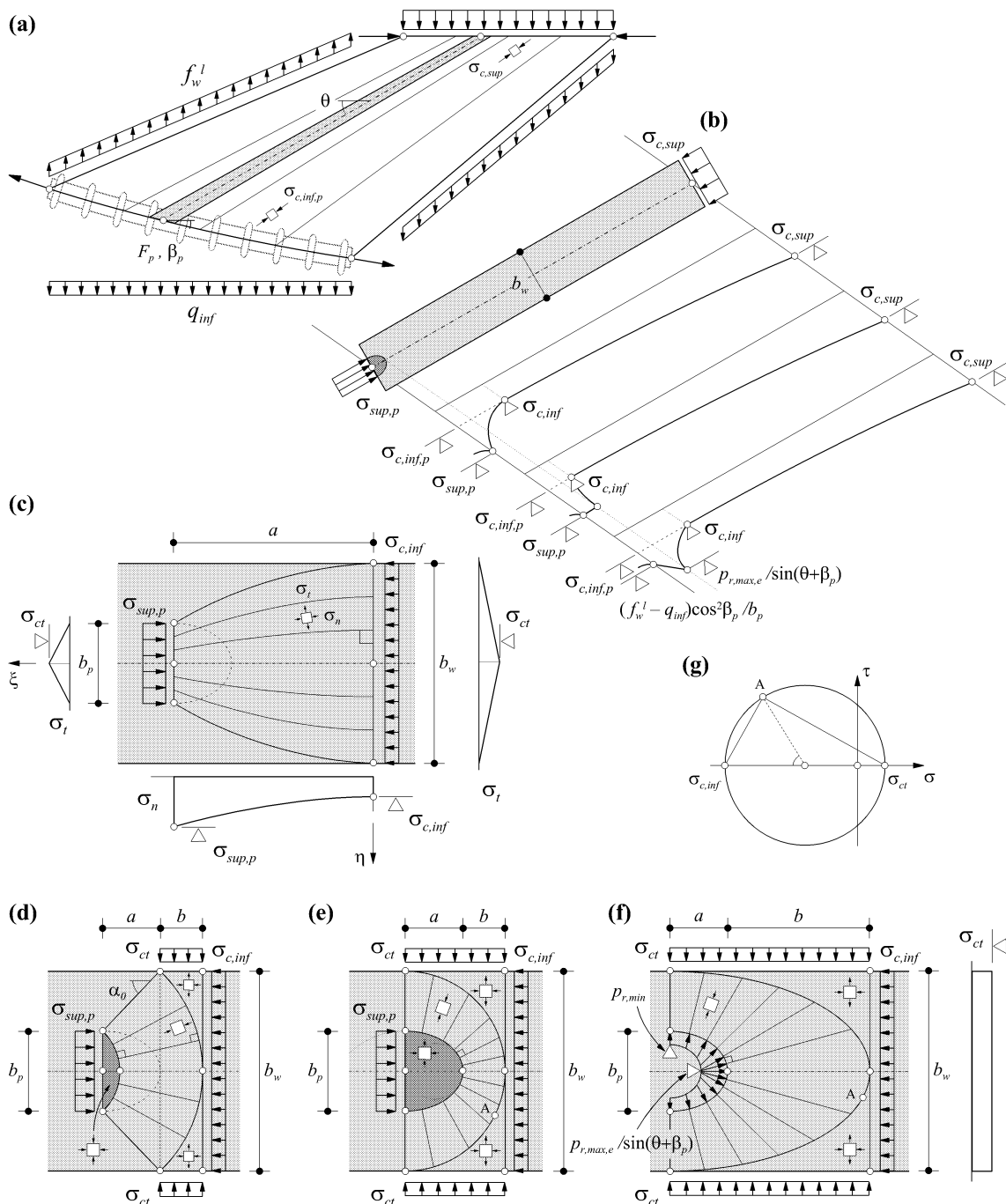


Bild 3.22 Spannungsverteilung in der Druckdiagonale – (a) Schnittkörper mit infinitesimaler Druckdiagonale; (b) Spannungsverteilungen in der Druckdiagonale bei verschiedenen Annahmen; (c) Bogenwirkung; (d) zentrierter Fächer; (e) dezentrierter Fächer mit Knotenbereich; (f) Berücksichtigung der Spannungsverteilung auf den Hüllrohrumfang gemäss Bild 2.11 (b) und (g) Mohr'scher Spannungskreis für die Punkte A in den Bildern (e) und (f).

tialer und normaler Richtung aufgestellt und wird weiter angenommen, dass die Richtung  $\xi$  ungefähr der Richtung von  $n$  und die Richtung  $\eta$  ungefähr der Richtung von  $t$  entspricht, folgt für die maximale Zugspannung in Querrichtung

$$\sigma_{ct} = \frac{b_w(b_w - b_p)}{4a^2} \cdot \sigma_{c,inf,p} \cdot \quad (3.78)$$

Die Zugspannung in der Dickenrichtung verläuft linear zwischen 0 entlang dem äusseren Rand der Spannungsausbreitung und dem Maximalwert gemäss (3.78) in Stegmitte. Wird die Länge  $a$  der Spannungsausbreitung nach der Hypothese von St. Venant gleich der Stegdicke  $b_w$  gesetzt, vereinfacht sich (3.78) zu

$$\sigma_{ct} = \frac{1 - b_p/b_w}{4} \cdot \sigma_{c, inf, p} \quad (3.79)$$

Nimmt das Hüllrohr – wie in üblichen Verhältnissen – etwa einen Drittel der Stegbreite ein, ergibt sich eine maximale Querkzugspannung von etwa einem Sechstel der Betonspannung in der Druckdiagonale.

### Fächerförmige Ausbreitungen mit Knotenbereich

Wird die Ausbreitung der auf das Spannglied konzentrierten Spannungen wie ein übliches Krafteinleitungsproblem der Vorspanntechnik behandelt, ergeben sich Verhältnisse wie sie in Bild 3.22 (d) festgehalten sind. In einem solchen zentrierten Fächer schliessen einachsiale Druckfelder an hydrostatische Knotenbereiche an. Dadurch wird auch gleich klar, dass die Spannungen in Querrichtung den gleichen Betrag aufweisen müssen wie die Druckspannung im Beton und konstant sein müssen; damit fallen diese Querkzugspannungen im massgebenden Bereich unrealistisch hoch aus. Eine solche Betrachtung macht nur Sinn, wenn zur Aufnahme des Querkzugs eine Bewehrung angeordnet ist, so dass je nach Disposition der Bewehrung der Ausbreitungswinkel  $\alpha_0$  etwas anders gewählt werden kann.

Wird das Hüllrohr als Zylinder angenommen, ergibt sich die Hüllrohrwandung in der Ebene der Druckdiagonale als Ellipse mit grosser Achse  $b_p/\sin(\theta+\beta_p)$  und kleiner Achse  $b_p$ . Wird angenommen, dass im Knotenbereich innerhalb des (solchermassen verzogenen) Hüllrohrs ein hydrostatischer Zustand mit der Spannung  $\sigma_{sup,p}$  herrsche, ergeben sich Verhältnisse wie sie in Bild 3.22 (e) abgebildet sind. Wird in Stegdickenrichtung der Radius des Kreises durch den flacheren Scheitel der Ellipse berücksichtigt – wie dies im Bild angedeutet ist –, ergibt sich die Zugspannung in Querrichtung aufgrund des radialen Gleichgewichts zu

$$\sigma_{ct} = \frac{\sigma_{c, inf, p} \cdot b_w/b_p}{\cos^2(\theta + \beta_p) + b_w/b_p \cdot \sin^2(\theta + \beta_p)} \quad (3.80)$$

Die Strecke  $b$  bis zum Ende der Spannungsausbreitung ergibt sich mit dem Gleichgewicht in Diagonalenrichtung zu

$$b = (b_w - b_p)/2 \cdot \sin(\theta + \beta_p) \quad (3.81)$$

Mit einer solchen Betrachtung ergeben sich in der Regel ziemlich grosse Querkzugspannungen, da der Scheitelradius der Hüllrohrellipse in Stegdickenrichtung recht gross



ist; er hängt in erster Linie von der Druckdiagonalen- und der Spanngliedneigung ab. Wie der Mohr'sche Kreis in Bild 3.22 (g) für einen Punkt A auf der Fächerberandung zeigt, entstehen entlang dieser Berandung auch beachtliche Schubspannungen.

### **Berücksichtigung der effektiven Spannungsverteilung entlang dem Hüllrohr**

Wird die Verteilung der Druckspannung in Analogie zu Bild 2.11 (b) berücksichtigt und somit eine "realistische" Spannungsverteilung vorausgesetzt, ergeben sich die Verhältnisse von Bild 3.22 (f).

Die Zugspannung in Querrichtung kann sinngemäss zu Glg. (3.80) bestimmt werden, und ergibt sich wiederum unter Berücksichtigung der Scheitelkrümmung der Ellipse zu

$$\sigma_{ct} = \frac{p_{r, \min} + (f_w^l - q_{inf})/b_p \cdot \cos^2 \beta_p}{\cos^2(\theta + \beta_p) + b_w/b_p \cdot \sin^2(\theta + \beta_p)}, \quad (3.82)$$

wobei der minimale Querdruck  $p_{r, \min}$  aus der Spanngliedkrümmung gemäss (2.48) bestimmt werden kann, gegenüber dem Querdruck  $(f_w^l - q_{inf})/b_p \cdot \cos^2 \beta_p$  aus den Bügelkräften in der Regel jedoch vernachlässigbar klein ist.

Die mit dieser Betrachtung ermittelten Querzugspannungen ergeben einigermassen vernünftige Grössenordnungen. Auch hier zeigt der Mohr'sche Kreis in Bild 3.22 (g), dass entlang der Knotenbereiche Schubspannungen entstehen.

### **3.6.7 Nachrechnung von Bruchlasten aus Versuchen**

#### **Einleitung**

Die in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Grundfälle von Spannungsfeldern werden zu deren Illustration auf die Nachrechnung von Bruchversuchen angewendet und diskutiert. Für weitere Informationen zu den Bruchversuchen wird auf Abschnitt 3.5.12 verwiesen, insbesondere auf Tabelle 3.10 für die benötigten Kenngrössen.

Bei der Nachrechnung der Versuche mit Bruchmechanismen werden Biegemechanismen massgebend, vgl. hierzu auch Tabelle 3.11 und Bild 3.16 sowie Bild 3.10. Die hier gezeigten Spannungsfelder stellen jeweils eine Plastizitätskontrolle für diese Mechanismen dar.

#### **Vorgehen**

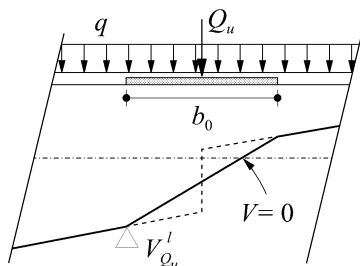
Zuerst wird für den einzelnen Versuch die genaue Lage des Querkraftnullpunkts  $x_{V=0}$  bestimmt, vgl. Tabelle 3.12. Die Koordinate hat ihren Nullpunkt am Trägerrand näher der Einzellast; im Falle von PV1 mit zwei Ankerlasten liegt dieser Nullpunkt auf der Seite der grösseren Einzellast. Für den 4-Punkte-Biegeversuch PV1 ist das Momentenmaximum resp. der Querkraftnullpunkt eindeutig festgelegt; für die asymmetrisch bela-

Versuch	$x_{V=0}$	$M_R$	$Q_F^{theo}$		$Q_F^{exp}$		$\lambda_{stat}$	$x_{dec,p1}^{theo}$	$x_{cr}^{exp}$
	[m]		[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]			
PV1	10.345	4920	632	624	633	625	1.00	2.08	2.44
PV3	5.700	4630	1262		1336		0.94	2.48	2.35
PV4	5.150	4420	1350		1386		0.97	–	–

Tabelle 3.12 Kenngrößen für die Nachrechnung der Bruchversuche PV1, PV3 und PV4 mit Spannungsfeldern.

steten 3-Punkte-Bruchversuche PV3 und PV4 wird dieser Nullpunkt unter Berücksichtigung einer minimal voraussetzbaren Kraftausbreitung gemäss Bild 3.23 festgelegt.

In diesem Schnitt  $x_{V=0}$  wird der Biege­widerstand  $M_R$  aufgrund der Zugfestigkeiten  $f_{tk}$  unter Vernachlässigung der schlaffen Längsbewehrung  $A_s$  und mit den in den jeweiligen Schwerpunkten  $\xi_p$  zusammengefassten Spannbewehrungen bestimmt. Für das Spannglied werden kleine Krümmungen vorausgesetzt, und somit gilt  $\cos \beta_{pTA} \approx 1$  und  $\sin \beta_{pTA} \approx \tan \beta_{pTA} = e'(x)$ . Anhand des Biege­widerstands  $M_R$  wird auf die theoretisch aufnehmbaren Einzellasten geschlossen; die Tragreserve des unteren Grenzwerts wird mit  $\lambda_{stat} = Q_F^{theo} / Q_F^{exp}$  definiert. Sie bezeugt im Vergleich mit den Werten aus Tabelle 3.11 die Eingabelung der effektiven Traglast mit einer Toleranz unter 5%. Die Spannungsfelder werden für die theoretisch aufnehmbaren Ankerlasten  $Q_F^{theo}$  entwickelt.



$$x_{V=0} = x_{V'_{Q_u}} + \frac{V'_{Q_u}}{Q_u/b_0 + q} \quad (3.83)$$

Bild 3.23 Bestimmung des "effektiven" Querkraftnullpunkts bei Einzellasten.

Dekompressionsmomente werden für die Schwerlinie  $\xi_{p1}$  der unteren Spannbettbewehrung festgelegt und damit auf die Koordinaten der Dekompression  $x_{dec,p1}^{theo}$  geschlossen. Die Koordinaten  $x_{cr}^{exp}$  werden aufgrund der im Versuch angezeichneten Rissbilder bestimmt und beschreiben den Ort, an denen die von der Unterkante des Trägers ausgehenden Risse die theoretische Schwerlinie der unteren Spannbettbewehrung erreichen. Für den Versuch PV4 werden diese Werte nicht bestimmt, weil Schubrisse und Biegerisse im Auflagerbereich praktisch kontinuierlich in einander übergehen.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass die hier gepflegte ausführliche Darstellung der Resultate für eine rechnerische Überprüfung in der Praxis in der Regel nicht nötig ist. Die grafische Darstellung gewährleistet jedoch den Überblick und erlaubt und erleichtert Plausibilitätsüberlegungen.

## Spannungsfeld für den Versuch PV1

Bild 3.24 (a) zeigt das berechnete Spannungsfeld für diesen Versuch, das nachstehend erläutert werden soll. Das Eigengewicht wird analog zu Tabelle 3.7 anteilmässig auf den Ober- und den Untergurt aufgeteilt. Die erhöhte Last am Trägerende entspricht dem zusätzlichen Gewicht eines Endquerträgers. Bild 3.24 (b) visualisiert die Kraftverläufe in den Gurten und die zugehörigen Bügelkräfte. Bild 3.24 (c) zeigt die Verläufe der Betonhauptdruckspannungen entlang der Gurte, Bild 3.24 (d) diejenigen der Verbundspannungen entlang des Spannglieds.

Die Umlenkkräfte  $u_{pTu} = 1510/760 \cdot 10.5 = 20.9$  kN/m infolge des Bruchwiderstands  $F_{pTu} = 1510$  kN des Spannglieds übertreffen im Feld G'J'HJ das Eigengewicht, und dieser Schnittkörper wird mit einem kleinen Teil der Ankerlast  $Q_{F1u}$  auf der Strecke IJ ins Gleichgewicht gebracht. Das Spannungsfeld G'J'HJ kann weiter unterteilt werden in die Felder I'J'HI und G'I'IJ. Im Feld I'J'HI bewirkt das sich aufs Spannglied abstützende Eigengewicht einen Kraftaufbau im Spannglied, der zwar wenig realistisch, aber für das Gleichgewicht erforderlich ist. Entlang der Strecke H'I' wird dieser Kraftaufbau weiter intensiviert bis zum Neigungswechsel des Diagonalfelds beim Punkt H'. An dieser Stelle wird der Bruchwiderstand  $F_{pTu}$  im Spannglied um etwa 1% überschritten, was unter den gegebenen Umständen akzeptiert werden kann. Entlang der Strecke G'H' wird die Kraft im Spannglied durch Verbundkräfte wieder auf den Wert  $F_{pTu}$  abgebaut. Die Zunahme der Spanngliedkraft im Bereich G'H' resp. J'H' ist zwar statisch betrachtet wenig plausibel, hingegen steht ein solches Spannungsfeld in Übereinstimmung mit den in diesem Bereich des Versuchsträgers vertikalen Rissen. Bis zu diesem Punkt der Entwicklung der Spannungsfelder werden noch keine Widerstände der Bügelbewehrungen beansprucht. Damit eine Überschreitung des Bruchwiderstands  $F_{pTu}$  verhindert werden kann, dürfte sich das Eigengewicht der Strecke MH erst auf die Bügelkräfte ab dem Schnitt MF abstützen, und auf der Strecke MH ergäben sich zudem negative Bügelkräfte. Da dies genauso wenig plausibel ist, kann auch das hier beschriebene Vorgehen gewählt werden.

Die Kraft in der unteren Spannbettbewehrung  $F_{p1}$  bleibt bis zum Punkt F unverändert auf dem Wert ihres Bruchwiderstands  $F_{p1u} = 2095$  kN. Ab dem Schnitt MF links der Ankerlast werden zur Aufhängung der Last Bügelkräfte  $f_{wy} = 278$  kN/m aktiviert. Ein Teil der Ankerlast  $Q_{F1u}$  stützt sich im Bereich EFJK auf diese Bügelkräfte und die untere Spannbettbewehrung  $F_{p1}$  ab und bewirkt damit einen Abbau der Gurtkraft. Das Feld EFJK durchdringt das Spannungsfeld G'H'IJ, das sich auf die Umlenkkräfte  $u_{pTu}$  des Spannglieds abstützt. Der Punkt E liegt gerade unter dem Punkt G', bei dem die Kraft im Spannglied wieder ihren Bruchwiderstand  $F_{pTu}$  erreicht. Anschliessend an dieses Feld wird das kleine Spannungsfeld DEKL benötigt, um die Aufnahme des am Untergurt angreifenden Eigengewichts  $g_{inf}$  zu gewährleisten; dieses Eigengewicht ist bis zum Punkt E resp. G' am Spannglied aufgehängt. Durch die so aktivierten Bügelkräfte wird zudem ein minimaler Teil der Ankerlast  $Q_{F1u}$  aufgenommen.

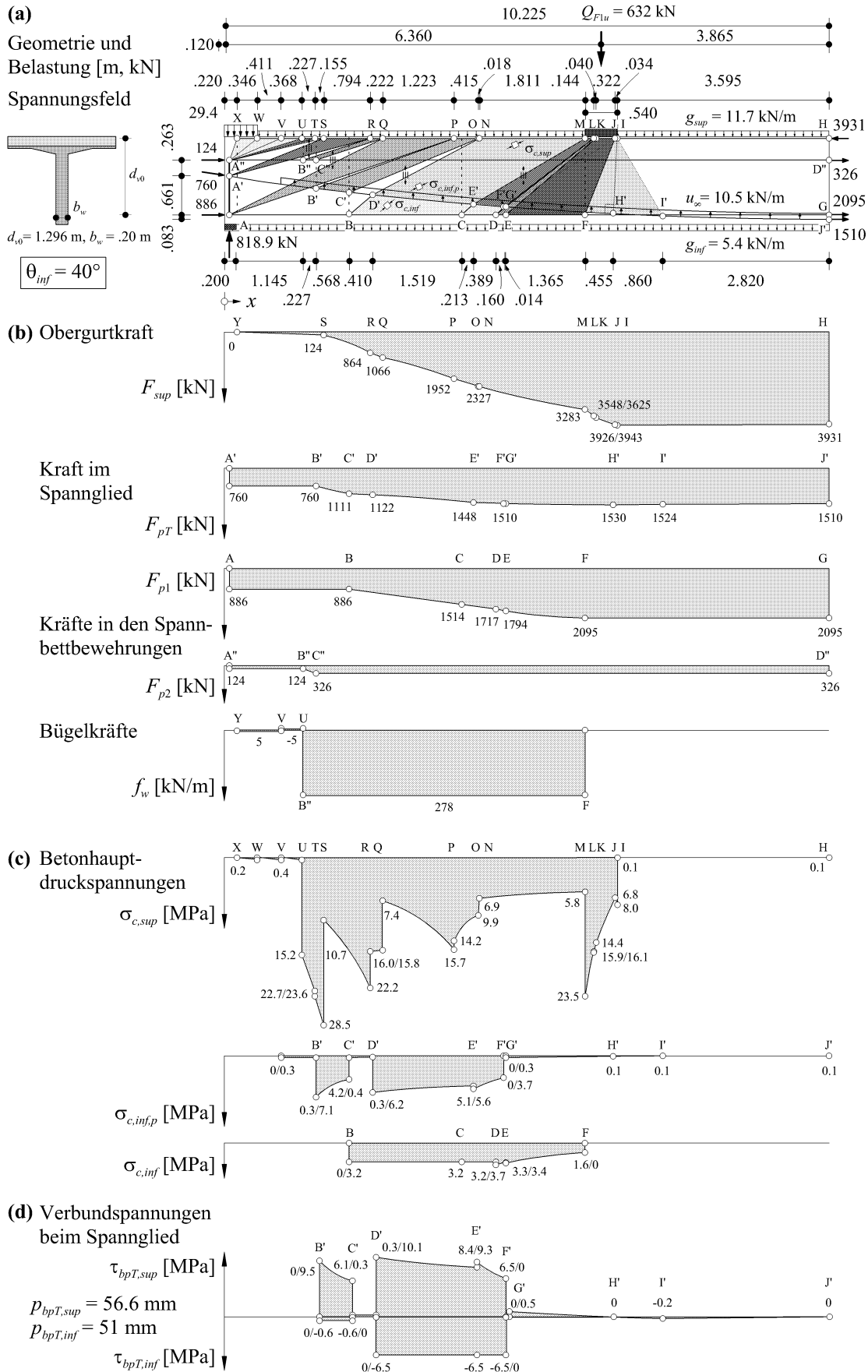


Bild 3.24 Versuch PV1, Spannungsfeld für die experimentelle Bruchlast – (a) Geometrie des Spannungsfelds; (b) Verläufe der Gurt- und Bügelkräfte; (c) Betonhauptdruckspannungen bei den Gurten und (d) Verbundspannungen entlang des Spannglieds.

Im anschliessenden Bereich werden die Spannungsfelder apriori so modelliert, dass die diagonalen Druckfelder am Spannglied auf die untere Spannbettbewehrung umgelenkt werden mit einem konstanten unteren Druckfeldwinkel  $\theta_{inf} = 40^\circ$ . So wird gewährleistet, dass die Kraft  $F_{p1}$  in der unteren Spannbettbewehrung ungefähr im Schnitt  $x_{p1} = x_{dec,p1}^{theo}$  gemäss Tabelle 3.12 den Wert  $P_{p1\infty} = 886$  kN erreicht. Dieser Wert der Spannkraft entspricht demjenigen, der experimentell in einer Entspannungsmessung an diesem Versuchsträger nach dem Bruchversuch ermittelt wurde, vgl. auch Tabelle 3.5 resp. [V-129].

Der Rest der Ankerlast  $Q_{F1u}$  wird mit dem Spannungsfeld CDF'LME' auf die Bügelwiderstände abgetragen und bewirkt damit auch einen Abbau der Gurtkraft sowohl in der unteren Spannbettbewehrung als auch im Spannglied. Die bis zum Schnitt MF aufsummierte Belastung resp. die Querkraft an dieser Stelle wird somit auf der Strecke CF einmal komplett aufgehängt.

Im anschliessenden Feld BCE'MND' können die auf der Strecke CF aktivierten Bügelwiderstände nicht vollumfänglich den Bügelkräften auf der Strecke BC übertragen werden – dazu müsste Punkt N über dem Punkt C zu liegen kommen –, weil die Kraft in der unteren Spannbettbewehrung in B sonst auf einen Wert unter  $P_{p1\infty} = 886$  kN fiel. Dem Untergurt können daher nur bis zum Punkt B Kräfte übertragen werden, der etwa dem Punkt der theoretischen Dekompression  $x_{dec,p1}^{theo}$  entspricht. Der Abbau der Kraft bis zu diesem Punkt wird durch die Aktivierung weiterer Bügelkräfte  $f_{wy}$  erreicht, die auch die Übertragung der bisher aktivierten Bügelwiderstände gewährleisten.

Da die Kraft im Spannglied bis zum Punkt D' noch nicht auf  $P_{pT\infty} = 760$  kN abgebaut worden ist, müssen entlang der Strecke B'C' weitere Bügelkräfte aktiviert werden. Im Feld C'D'NO können sich die Kräfte auf die dort vorhandenen Umlenkkräfte des Spannglieds abstützen, ohne dass hierfür Bügelkräfte benötigt werden; die vorhandenen Bügelwiderstände sind in diesem Bereich ohnehin bereits für den Abbau der Kraft in der unteren Spannbettbewehrung aufgebraucht worden. Als Alternative wäre es möglich, den Winkel  $\theta_{inf}$  im unteren Druckfeld so zu wählen, dass im Spannglied gerade im Punkt D' der Wert  $P_{pT\infty}$  nach Abzug aller Verluste erreicht wird.

Die Kraft in der oberen Spannbettbewehrung ist bis zum Punkt C'' unverändert auf ihrem Bruchwiderstand  $F_{p2u} = 326$  kN. Damit sich mit der in diesem Bereich erforderlichen Abstützung auf das Lager keine Durchdringung ergibt, werden die Bügelkräfte entlang QP erst auf die Ankerkraft  $P_{p1\infty}$  des unteren Spannbett abgestützt, bevor die Kraft  $F_{p2}$  in der oberen Spannbettbewehrung durch die Aktivierung weiterer Bügelkräfte entlang B''C'' auf den Wert  $P_{p2\infty} = 124$  kN abgebaut wird. Anschliessend an diesen Bereich stützen sich die verbliebenen Bügelkräfte und Eigengewichte entsprechend den Vorspannkräften der Bewehrungen auf den Ankerkopf A' und die obere Spannbettbewehrung in A'' gerade über dem Lager ab.

Die Verankerungen der Spannbewehrungen werden gemäss Bild 3.24 (a) punktförmig angenommen. Dies ist für das Spannglied mit seiner Endverankerung sicher eini-

germassen gerechtfertigt. Für die Spannbettbewehrungen, die ihre Kräfte über Verbund aufbauen müssen, sind genauere Untersuchungen erforderlich. Es muss gewährleistet sein, dass die – im vorliegenden Fall lediglich über dem Lager – vorhandenen Strecken zur Verankerung der Spannkraft  $P_{p\infty}$  nach Abzug aller Verluste ausreichen. Die untere Spannbettbewehrung wird hier sicher massgebend für einen solchen Nachweis. Die Verankerungslänge kann mit den Grundlagen aus Kapitel 2.4 unter Berücksichtigung eines (minimalen) vertikalen Querdrucks – aus der Abstützung der Kräfte im Spannungsfeld APQ –, zu 100 mm bestimmt werden; damit ist die Verankerung der Spannbettkraft auf der Länge der Lagerplatte gesichert. In diesem Zusammenhang sei auch auf die Ausführungen im folgenden Kapitel 3.7 hingewiesen.

Mit den entwickelten Spannungsfeldern können die Beanspruchungen des Stegbetons kontrolliert werden, vgl. auch Bild 3.24 (c). Die maximalen Beanspruchungen entstehen erwartungsgemäss durchwegs entlang des Obergurts, da dort die grössten Vertikalbelastungen auf die kleineren Druckfeldneigungen treffen. Die Spannungen entlang des Spannglieds und entlang des Untergurts werden nicht massgebend, vgl. Bild 3.24 (c). Die maximale Beanspruchung entsteht im Punkt S  $\sigma_{c,sup}(S) = 2.10 \cdot f_{cc}^{2/3}$  und ist im Vergleich zu den Grenzwerten gemäss (2.14) oder (2.13) sehr hoch. Dies kann jedoch insofern relativiert werden, als sich einerseits das Spannungsfeld bei Berücksichtigung der räumlichen Verteilung der Spanndrähte weniger steil ausbilden würde, und andererseits kann diese Spannung im Sinne von (2.6) als lokales Krafteinleitungsproblem wohl akzeptiert werden. Die Verhältnisse könnten durch Berücksichtigung einer grösseren Krafteinleitungslänge für die Spannbettbewehrung weiter entschärft werden.

Als lokales Krafteinleitungsproblem im Sinne von (2.20) kann auch die Spannung im Punkt M  $\sigma_{c,sup}(M) = 1.73 \cdot f_{cc}^{2/3}$  akzeptiert werden; zudem wird sich im Bereich der Krafteinleitung effektiv ein Knotenbereich einstellen, der die Verhältnisse weiter entschärft. Für den eigentlichen Schubbereich werden somit die Punkte P und R massgebend. Die Spannung  $\sigma_{c,sup}(P) = 1.16 \cdot f_{cc}^{2/3}$  kann verglichen mit dem unteren Grenzwert gemäss (2.14) ebenfalls akzeptiert werden. Die Spannung  $\sigma_{c,sup}(R) = 1.64 \cdot f_{cc}^{2/3}$  kann im Vergleich zu (2.13) wohl ebenfalls knapp akzeptiert werden. Die Betonspannungen überschreiten somit im ganzen Spannungsfeld die Grenzwerte der Betondruckfestigkeit nicht oder höchstens geringfügig, und es ist ein statisch zulässiger Spannungszustand zur Kontrolle des Bruchmechanismus' gemäss Abschnitt 3.5.12 gefunden. Die beiden Grenzwerte bestätigen das experimentelle Resultat; der Bruch erfolgte durch Zerreißen sämtlicher Bewehrungen in der Zugzone in etwa Balkenmitte bei  $x \approx 9.90$  m, vgl. auch [V-129]. Eine Montage des berechneten Spannungsfelds im Bereich AFIX in das experimentell ermittelte Rissbild gemäss Bild 3.25 zeigt eine befriedigende Übereinstimmung.

Die Verbundspannungen entlang des Spannglieds können anhand der entwickelten Spannungsfelder ebenfalls kontrolliert werden, vgl. Bild 3.24 (d), und gehören an sich auch in den Umfang der Plastizitätskontrolle. Für Bruchwiderstände der Verbundspannungen und für Verbund wirksame Umfänge sei auf die Ausführungen in Abschnitt

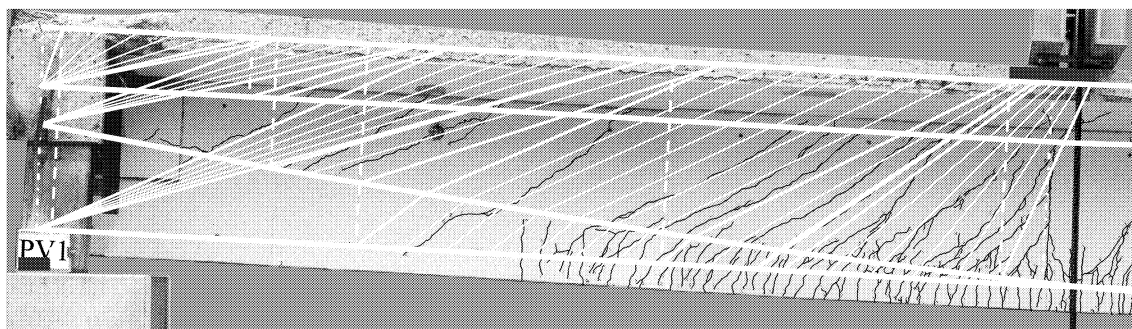


Bild 3.25 Montage des für PV1 berechneten Spannungsfelds ins Rissbild.

2.4.3 und Abschnitt 2.5.3 verwiesen. Die Verbundspannungen werden in den Punkten D' und B' massgebend. Mit dem in D' vorhandenen auf den zugehörigen Verbundumfang bezogenen Querdruck kann ein Bruchwiderstand von  $\tau_{bpu} = 8.0 \text{ MPa}$  berechnet werden, der somit rund 25% zu tief liegt. Im Punkt B' ergibt sich mit dem dort vorhandenen Querdruck ein Bruchwiderstand von  $\tau_{bpu} = 6.7 \text{ MPa}$  bzw. ein Defizit von rund 40%. Es wäre voreilig, eine Überschreitung der Verbundfestigkeit zu vermuten; wie die Erläuterungen in Abschnitt 2.5.5 zeigen, dürfte der für Verbund wirksame Umfang deutlich unterschätzt sein. Die hier gefundenen Verbundspannungen lassen eine Unterschätzung in der Grössenordnung von 30...40% vermuten. Die Montage des Spannungsfelds in das Rissbild – vgl. Bild 3.25 – untermauert diese Tatsache, mit Rissen entlang des Spannglieds erst ab etwa dem Punkt B'.

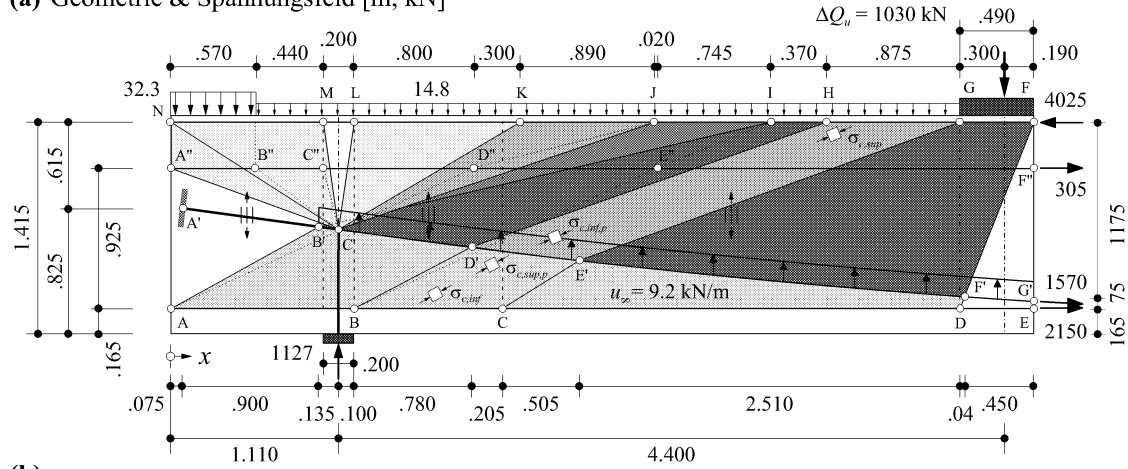
### Spannungsfeld für den Versuch PV3

In Bild 3.26 ist ein für den Versuch PV3 ermitteltes Spannungsfeld festgehalten, das nachstehend erläutert wird. Das Eigengewicht greife der Einfachheit halber an der Oberkante des Trägers an. Um unnötige und aufwendige Iterationsschritte zu unterbinden, wird die Rechengenauigkeit auf 5 mm und 5 kN resp. 1 kN/m abgemindert.

In einem ersten Schritt soll am Feld BDFH die "globale" Übertragung der Querkraft zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager überprüft werden. Dabei wird angenommen, dass das von der Ankerlast ausgehende Druckfeld am Spannglied umgelenkt werde. Die Stahlspannung in den Bügeln wird mit 606 MPa zwar deutlich über der Fließgrenze angenommen – vgl. Tabelle 3.10 –, liegt aber noch unter der mittleren experimentellen Zugfestigkeit von 610 MPa. Die Neigung  $\theta_{inf}$  des Druckfelds auf den Untergurt soll kontinuierlich ändern, und der Kraftabbau im Gurt ist somit parabolisch. Am Rand des Lagers soll bei Punkt B der Wert  $P_{p1\infty} = 770 \text{ kN}$  erreicht werden. Der Neigungswinkel  $\theta_{infB}$  kann dann mit (3.65) berechnet werden; die Neigung  $\theta_{infD}$  sei dadurch gegeben, dass die Punkte D, F' und F auf einer Geraden liegen sollen – die Umlenkung des Druckfelds am Spannglied beginnt erst im Punkt F' – und dass die Bügelwiderstände ab dem Schnitt GD aktiviert werden sollen.

Der Wert  $P_{p1\infty}$  wird hier so festgelegt, dass die rechnerische Koordinate  $x_{cr}^{theo}$  des Rissmoments sich ungefähr mit derjenigen deckt, die aus dem experimentellen Rissbild resultiert. Dabei wird angenommen, dass die Spannung  $\sigma_{pT\infty}$  im Spannglied etwa 20%

(a) Geometrie & Spannungsfeld [m, kN]



(b)

Druckkraft im Obergurt

$F_{sup}$  [kN]

Kraft im Spannglied

$F_{pT}$  [kN]

$F_{p1}$  [kN]

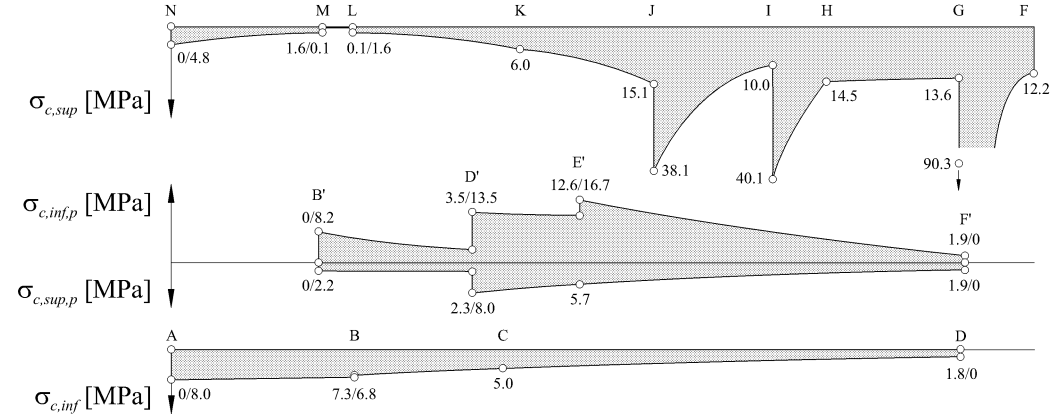
Kräfte in den Spannbettbewehrungen

$F_{p2}$  [kN]

Bügelkräfte

$f_w$  [kN/m]

(c) Betonhauptdruckspannungen



(d) Verbundspannungen beim Spannglied

$\tau_{bpT,sup}$  [MPa]

$p_{bpT,sup} = 56.6 \text{ mm}$

$p_{bpT,inf} = 51 \text{ mm}$

$\tau_{bpT,inf}$  [MPa]

Bild 3.26 Versuch PV3, Spannungsfeld für die experimentelle Bruchlast – (a) Geometrie des Spannungsfelds; (b) Verläufe der Gurt- und Bügelkräfte; (c) Betonhauptdruckspannungen bei den Gurten und (d) Verbundspannungen entlang des Spannglieds.



höher liegt als  $\sigma_{p1\infty}$  in der Spannbettbewehrung, weil das Spannglied die Spannbettbewehrung beim Vorspannen entlastet. Dies ergibt einen Faktor für die Spannkraftverluste  $\eta_{p1} = 0.482$ . Dieser Wert liegt sehr tief, kann aber einerseits durch das meist sehr frühe Ablassen der Vorspannkraft bei vorfabrizierten Bauteilen mit entsprechend geringem Betonalter und hohen elastischen Verlusten und solchen infolge Kriechen, und andererseits durch die zusätzliche Entlastung der unteren Spannbettbewehrung durch die nachträgliche Vorspannung des Spannglieds erklärt und gerechtfertigt werden, vgl. auch Abschnitt 3.4.3 “Kennwert”.

Am Schnittkörper BDFH können dann mit den Gleichgewichtsbedingungen die Kraft  $F_{pTD}$  im Spannglied, die Druckkraft  $F_{supH}$  im Obergurt sowie die Länge der Strecke HG bestimmt werden. Anschliessend wird der Schnittkörper in die beiden Teile CDFGE' und BCE'GHD' zerlegt. Durch die Annahme eines parabolischen Kraftverlaufs im Untergurt ist die Kraft  $F_{infC}$ , die Neigung  $\theta_{infC}$  des Druckfelds unterhalb des Spannglieds und damit die Lage des Punkts E' ebenfalls bekannt, und die noch unbekanntes Kräfte im Spannglied  $F_{pTE}$  und dem Druckgurt  $F_{supG}$  können damit bestimmt werden. Der Anteil der auf das näherliegende Auflager abgetragenen Ankerlast  $\Delta Q_u = 1030$  kN – vgl. auch Bild 3.23 – sowie die Querkraft aus Eigengewicht wird somit entlang der Strecke CD durch die Bügelkräfte und einen kleinen Beitrag der geneigten Spanngliedkraft  $F_{pTE}$  aufgenommen. Die so aktivierten Bügelkräfte entlang HG werden durch weitere Bügelkräfte entlang der Strecke BC aufgenommen und bewerkstelligen damit auch den weiteren Abbau der Kräfte im Spannglied und im Untergurt.

Der Teil der Bügelkräfte entlang JH stützt sich auf die Verankerung der unteren Spannbettbewehrung ab. Die Verankerungslänge kann aufgrund der vorhandenen geometrischen Verhältnisse grosszügig gewählt werden, und wird mit der Strecke AB dem Lagerüberstand samt halber Länge der Lagerplatte gleichgesetzt. Auf dieser Strecke werden die Bügelkräfte überlagert, die für den Abbau der Kraft in der oberen Spannbettbewehrung  $F_{p2}$  einerseits und der Kraft im Spannglied  $F_{pT}$  andererseits benötigt werden. Sie bewerkstelligen gleichzeitig den Abbau der Kraft in der unteren Spannbettbewehrung  $F_{p1}$ . Auf der Strecke ML gerade über der Lagerplatte werden die berechneten Bügelkräfte natürlich von einer entsprechenden Querpressung des Lagers erbracht und müssen nicht von der Bügelbewehrung bereitgestellt werden.

Das Spannungsfeld ABD'HIB' wird so bestimmt, dass die Kraft im Spannglied am Beginn der Endgerade im Punkt B' auf den Wert  $P_{pT\infty} = 650$  kN abgebaut sein soll. Mit den Gleichgewichtsbeziehungen können dann die Länge der Strecke IH, die Grösse der in diesem Teilfeld erforderlichen Bügelkräfte entlang AB (resp. AM) sowie der Anteil der Kraft in der unteren Spannbettbewehrung bestimmt werden.

Der Abbau der Kraft in der oberen Spannbettbewehrung auf den Wert  $P_{p2\infty} = 110$  kN erfolgt im Feld ABE'IJD". In diesem Feld wird vorausgesetzt, dass die Abstützung ABE'D" auf das untere Spannbett parallel sei. Mit den Gleichgewichtsbeziehungen können aufgrund der restlichen noch zu verankernden Kraft in der unteren Spannbettbe-

wehrung die Länge der Strecke JI, der Neigungswinkel im unteren Druckfeld und die Bügelkräfte entlang der Strecke AB (resp. AM) bestimmt werden.

Die beiden Spannungsfelder ABD'HIB' und ABE'IJD'' gewährleisten somit den Abbau der Gurtkräfte auf den jeweiligen Wert  $P_{p\infty}$  bei gleichzeitiger Aktivierung von Bügelwiderständen auf der Verankerungslänge AB der unteren Spannbettbewehrung. Im Feld ABD'HIB' werden auf diese Weise knapp 31% der Spannkraft  $P_{p1\infty}$  verankert, wozu knapp 35% der insgesamt auf der Strecke AB (resp. AM) aktivierten Bügelkräfte benötigt werden. Die Widerstände der auf der Strecke AB vorhandenen Bügelbewehrungen werden bei weitem nicht erreicht, vgl. auch Bild 3.5 (e). Die angenommenen Verhältnisse in den beiden Spannungsfeldern bedingen eine Durchdringung derselben; grundsätzlich wäre es auch möglich, die beiden Felder so zu kombinieren, dass sie den Abbau der Gurtkräfte ohne gegenseitige Durchdringung gewährleisten. Die Erfassung der geometrischen Verhältnisse in einem solchermassen zweifach umgelenkten Druckfeld wird dann jedoch recht aufwendig.

Die Bügelkräfte entlang KJ können sich auf die verbliebene Kraft im Spannglied  $P_{pT\infty} = 650$  kN abstützen. Der Einfachheit halber und um weitere Durchdringungen zu vermeiden, wird die Verankerung der Spanngliedkraft gerade über dem Auflager angenommen; für plausiblere Ausbildungen der Abstützung sei auch auf Kapitel 3.7 verwiesen. Es wird somit eine kurze Druckdiagonale auf der Strecke A'C' sowie eine vertikale Stützung des Punkts C' über dem Lager vorausgesetzt.

Die restlichen Bügelkräfte des "Feldbereichs" auf der Strecke LK sollen sich aus den oben genannten Gründen ebenfalls im Punkt C' abstützen. Das Momentengleichgewicht für den Schnittkörper C'KL erfordert den Aufbau einer Zugkraft im Obergurt im Bereich über dem Auflager. Diese wird auf der Strecke NM wieder abgebaut, auf der die für die Verankerung der unteren Spannbettbewehrung  $F_{p1}$  erforderlichen Bügelkräfte aus den Spannungsfeldern ABD'HIB' und ABE'IJD'' wirksam sind. Die Zugkraft im Obergurt kann von der in der Fahrbahnplatte aus Ortbeton eingelegten Bewehrung problemlos aufgenommen werden; möglicherweise genügt auch die Zugfestigkeit des Betons zur Aufnahme dieser Kraft im Obergurt. Zudem würde diese Zugkraft bei einer Abstützung direkt über der Lagerplatte wegen dem grösseren Hebelarm bedeutend geringer ausfallen.

Die Bügelkräfte entlang NM werden anteilmässig auf den Druckgurt und die obere Spannbettbewehrung  $F_{p2}$  aufgeteilt, und stützen sich über zentrierte Fächer auf den Punkt C' über dem Lager ab, wo sie das horizontale Gleichgewicht für den Schnittkörper C'KL gewährleisten. Das zusätzliche Gewicht des Endquerträgers werde ausschliesslich auf die obere Spannbettbewehrung übertragen. Die Verankerungslänge der oberen Spannbettbewehrung wird auf der Strecke A''C'' angenommen, in ähnlicher Grössenordnung wie für die untere Spannbettbewehrung. Für die Verankerung der oberen Spannbettbewehrung sind knapp 18% der auf der Strecke AM wirksamen Bügelkräfte nötig, während der Rest auf den Obergurt wirkt.

Die Kontrolle der Betonspannungen ergibt mit  $\sigma_{c,sup}(G) = 5.56 \cdot f_{cc}^{2/3}$  einen sehr hohen Wert. Dies kann einerseits – wie schon für *PV1* – dahingehend relativiert werden, dass sich unter der Krafteinleitung ein Knotenbereich ausbilden und die Spannung damit deutlich reduziert würde. Andererseits kann in diesem Bereich durch die Querverpresung aus der Krafteinleitung und die Behinderung der Querdehnung durch die angrenzenden Bereiche des Flanschs eine sehr grosse effektive Druckfestigkeit vorausgesetzt werden; mit (2.20) beträgt sie im vorliegenden Fall  $f_{ce} = 5.29 \cdot f_{cc}^{2/3}$ , und der hohe Wert der Betonspannung in G kann akzeptiert werden.

In den Punkten I und J werden mit  $\sigma_{c,sup}(I) = 2.47 \cdot f_{cc}^{2/3}$  und  $\sigma_{c,sup}(J) = 2.35 \cdot f_{cc}^{2/3}$  infolge der Durchdringung der Spannungsfelder an diesen Stellen sogar gegenüber einem oberen Grenzwert gemäss (2.13) recht hohe Werte der Betonspannungen erreicht. Durch eine andere Wahl der Spannungsfelder in diesem Bereich – beispielsweise mit einer zweimaligen Umlenkung wie oben erwähnt – kann die Situation an dieser Stelle vermutlich genügend entschärft werden, so dass die Betonspannungen akzeptiert werden können. Zudem ist zu beachten, dass die Betonspannungen lediglich punktuell so hoch sind, vgl. Bild 3.26 (c). Ausserdem liegt in den Punkten J und I bei exakter Betrachtung keine Durchdringung vor, sondern erst in einem infinitesimalen Abstand darunter. Dennoch wäre es denkbar, dass das Spannungsfeld komplett neu entwickelt werden müsste.

Der Bruchwiderstand der Verbundspannungen entlang dem Spannglied wird mit dem nach Abschnitt 2.5.3 gewählten Ansatz bis zu 110% überschritten; massgebend werden die Punkte D' und E'. Dies kann einerseits auf die bereits bei der Untersuchung des Versuchs *PV1* erwähnte Unterschätzung der zugehörigen Verbundumfänge zurückgeführt werden; andererseits dürfte auch der Ansatz, die Verbundspannungen auf Teilumfänge oberhalb und unterhalb des Spannglieds zu beziehen, seinen Teil zu dieser hohen Überschreitung beitragen. Der Ansatz in Abschnitt 2.5.2 ist daher sicher kritisch zu hinterfragen.

Werden die Spaltzugspannungen für den Punkt E' von Bild 3.26 (c) gemäss Bild 3.22 untersucht, zeigt sich, dass erwartungsgemäss nur dann plausible Resultate erzielt werden, wenn die Spannungsausbreitung gemäss Bild 3.22 (c) oder (f) angenommen wird. Bei Betrachtung nach Bild 3.22 (c) wird die Betonzugfestigkeit gemäss (2.2) um etwa 36% unterschritten; für das Modell von Bild 3.22 (f) wird sie um etwa 20% überschritten. Für die Annahmen gemäss Bild 3.22 (d) oder (e), wird die Betonzugfestigkeit gemäss (2.2) um ein Vielfaches überschritten. Dies beruht auf den sehr ungünstigen Annahmen für die Spannungsausbreitung in diesen Modellen.

Die Verbundspannungen entlang dem Spannglied sind für den gewählten Umfang gemäss Abschnitt 2.5.3 und die Verbundfestigkeit gemäss Abschnitt 2.4.2 resp. Abschnitt 2.4.3 diskussionslos zu gross. Im Bereich zwischen den Punkten J und I bewegen sich die Spannungen im Stegbeton hart an der Grenze des Akzeptablen gemäss den Grenzwerten von Abschnitt 2.2.3. Dennoch kann das gefundene Spannungsfeld als Pla-

stizitätskontrolle für den Bruchmechanismus gemäss Abschnitt 3.5.12 dienen und somit einen statisch zulässigen Spannungszustand als unteren Grenzwert liefern. Die Zulässigkeit des gefundenen Spannungsfelds wird durch die Tatsache unterstützt, dass im Versuch der Bruch durch Zerreißen aller Bewehrungen in der Zugzone erfolgte [V-129].

Die Montage des berechneten Spannungsfelds ins experimentell ermittelte Rissbild gemäss Bild 3.27 zeigt weitgehend eine befriedigende Übereinstimmung. Der Bereich C'INA" der Abstützungen über dem Lager ist natürlich sehr stark idealisiert und erforderte die Entwicklung anderer Lösungen. Die Überlagerung der Spannungsfelder in der Abstützung auf die Verankerung der unteren Spannbettbewehrung erschwert die Beurteilung der Verhältnisse etwas.

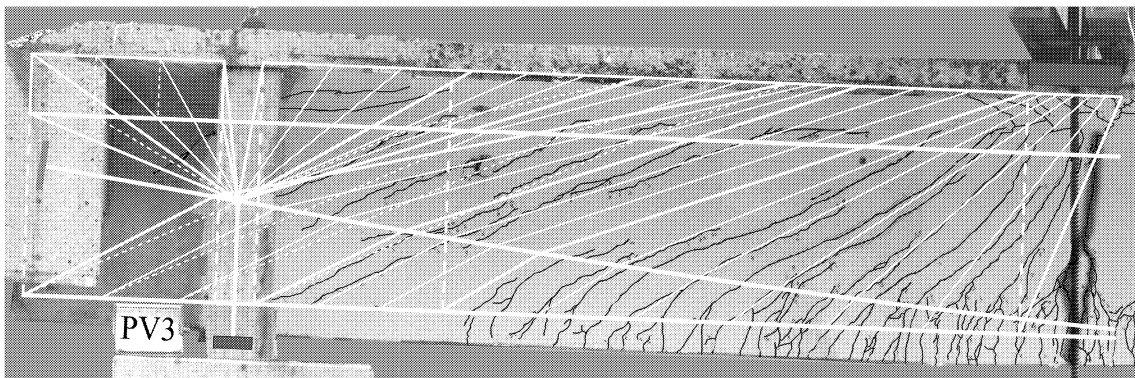


Bild 3.27 Montage des für PV3 berechneten Spannungsfelds ins Rissbild.

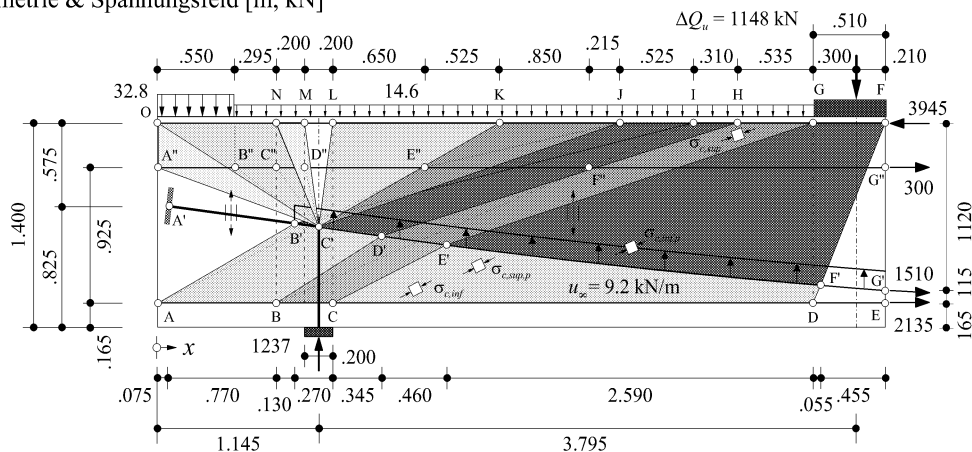
#### Spannungsfeld für den Versuch PV4

Bild 3.28 zeigt das Spannungsfeld für den Versuch PV4, das weitgehend auf demjenigen für den Versuch PV3 aufbaut. Betreffend der Angriffslage des Eigengewichts, der Rechengenauigkeit sowie der Bestimmung der vorhandenen Spannkraften  $P_{p\infty}$  nach Abzug aller Verluste gelten die Ausführungen für Versuch PV3. Die Begrenzung des Spannungsfelds am Obergurt GF entspreche gerade dem Anteil der Ankerlast  $\Delta Q_u$ , die auf das näherliegende Auflager abgetragen wird.

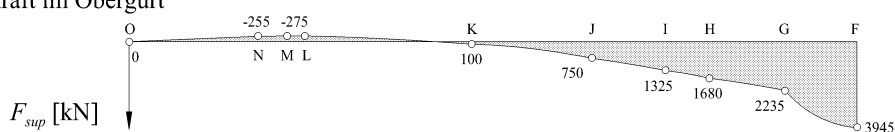
Die Spannung in den Bügelbewehrungen auf der Strecke CD wird ebenfalls wieder zu 606 MPa gewählt und ergibt somit Bügelwiderstände  $f_{wy} = 305 \text{ kN/m}$ . Der Abbau der Untergurtkraft im Feld CDF'FGE' wird wieder parabolisch vorausgesetzt, was dazu führt, dass die Neigung des unteren Druckfelds vor der Lagerplatte  $\theta_{infC} = 27^\circ$  betragen muss; dieser Wert stimmt ebenfalls gut mit dem aufgezeichneten Rissbild überein, vgl. auch Bild 3.29. Vom Endbereich des Versuchsträgers sind leider keine Aufzeichnungen und keine Fotografien vorhanden, so dass dieser Bereich leer bleiben muss.

Die Kräfte in den Gurten können sodann mit den Gleichgewichtsbeziehungen bestimmt werden. Dies führt dazu, dass auf der Strecke CD zwar der zu übertragende Anteil der Ankerlast  $\Delta Q_u$  einmal aufgehängt werden kann, die Kraft in der unteren Spannbettbewehrung jedoch nicht auf den Wert  $P_{p1\infty} \approx 730 \text{ kN}$  abgebaut wird, sondern noch

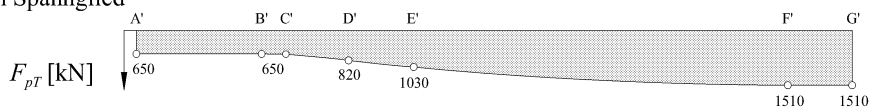
(a) Geometrie & Spannungsfeld [m, kN]



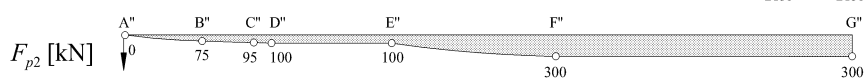
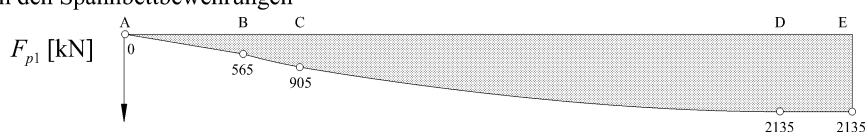
(b) Druckkraft im Obergurt



Kraft im Spannglied



Kräfte in den Spannbettbewehrungen



Bügelkräfte

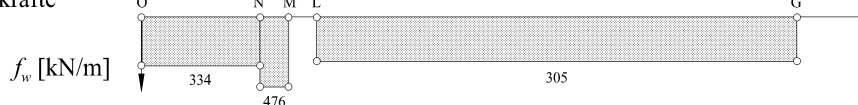


Bild 3.28 Versuch PV4, Spannungsfeld für die experimentelle Bruchlast – (a) Geometrie des Spannungsfelds und (b) Verläufe der Gurt- und Bügelkräfte.

etwa 25% darüber liegt. Die Kraft im Spannglied übersteigt ihren Wert  $P_{pT\infty} \approx 650$  kN noch um etwa 60%. Angesichts der Schubrisse, die bis ans Auflager heran reichen, sind diese Gurtkräfte jedoch einigermaßen plausibel.

Für die Verankerung der Gurtkraft in der unteren Spannbettbewehrung wird die Bügelabstufung im Auflagerbereich – Strecken AB und BC in Bild 3.28 (a), vgl. auch Netz 1 in Bild 3.5 (e) – berücksichtigt. Im Spannungsfeld BCE'GHD' betrage die Spannung in der Bügelbewehrung auf der Strecke BC ebenfalls 606 MPa und liefere damit Bügelwiderstände  $f_{wy} = 476$  kN/m. Der Verlauf der Untergurtkraft sei weiterhin parabolisch; der Neigungswinkel  $\theta_{infB}$  wird so gewählt, dass die Untergurtkraft gerade hinter der Lagerplatte – in der Mitte zwischen den Punkten B und C – etwa den Wert  $P_{p1\infty} \approx 730$  kN erreicht und führt zu  $\theta_{infB} = 32^\circ$ . Auch diese Druckfeldneigung zeigt wieder eine recht gute Übereinstimmung mit dem Rissbild gemäss Bild 3.29. Mit den Gleichgewichtsbeziehungen folgen dann die Gurtkräfte und die Länge der Strecke HG.

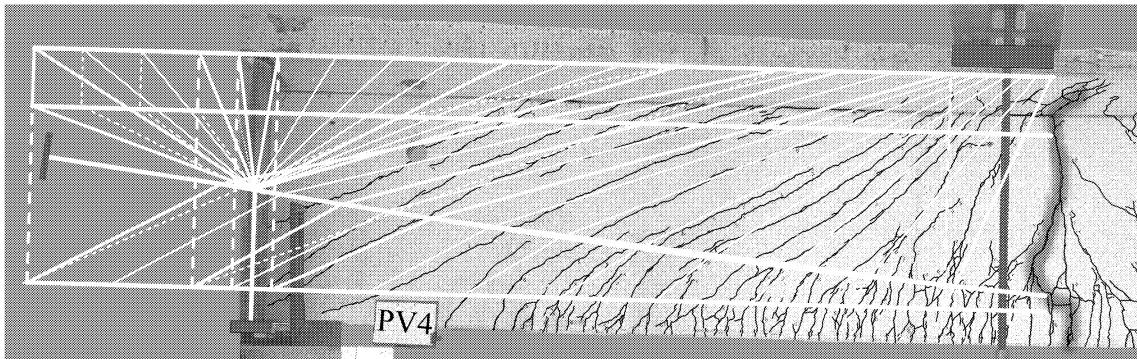


Bild 3.29 Montage des für PV4 berechneten Spannungsfelds ins Rissbild.

Die verbliebene Kraft im Untergurt soll auf der Strecke AB verankert werden. Die dazu erforderlichen Bügelkräfte werden gerade dazu herbeigezogen, einerseits die Kraft im Spannglied bis zum Beginn der Endgerade bei B' auf  $P_{pT\infty}$  und andererseits die Kraft in der oberen Spannbettbewehrung auf  $P_{p2\infty} \approx 100$  kN abzubauen. Dies resultiert in den sich durchdringenden Spannungsfeldern ABD'HIB' und ABF''IJE'', analog den Feldern ABD'HIB' und ABE''IJD'' für den Versuch PV3, vgl. Bild 3.26 (a). Für das Feld ABF''IJE'' zum Abbau der Kraft in der oberen Spannbettbewehrung wird hier allerdings die Voraussetzung getroffen, dass die Punkte BF''I auf einer Geraden liegen sollen; das untere Druckfeld ABF''E'' ist damit ebenfalls ein zentrierter Fächer und kein Parallelfeld mehr, wie es in PV3 vorausgesetzt wird.

Die Bügelkräfte der Strecke KJ sollen sich wieder auf einen zentrierten Fächer über dem Lager abstützen, der durch die Kraft  $P_{pT\infty}$  im Spannglied und eine vertikale Druckstrebe auf das Lager im Gleichgewicht ist. Der Abtrag der Kräfte in den restlichen Feldern C'KL, C'D''MOA'' und C'MO erfolgt in analoger Weise wie beim Spannungsfeld für PV3, ausser dass natürlich die unterschiedlich grossen Bügelkräfte auf den Strecken ON und NM berücksichtigt werden müssen.

Die Kontrolle der Betonspannungen – die für den Versuch PV4 in Bild 3.28 nicht explizit dargestellt werden – ergibt wiederum einen sehr hohen Wert im Krafteinleitungsbereich mit  $\sigma_{c,sup}(G) = 7.53 \cdot f_{cc}^{2/3}$ ; auch hier darf wohl wieder angenommen werden, dass sich ein Knotenbereich ausbilden kann, der die Situation ausreichend entschärft. Die Spannungen im Stegbeton hingegen überschreiten im Bereich JI die obere Grenze der effektiven Druckfestigkeit gemäss (2.13) auf einer grösseren Länge um mindestens 20%. Die Zulässigkeit des entwickelten Spannungsfelds als Plastizitätskontrolle des Mechanismus' gemäss Abschnitt 3.5.12 wird wohl nur noch durch das experimentelle Ergebnis bestätigt; der Bruch erfolgte auch bei diesem Träger durch Zerreißen aller Zugbewehrungen unter der Ankerkraft [V-129].

Die Kontrolle der Verbundspannungen ist im vorliegenden Fall nichtig, da sich die Beanspruchungen in der gleichen Grössenordnung wie in PV3 oder darüber bewegen dürften. Der Nachweis einer genügenden Verbundfestigkeit mit dem Ansatz gemäss Abschnitt 2.4.3 kann somit kaum erbracht werden.

## Folgerungen

Aus der Überprüfung der Bruchversuche *PV1*, *PV3* und *PV4* mit Spannungsfeldern können die folgenden Schlüsse gezogen werden:

- Die Traglasten werden aufgrund des Biegewiderstands im Querkraftnullpunkt mit Toleranzen unter 5% bestätigt, bei Berücksichtigung der Zugfestigkeiten der Spannstähle und unter Vernachlässigung der schlaffen Längsbewehrung.
- Die Entwicklung von Spannungsfeldern als unterer Grenzwert zur Überprüfung der experimentellen Traglasten zieht aufwendige Berechnungen nach sich. Die grafische Darstellung der Resultate nimmt ebenfalls viel Zeit in Anspruch.
- Der Fantasie des Ingenieurs sind bei der Entwicklung der Spannungsfelder fast keine Grenzen gesetzt. In problematischen Zonen lassen sich meist Alternativen zur Entschärfung heikler Situationen aufzeigen und deren Konsequenzen abschätzen.
- Trotz lokal sehr hoher Betonspannungen im Steg – vor allem in den Versuchen *PV3* und *PV4* – können die gefundenen Spannungsfelder als Plastizitätskontrolle der Mechanismen von Abschnitt 3.5.12 gelten. Im Vergleich zu den Grenzwerten der effektiven Betondruckfestigkeit gemäss Abschnitt 2.2.3 müssen die Betonspannungen teilweise kritisch hinterfragt werden.
- Die Verbundfestigkeiten entlang des Spannglieds werden teilweise massiv überschritten. Das in Abschnitt 2.5.2 gezeigte und hier angewendete Modell des für Verbund wirksamen Umfangs bei Spanngliedern ist einer kritischen Prüfung zu unterziehen und müsste weiter entwickelt werden. Die Einhaltung einer Verbundfestigkeit wird in den vorliegenden Fällen praktisch durchgehend nur durch die Versuchergebnisse untermauert.
- Die Übereinstimmung der berechneten Spannungsfelder mit den Rissbildern aus den Versuchen ist für alle Versuche recht gut.

## 3.7 Spannungsfelder für Endauflager

In diesem Kapitel wird die Aufteilung der Einwirkungen und die Verankerung der Kräfte im Bereich des Endauflagers von vorgespannten Trägern näher untersucht. Von besonderem Interesse sind der Einfluss des Lagerüberstands, der Spanngliedgeometrie, der Spannkraftverluste sowie der Aufteilung der Spannkraft auf Spannglied- und Spannbettvorspannung. Die Berücksichtigung dezentrierter Fächer mit endlichen Knotenbereichen bei der Entwicklung von Spannungsfeldern im Endbereich von vorgespannten Trägern ist z. Bsp. in [D-38] behandelt.

Die vorgestellten Modelle ermöglichen einen Einblick ins Kräftespiel beim Endauflager und eignen sich für eine rasche Konstruktion von Spannungsfeldern in diesem Bereich. Sie erlauben damit Voruntersuchungen des Endauflagerbereichs, insbesondere die Kontrolle der Betonspannungen.

### 3.7.1 Träger mit Spanngliedvorspannung – Allgemeiner Fall

Bild 3.30 (a) zeigt das Endauflager eines lediglich mit einem gekrümmt geführten Spannglied vorgespannten einfachen Balkens. Das Spannglied wird gemäss Bild 3.30 (b) im Bereich der Spannweite parabolisch gekrümmt angenommen, im Bereich des Lagerüberstands sei die Spanngliedachse gerade. Die Vorspannung wird mit der Ankerkraft  $P_{T\infty}$  und den Umlenkkraften  $u_{T\infty}$  als äussere Einwirkung eingeführt. Infolge der Abgrenzung des Schnittkörpers ABEF sind die Umlenkkräfte nur auf der Strecke ED vorhanden.

Ist der Träger mit einer einigermassen realistischen Spanngliedgeometrie vorgespannt, kann er auch mit einer sehr kleinen Vorspannkraft nicht bis an den Rand des Auflagers dekomprimieren – was zu einem Zuwachs in der Spanngliedkraft führen könnte –, und deshalb wirke lediglich die Spannkraft  $P_{T\infty}$  nach Abzug aller Verluste. Das Spannglied müsste sehr weit oben im Querschnitt verankert werden, damit eine Dekompression bis an den Lagerrand möglich wird.

Die Auflagerreaktion  $R$  ist aufgrund einer globalen Analyse bekannt. Sie ist beispielsweise das Resultat einer elastischen Analyse – in der die Anordnung der Einzellasten anhand eines Bruchmechanismus' angenommen werden kann, vgl. Kapitel 3.5 – oder sie kann sich aufgrund der Biegetraglast als unterer Grenzwert des Systems ergeben. Die Bügelwiderstände  $f_w$  sind für ein bestehendes Tragwerk ebenfalls bekannt, und können mit den Angaben von Kapitel 2.1 ermittelt werden.

Die Geometrie der Spannungsfelder soll so festgelegt werden, dass sich keine oder möglichst wenig Durchdringungen der Druckfelder ergeben. Mit den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper ABEF und den Gleichgewichts- und den Übergangsbedingungen an den Teilkörpern ABC, FCD und FDE gelten im allgemeinen Fall für die Geometrie des Endbereichs die nachfolgenden Beziehungen



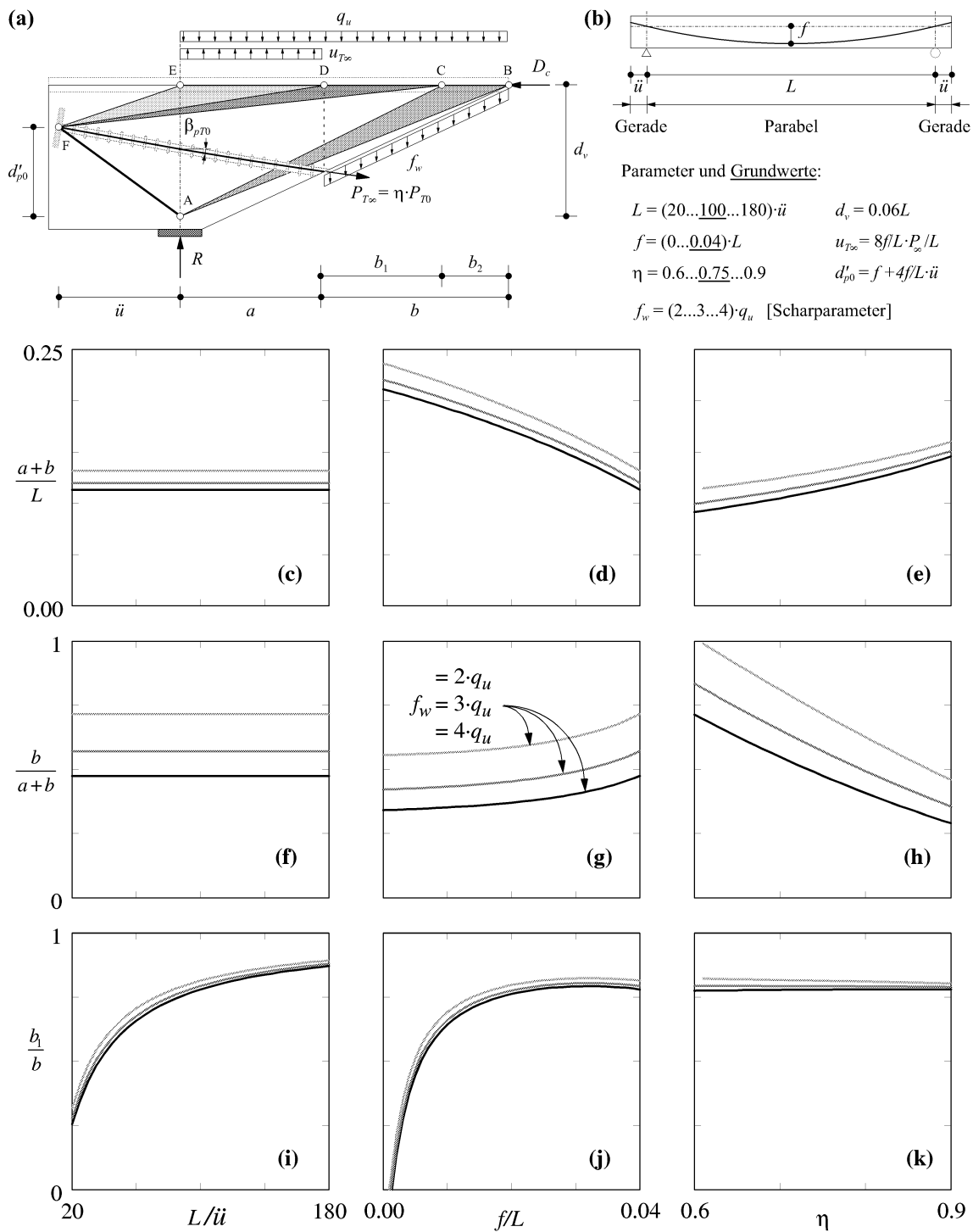


Bild 3.30 Endauflager eines mit einem Spannglied vorgespannten Trägers – (a) Schnittkörper mit Bezeichnungen; (b) Parameter für den einfachen Balken; Einfluss des Lagerüberstands, der Pfeilhöhe des Spannglieds und der Spannkraftverluste auf: (c) bis (e) die Ausdehnung der direkten Abstützung; (f) bis (h) den davon mit Bügelkräften beanspruchten Bereich und (i) bis (k) die auf den Spanngliedanker abgestützten Bügelkräfte.

$$a = \frac{R - P_{T\infty} \sin \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} - \sqrt{\frac{q_u + f_w}{f_w + u_{T\infty}} \cdot \left[ \left( \frac{R - P_{T\infty} \sin \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} \right)^2 - \frac{2P_{T\infty} \cos \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0}) \right]}, \quad (3.84)$$

$$b = a \left[ \sqrt{\frac{f_w + u_{T\infty}}{q_u + f_w} + \frac{2P_{T\infty} \cos \beta_{pT0}}{a^2 (q_u + f_w)} (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0})} - 1 \right] \quad \text{und} \quad (3.85)$$

$$b_1 = \sqrt{\left[ d_v \cdot \frac{\ddot{u}}{d'_{p0}} + a \right]^2 - 2d_v \cdot \frac{\ddot{u}}{d'_{p0}} \cdot \left[ \frac{P_{T\infty} \sin \beta_{pT0}}{q_u + f_w} + \frac{q_u - u_{T\infty}}{q_u + f_w} a \right] + b(2a + b)} - \left[ d_v \cdot \frac{\ddot{u}}{d'_{p0}} + a \right] \quad (3.86)$$

Damit für die Bestimmung der Strecke  $a$  die Wurzel in (3.84) nicht imaginär wird und somit keine Lösung mehr möglich ist, muss für die Auflagerreaktion  $R$  gelten

$$R \geq \sqrt{2P_{T\infty} \cos \beta_{pT0} (q_u - u_{T\infty}) (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0})} + P_{T\infty} \sin \beta_{pT0} , \quad (3.87)$$

was implizit einer Bedingung an die Spannkraftverluste und die Spanngliedgeometrie entspricht. Eine ähnliche Bedingung ergibt sich, damit die Strecke  $a$  positiv bleibt, mit

$$R \leq \sqrt{2P_{T\infty} \cos \beta_{pT0} (q_u + f_w) (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0})} + P_{T\infty} \sin \beta_{pT0} , \quad (3.88)$$

und so nicht zum unrealistischen Zustand führt, dass das Spannglied bis in den Bereich des Lagerüberstands über den Wert  $P_{T\infty}$  beansprucht würde. Die Auflagerreaktion  $R$  darf sich somit also je nach Vorspannkraft, Spanngliedgeometrie und Bügelwiderständen nur in recht engen Grenzen bewegen.

Da vorausgesetzt wird, dass der Träger neben der Bügelbewehrung lediglich mit einem Spannglied versehen sei, entspricht die Stelle  $a$  gerade der Dekompression und die Kraft im Spannglied muss aufgrund der aktivierten Bügelkräfte ab dieser Stelle anwachsen. Unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit muss die Dekompression auf die Schwerachse des Spannglieds bezogen werden; erst wenn die neutrale Achse unter zunehmender Belastung die Spanngliedachse erreicht, ist ein Spannkraftzuwachs im Spannglied möglich. Ein solchermassen vorgespannter Träger wirkt somit eigentlich als Parabelträger. Wird die Dekompression am Querschnittsrand erreicht, fällt die Steifigkeit aufgrund des rechnerischen Querschnittverlusts zwar ab, aber die Kraft im Spannglied kann noch nicht zunehmen. Die Unterschiede in den Krümmungen zum Erreichen dieser beiden Zustände dürfte in meisten Fällen marginal sein.

Die Ausdehnung  $b$  des mit Bügelkräften beanspruchten Bereichs der direkten Abstützung ist gemäss (3.85) mit der Ausdehnung  $a$  des Bereichs ohne Bügelkräfte verknüpft und somit an dieselben Bedingungen gebunden. Die Wurzel im Ausdruck von (3.85) wird jedoch auch für  $a = 0$  nicht imaginär, und diese Bedingung ist wohl weniger kritisch.

Von Interesse ist die Aufteilung der Bügelkräfte in die Abstützungen auf den Spanngliedanker und direkt auf das Lager. Dies wird durch die Strecke  $b_1$  gemäss (3.86) ausgedrückt. Für  $\ddot{u} \rightarrow 0$  gilt  $b_1 = b$ , und erwartungsgemäss stützen sich alle Bügelkräfte

auf den Spanngliedanker ab. Damit sich ein Teil der Bügelkräfte überhaupt auf den Spanngliedanker abstützt, muss  $b_1 \geq 0$  gelten und dies führt zur Bedingung

$$\ddot{u} \leq \frac{b(2a+b)}{2d_v} \cdot \frac{d'_{p0}(q_u + f_w)}{P_{T\infty} \sin \beta_{pT0} + (q_u - u_{T\infty})a} \quad (3.89)$$

Ist diese Bedingung nicht eingehalten, stützen sich die gesamten Bügelkräfte direkt über dem Lager ab, oder es muss sich sogar noch ein Teil der Umlenkkräfte  $u_{T\infty}$  auf das Lager abstützen; dies führt somit zu einem Systemwechsel, in dem die Strecke  $a$  aufgeteilt werden müsste. Im Allgemeinen dürfte dies nur für sehr grosse Lagerüberstände der Fall sein, vgl. auch unten.

### 3.7.2 Auswertung für den einfachen Balken

In Bild 3.30 (b) sind die Parameter und deren Grundwerte für den Auflagerbereich eines einfachen Balkens angegeben.

Die Auflagerreaktion bestimme sich aufgrund der Biegetraglast zu  $R = q_u \cdot L/2$ , welche wiederum mit dem Biegevermögen  $M_R = F_{pTy} \cdot d_v = q_u \cdot L^2/8$  bestimmt werden kann. Die Schlankheit des Trägers sei  $L/h = 15$ , und der Hebelarm der inneren Kräfte wird zu  $d_v = 0.9 \cdot h = 0.06 \cdot L$  angenommen. Für die Fließkraft des Spannglieds gelte  $F_{pTy} = 0.9 \cdot F_{pTu} = 0.9 \cdot P_{T0}/0.7 = 0.9/0.7 \cdot P_{T\infty}/\eta \approx 1.29 \cdot P_{T\infty}/\eta$ .

Die Spanngliedgeometrie ist insofern vereinfacht, als dass die Endgerade gemäss Bild 3.30 (b) just über dem Auflager beginne und dass kleine Winkel der Spanngliedneigung vorausgesetzt werden können, somit  $\sin \beta_{pTA} \approx \tan \beta_{pTA}$  und  $\cos \beta_{pTA} \approx 1$ . Unter diesen Voraussetzungen kann die Verankerungshöhe  $d'_{p0}$  des Spannglieds mit der Pfeilhöhe  $f$  und dem Lagerüberstand  $\ddot{u}$  verknüpft werden. Lagerüberstand  $\ddot{u}$ , Pfeilhöhe  $f$ , Bügelwiderstände  $f_w$  und Spannkraftverluste  $\eta$  werden als freie Parameter eingeführt; als Scharparameter dienen die Bügelwiderstände  $f_w$ .

#### Einfluss des Lagerüberstands $\ddot{u}$

Bild 3.30 (c) zeigt, dass die gesamte Ausdehnung EB der direkten Abstützung erwartungsgemäss unabhängig vom Lagerüberstand  $\ddot{u}$  ist. Der Bereich der direkten Abstützung erstreckt sich je nach Grösse der Bügelwiderstände über etwa 10...15% der Spannweite. Gemäss Bild 3.30 (f) ist der Bereich DB, in dem Bügelkräfte aktiviert werden, ebenfalls erwartungsgemäss unabhängig vom Lagerüberstand.

Den grössten Einfluss hat der Lagerüberstand  $\ddot{u}$  gemäss Bild 3.30 (i) auf die Abstützung von Bügelkräften entlang DC auf den Spanngliedanker. Ist der Überstand sehr gross, stützen sich noch stets ca. 30% der aktivierten Bügelkräfte auf den Anker ab. Bei sehr kleinen Überständen werden bis zu 90% der Bügelkräfte auf den Ankerkopf abge-

geben. Bei mittleren Lagerüberständen von  $L/\bar{u} \approx 100$  werden bereits etwa 75% vom Spanngliedanker aufgenommen.

Die Grösse der Bügelwiderstände  $f_w$  hat primär Einfluss auf die Grösse der Ausdehnung des Bereichs DB mit Bügelkräften, Bild 3.30 (f). So werden je nach Grösse der Bügelwiderstände 50...75% der direkten Abstützung durch Bügelkräfte beansprucht. Die gesamte Ausdehnung der direkten Abstützung – Bild 3.30 (c) – und der Anteil der Bügelkräfte auf den Spanngliedanker – Bild 3.30 (i) – werden von der Höhe der Bügelwiderstände nur geringfügig beeinflusst.

### **Einfluss der Pfeilhöhe $f$**

Die Pfeilhöhe  $f$  – und somit die Spanngliedgeometrie – hat gemäss Bild 3.30 (d) einen starken Einfluss auf die Ausdehnung der direkten Abstützung. Für horizontal eingelegte Spannglieder erstreckt sich dieser Bereich EB je nach Höhe der Bügelwiderstände bereits über etwa 20...25% der Spannweite. Wird das Spannglied mit einer grösseren Krümmung eingelegt, erstreckt sich der Bereich EB noch über 10...15% der Spannweite.

Der mit Bügelkräften beanspruchte Bereich DB hängt in Bild 3.30 (g) von der Pfeilhöhe  $f$  mit zunehmender Grösse und somit von den zunehmend stärkeren Krümmungen des Spannglieds stärker ab. Die Grösse der Bügelwiderstände beeinflusst den Bereich DB mit zunehmender Grösse ebenfalls stärker. Für horizontal eingelegte Spannglieder erstreckt sich der Bereich DB mit Bügelkräften über etwa 35...60% der direkten Abstützung. Ist die Krümmung stärker, werden etwa 50...75% der direkten Abstützung durch Bügelkräfte beansprucht.

Für die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker entlang DC zeigt Bild 3.30 (j), dass die Höhe der Bügelwiderstände praktisch keinen Einfluss auf dessen Grösse hat. Die Ausdehnung dieses Bereichs hängt sehr stark hingegen von der Geometrie des Spannglieds resp. der Pfeilhöhe  $f$  ab, gerade für schwach gekrümmte Spannglieder. Für sehr schwach gekrümmte bzw. horizontal eingelegte Spannglieder können sich gar keine Bügelkräfte auf den Spanngliedanker abstützen. Das Spannglied erfüllt in solchen Fällen bloss die Aufgabe einer "echten" Auflagersicherung. Es zeigt sich zudem, dass sich für die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker ein Maximum von ca. 80% einstellen kann, wenn die Krümmung einen bestimmten Wert aufweist (hier  $f = 0.032 \cdot L \approx L/31$ ).

### **Einfluss der Spannkraftverluste $\eta$**

Die Höhe der Spannkraftverluste  $\eta$  hat gemäss Bild 3.30 (e) einen annähernd linearen Einfluss auf die Ausdehnung der direkten Abstützung. Treten gleichzeitig kleine Bügelwiderstände  $f_w$  und hohe Vorspannverluste auf, müsste der Träger bis in den Bereich des Lagerüberstands dekomprimieren ( $a < 0$ ), was kaum realistisch ist, vgl. auch Abschnitt

3.7.1. Je nach Höhe der Spannkraftverluste und der Bügelwiderstände erstreckt sich der Bereich EB über etwa 10...15% der Spannweite.

Den stärksten Einfluss haben die Spannkraftverluste gemäss Bild 3.30 (h) auf die Ausdehnung des von Bügelkräften beanspruchten Bereichs DB. Hier zeigt sich auch ein starker Einfluss der Grösse der vorhandenen Bügelwiderstände  $f_w$ . Sind die Spannkraftverluste gross, wird mit 70...100% ein grosser, wenn nicht der gesamte Bereich der direkten Abstützung durch Bügelkräfte beansprucht; zudem müssen die Bügelwiderstände bis an den Auflagerrand aktiviert werden. Dies bedingt einen wenig realistischen Kraftzuwachs im Spannglied gerade ab dem Lager. Sind die Verluste sehr klein, werden lediglich noch etwa 30...40% des Bereichs der direkten Abstützung mit Bügelkräften belastet.

Für den Anteil der Abstützung DC auf den Spanngliedanker zeigt Bild 3.30 (k) praktisch kein Einfluss der Spannkraftverluste. Der Anteil dieser Abstützung von Bügelkräften hinter dem Lager beträgt ebenfalls praktisch unabhängig von der Grösse der Bügelwiderstände etwa 80%.

### Fazit

Zusammenfassend kann für die Auswertung des Auflagerbereichs des einfachen Balkens mit Spanngliedbewehrung festgehalten werden:

- Die gesamte Ausdehnung des Bereichs der direkten Abstützung hängt in erster Linie von der Spanngliedgeometrie und den Spannkraftverlusten ab. Der Bereich erstreckt sich über 10...25% der Spannweite.
- Der Anteil in diesem Endbereich, der mit Bügelkräften belastet wird, hängt sehr stark von den Spannkraftverlusten und den vorhandenen Bügelwiderständen, in geringerem Masse von der Spanngliedgeometrie ab. Je nach Kombination werden 30...100% des Bereichs der direkten Abstützung durch Bügelkräfte beansprucht. Die genaue Ermittlung der Spannkraftverluste ist somit entscheidend.
- Der Lagerüberstand beeinflusst lediglich das Ausmass der Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker, dies dafür in umso stärkerem Masse. Je nach Grösse der Lagerüberstands werden 30...90% der Bügelkräfte auf den Spanngliedanker abgegeben. Die gesamte Ausdehnung der direkten Abstützung und der Anteil der auf dieser Strecke wirksamen Bügelkräfte bleiben vom Lagerüberstand vollkommen unbeeinflusst.
- Die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker hinter dem Lager wird auch in starkem Masse von der Pfeilhöhe resp. den Umlenkkräften des Spannglieds oder der Spanngliedgeometrie geprägt. Von den Spannkraftverlusten bleibt diese Abstützung praktisch unbeeinflusst. Die Pfeilhöhe hat zudem einen recht starken Einfluss auf die Ausdehnung der direkten Abstützung, und mit zunehmender Grösse auch einen grösseren Einfluss auf die Ausdehnung des Bereichs mit Bügelkräften.

- Die Höhe der Bügelwiderstände bestimmt in erster Linie die Ausdehnung des Bereichs mit Bügelkräften, und in geringerem Masse die gesamte Ausdehnung der direkten Abstützung. Die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker bleibt von der Höhe der Bügelwiderstände praktisch unberührt.

### 3.7.3 Träger mit gemischter Bewehrung – Allgemeiner Fall

In Bild 3.31 ist der Auflagerbereich von Bild 3.30 um eine zusätzliche Horizontalbewehrung erweitert und kann somit weitere Beanspruchungen im Bereich BG aufnehmen. Im vorliegenden Fall wird diese Bewehrung als eine Spannbettbewehrung  $P_{p\infty}$  (mit genügender Verankerung) betrachtet; im Sinne eines unteren Grenzwerts nach der Plastizitätstheorie kann es sich auch um eine schlaaffe Bewehrung handeln. Dies widerspricht zwar dem Grundsatz, dass ein Kraftzuwachs in einer Bewehrung erst nach Dekompression des Querschnitts realistisch wird, ist aber als statischer Grenzwert durchaus zulässig. Anstelle der in den nachfolgenden Abschnitten genannten Spannbettkraft  $P_{p\infty}$  kann in diesem Sinne auch der Widerstand einer schlaffen Bewehrung eingesetzt werden.

Die Gleichgewichtsbedingungen am ganzen Schnittkörper und an den Teilkörpern führen zu Gleichungen, die denen aus Abschnitt 3.7.1 verwandt sind. Die Formeln (3.85) und (3.86) zur Bestimmung der Strecken  $b$  und  $b_1$  bleiben formal gültig, zur Bestimmung der Strecke  $a$  muss (3.84) hingegen ersetzt werden durch

$$a = \frac{R - P_{T\infty} \sin \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} \quad (3.90)$$

$$- \sqrt{\frac{q_u + f_w}{f_w + u_{T\infty}} \left[ \left( \frac{R - P_{T\infty} \sin \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} \right)^2 - \frac{2P_{T\infty} \cos \beta_{pT0}}{q_u - u_{T\infty}} (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0}) - 2P_{p\infty} \frac{d_v}{q_u - u_{T\infty}} \right]}$$

und wird so um den Einfluss der Spannbettkraft  $P_{p\infty}$  erweitert. Die Strecke  $a$  wird für sonst gleich bleibende Verhältnisse um den Einfluss der zusätzlichen Spannkraft größer. Damit (3.90) eine reale Lösung hat, muss

$$R \geq \sqrt{2P_{T\infty}(q_u - u_{T\infty}) \left[ \cos \beta_{pT0} (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0}) + \frac{P_{p\infty}}{P_{T\infty}} d_v \right]} + P_{T\infty} \sin \beta_{pT0} \quad (3.91)$$

sein, was neben erneuten Anforderungen an die Spannkraftverluste und die Spannglied-geometrie einer Bedingung an die Aufteilung der Spannkräfte entspricht. Eine ähnliche Bedingung wie (3.88) ergibt sich wiederum, damit die Strecke  $a$  positiv bleibt:

$$R \leq \sqrt{2P_{T\infty}(q_u + f_w) \left[ \cos \beta_{pT0} (d_v - d'_{p0} + \ddot{u} \tan \beta_{pT0}) + \frac{P_{p\infty}}{P_{T\infty}} d_v \right]} + P_{T\infty} \sin \beta_{pT0} \quad (3.92)$$

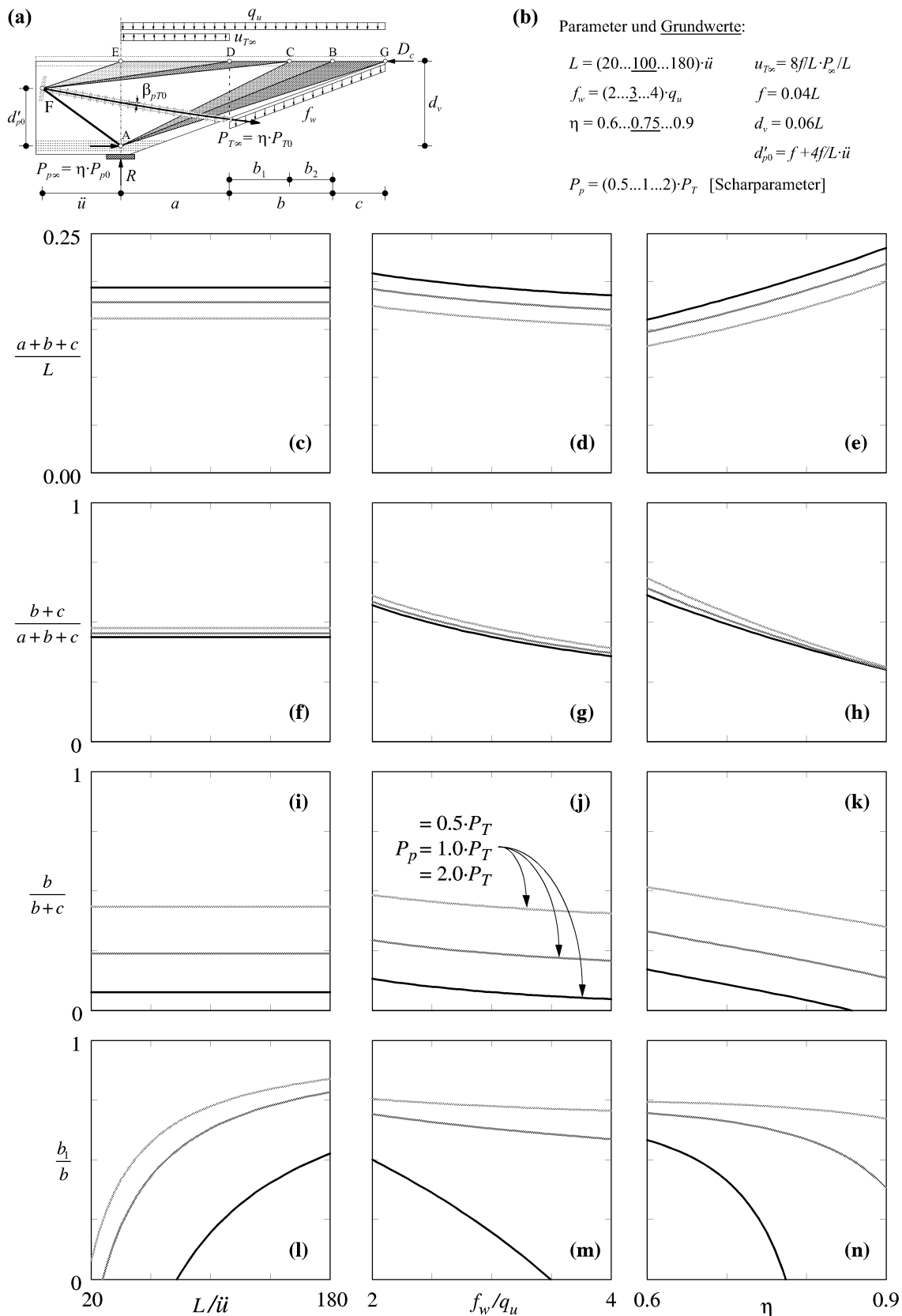


Bild 3.31 Erweiterung des Auflagerbereichs von Bild 3.30 auf zusätzliche Horizontalbewehrung – (a) Schnittkörper mit Bezeichnungen; (b) Parameter für den einfachen Balken; Einfluss des Lagerüberstands, der Bügelwiderstände und der Spannkraftverluste auf: (c) bis (e) die Ausdehnung der direkten Abstützung, (f) bis (h) den davon mit Bügelkräften beanspruchten Bereich; (i) bis (k) die total auf das Spannglied abgegebenen Bügelkräfte und (l) bis (n) die auf den Spanngliedanker abgestützten Bügelkräfte.

Es ist nicht von vorneherein klar, dass die Stelle  $a$  gerade der Dekompression einer der Bewehrungen entspricht. Zwar werden ab diesem Schnitt Bügelkräfte aktiviert und somit muss auch ein Kraftzuwachs in einer der Bewehrungen stattfinden. Da die Aufteilung der Kräfte im angrenzenden Bereich jedoch nicht bekannt ist, kann die zugehörige Bewehrung nicht apriori festgelegt werden (auch wenn es sich wohl um die Spannbettbewehrung  $P_{p\infty}$  handeln dürfte).

Die Länge des zusätzlichen Bereichs BG der direkten Abstützung beläuft sich auf

$$c = \sqrt{(a+b)^2 + 2P_{p\infty}/(q_u + f_w)} - (a+b) , \quad (3.93)$$

und widerspiegelt direkt den Einfluss der Spannkraft  $P_{p\infty}$ . Verschwindet diese Spannkraft, gilt auch  $c = 0$  und die Verhältnisse können gemäss Abschnitt 3.7.1 behandelt werden.

Damit sich die Bügelkräfte entlang DC überhaupt auf den Spanngliedanker abstützen können und es somit nicht zu einem Systemwechsel in der Aufteilung der Kräfte kommt, muss (3.89) auch im vorliegenden Fall erfüllt sein, mit  $a$  gemäss (3.90) und  $b$  gemäss (3.85).

### 3.7.4 Auswertung für den einfachen Balken

In Bild 3.31 (b) sind erneut die Parameter für den Endbereich eines einfachen Balkens festgehalten. Für Geometrie und Kräfte gelten dieselben Voraussetzungen wie für das Beispiel in Bild 3.30; lediglich die Biegetraglast muss aufgrund des geänderten Biege widerstands  $M_R = (F_{pTy} + F_{py}) \cdot d_v = q_u \cdot L^2/8$  angepasst werden. Es wird somit vorausgesetzt, dass die beiden Bewehrungen an der massgebenden Stelle – in Feldmitte – dieselbe statische Höhe und die gleichen Spannkraftverluste aufweisen.

Als freie Parameter werden der Lagerüberstand  $\ddot{u}$ , die Bügelwiderstände  $f_w$  und die Spannkraftverluste  $\eta$  gesetzt; als Scharparameter wird die Aufteilung der Spannkräfte  $P_{p\infty}/P_{T\infty}$  verwendet.

#### Einfluss des Lagerüberstands $\ddot{u}$

Die Ausdehnung EG der direkten Abstützung bleibt gemäss Bild 3.31 (c) vom Lagerüberstand  $\ddot{u}$  erneut unbeeinflusst. Infolge der insgesamt höheren Vorspannung wird hingegen dieser Bereich der direkten Abstützung etwas grösser und erstreckt sich über 15...20% der Spannweite, je nach Aufteilung der Spannkräfte und damit je nach der Grösse der Umlenkkräfte  $u_{T\infty}$  aus Spanngliedvorspannung. Die Aufteilung in die Abstützungen aufs Spannglied DB und das Spannbett BG werden gemäss Bild 3.31 (f) und (i) durch den Lagerüberstand ebenfalls nicht beeinflusst.

Von der direkten Abstützung werden gemäss Bild 3.31 (f) praktisch unabhängig von der Aufteilung der Vorspannung etwa 45% durch Bügelkräfte entlang DG beansprucht.



Die Aufteilung der Bügelkräfte auf Spannglied und Spannbett ist zwar vom Lagerüberstand unabhängig, wird hingegen sehr stark von der Aufteilung der Vorspannung beeinflusst. Je nach Verhältnis der Spannkraften umfasst die Strecke BG – und damit implizit die Spannbettbewehrung – 60...90% der Bügelkräfte, Bild 3.31 (i). Auffallend ist insbesondere, dass die Spannbettbewehrung bereits bei kleinen Vorspannkraften einen beachtlichen Anteil der Bügelkräfte aufnimmt.

Den stärksten Einfluss hat der Lagerüberstand gemäss Bild 3.31 (l) auf die Länge  $b_1$  des Anteils DC der auf den Spanngliedanker abgestützten Bügelkräfte. Im vorliegenden Fall ist es bei hohen Anteilen der Spannbettbewehrung an der gesamten Vorspannkraft  $P_{p\infty}/P_{T\infty} > 2$  bereits bei “realistischen” Lagerüberständen  $L/\bar{u} \approx 80$  möglich, dass sich keine Bügelkräfte mehr auf den Spanngliedanker abstützen müssen. Dies ist insofern zu begrüssen, als damit der Fächer FCD mit den höchsten Beanspruchungen des Stegbetons – wegen der flachen Diagonalen unter hohen vertikalen Lasten – entfällt. Bei “üblichen” Lagerüberständen – in der Grössenordnung von  $L/\bar{u} \approx 100$  – werden je nach Höhe der Spannkraft  $P_{T\infty}$  im Spannglied 25...75% von den insgesamt entlang DB abgetragenen Bügelkräfte dem Spanngliedanker übertragen.

### **Einfluss der Bügelwiderstände $f_w$**

Die Strecke EG der direkten Abstützung wird gemäss Bild 3.31 (d) von den Bügelwiderständen  $f_w$  nur schwach beeinflusst. Die gesamte Ausdehnung EG der direkten Abstützung erstreckt sich je nach Aufteilung der Spannkraft auf die beiden Bewehrungen über etwa 15...20% der Spannweite. Die Bügelwiderstände haben auch nur geringen Einfluss auf die Aufteilung in die Abstützungen aufs Spannglied DB und das Spannbett BG, Bild 3.31 (g) und (j). Innerhalb dieser Grössen ist der Einfluss auf die Länge  $c$  der Strecke BG gemäss Bild 3.31 (g) noch am grössten.

Der von Bügelkräften beanspruchte Teil DG nimmt gemäss Bild 3.31 (g) mit zunehmenden Bügelwiderständen erwartungsgemäss ab und nimmt etwa 30...60% der direkten Abstützung ein. Die Aufteilung der Bügelkräfte in diesem Bereich auf Spannglied und Spannbett wird von den Bügelwiderständen zwar nur sehr schwach beeinflusst, hängt dafür gemäss Bild 3.31 (j) jedoch in umso stärkerem Masse vom Verhältnis der Spannkraften ab. So werden bis zu 95% der Bügelkräfte durch die Spannbettvorspannung ins Gleichgewicht gebracht; bereits mit verhältnismässig kleinen Spannbettkräften werden mehr als 50% der Bügelkräfte aufgenommen.

Der Einfluss der Bügelwiderstände auf die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker ist ebenfalls sehr ausgeprägt, wie Bild 3.31 (m) zeigt. Zudem wird dieser Einfluss mit stärkerer Spannbettbewehrung grösser. Für sehr tiefe Bügelwiderstände müssen 50...75% der Bügelkräfte auf der Strecke DB auf den Spanngliedanker übertragen werden; bei etwas kräftiger verbügelten Bauteilen sind es noch immer 60...70%, je nach Anteil der Spannbettbewehrung. Bei Trägern mit hohen Anteilen der Spannbettbewehrung mit  $P_{p\infty}/P_{T\infty} > 2$  und mit recht starker Verbügelung  $f_w/q_u > 3.5$  müssen dem

Spanngliedanker keine Bügelkräfte mehr übertragen werden ( $b_1 = 0$ ). Dies ist in Analogie zu den Ausführungen bei grösseren Lagerüberständen unkritisch.

### **Einfluss der Spannkraftverluste $\eta$**

Die Höhe der Spannkraftverluste  $\eta$  hat gemäss Bild 3.31 (e) einen gewissen Einfluss auf die Ausdehnung der direkten Abstützung. Je nach Höhe der Spannkraftverluste und der Aufteilung der Spannkräfte erstreckt sich der Bereich EG über etwa 15...25% der Spannweite; der Einfluss der Spannkraftverluste ist im betrachteten Intervall praktisch linear.

Die Strecke DG des mit Bügelkräften belasteten Teils der direkten Abstützung wird gemäss Bild 3.31 (h) in stärkerem Masse durch die Spannkraftverluste beeinflusst und beträgt 35...65%; dieser Anteil ist von der Aufteilung der Vorspannung auf Spannbett und Spannglied praktisch unabhängig.

Der Einfluss der Spannkraftverluste auf den Anteil DB der insgesamt aufs Spannglied abgegebenen Bügelkräfte ist gemäss Bild 3.31 (k) etwas ausgeprägter als für die anderen Parameter. Den Haupteinfluss bildet aber auch hier die Aufteilung der Spannkräfte. So zeigt sich, dass für hohe Anteile der Spannbettbewehrung  $P_{p\infty}/P_{T\infty} > 2$  bereits für "normale" Spannkraftverluste  $\eta \approx 0.85$  gar keine Bügelkräfte mehr auf das Spannglied abgegeben werden. Je nach Aufteilung der Spannkräfte werden 50...100% der Bügelkräfte durch die Spannbettbewehrung ins Gleichgewicht gebracht.

Der Einfluss der Spannkraftverluste auf die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker ist gemäss Bild 3.31 (n) sehr stark und wird mit zunehmendem Anteil der Spannbettbewehrung grösser. Werden bei hohen Vorspanverlusten etwa 60...75% der Bügelkräfte auf den Spanngliedanker abgestützt, sind es bei sehr kleinen Vorspanverlusten noch höchstens 65%. Bei hohem Anteil der Spannbettbewehrung und Spannkraftverlusten von über 30% werden dem Spanngliedanker keine Bügelkräfte mehr übertragen.

### **Fazit**

Zusammenfassend kann für die Auswertung des Auflagerbereichs des mit Spannglied- und Spannbettbewehrung versehenen einfachen Balkens gefolgert werden:

- Die Ausdehnung des Bereichs der direkten Abstützung hängt in erster Linie von den Spannkraftverlusten und in schwächerem Masse von der Aufteilung der Vorspannung ab, und erstreckt sich über 15...25% der Spannweite. Der dabei mit Bügelkräften beanspruchte Bereich hängt ebenfalls vor allem von den Spannkraftverlusten und in etwas geringerem Masse von den vorhandenen Bügelwiderständen ab und umfasst etwa 30...70% der direkten Abstützung. Der Lagerüberstand beeinflusst diese Verhältnisse nicht. Die Höhe der Spannkraftverluste ist somit wiederum entscheidend.

- Die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker hängt stark vom Lagerüberstand ab. Mit zunehmendem Anteil der Spannbettbewehrung gewinnen Bügelwiderstände und Spannkraftverluste zunehmend an Einfluss. Je nach Höhe derselben und je nach Grösse des Lagerüberstands werden gar keine Bügelkräfte auf den Spanngliedanker abgegeben.
- Die Aufteilung der Spannkkräfte auf Spannglied und Spannbett beeinflusst vor allem die Abstützung von Bügelkräften auf den Spanngliedanker; zudem hat sie einen recht grossen Einfluss auf die Aufteilung der Bügelkräfte auf die Bewehrungen. Die Ausdehnung des Bereichs mit Bügelkräften bleibt praktisch unbeeinflusst, während die gesamte Ausdehnung der direkten Abstützung in schwachem Masse auf die Aufteilung der Spannkkräfte reagiert.

### **3.7.5 Anwendung in einer rechnerischen Überprüfung**

Die in den beiden vorangegangenen Abschnitten entwickelten Formeln können in einer rechnerischen Überprüfung wie folgt angewendet werden:

- Als geometrische Eingangsgrössen dienen die Abmessungen des Tragwerks – Spannweite und Lagerüberstände – sowie die Spanngliedgeometrie und die Lagen der Schwerachsen weiterer Bewehrungen. Die Widerstandsseite erfordert Angaben zu Spannkkräften, Hebelarmen der inneren Kräfte und Bügelwiderständen.
- Aufgrund einer globalen Analyse des Tragwerks – sei es mit einer elastischen Lösung oder mit einem statischen Grenzwert – wird die Auflagerreaktion am betrachteten Endbereich ermittelt. Im Sinne der Kapazitätsbemessung [F-40] kann dazu auch die Biegetraglast des Systems herangezogen werden, da diese die Einwirkungen sicher auf einen maximal möglichen Wert begrenzt.
- Mit den Formeln aus Abschnitt 3.7.1 zu Bild 3.30 resp. denjenigen aus Abschnitt 3.7.3 zu Bild 3.31 kann die Geometrie der Spannungsfelder festgelegt werden.
- In diesen Spannungsfeldern sind die Gurtwiderstände implizit eingehalten. Somit müssen nur noch die Spannungen im Stegbeton kontrolliert werden; dies sollte je nach Höhe der Spannungen in einem zweiten Schritt allenfalls an dezentrierten Fächern mit Knotenbereich erfolgen, vgl. hierzu z. Bsp. [D-38] oder [V-105]. Bruchkriterien für die Spannungen im Stegbeton finden sich in Abschnitt 2.2.3.

### **3.7.6 Erweiterung auf Verankerungslängen für die Spannbettbewehrung**

Bild 3.32 zeigt die Verhältnisse des in Bild 3.31 gezeigten Auflagerbereichs, wenn für die Spannbettbewehrung (oder eine entsprechende schlaaffe Bewehrung) die Verankerungslängen berücksichtigt werden. Es ist zudem schematisch dargestellt, dass Einwirkungen über die Lagerachse hinaus vorhanden sein können; je nach Grösse des Lagerüberstands ist dies durchaus gerechtfertigt. Bereits aufgrund der Anzahl der Parameter wird klar, dass ein solches System wohl kaum mehr geschlossen behandelbar ist.

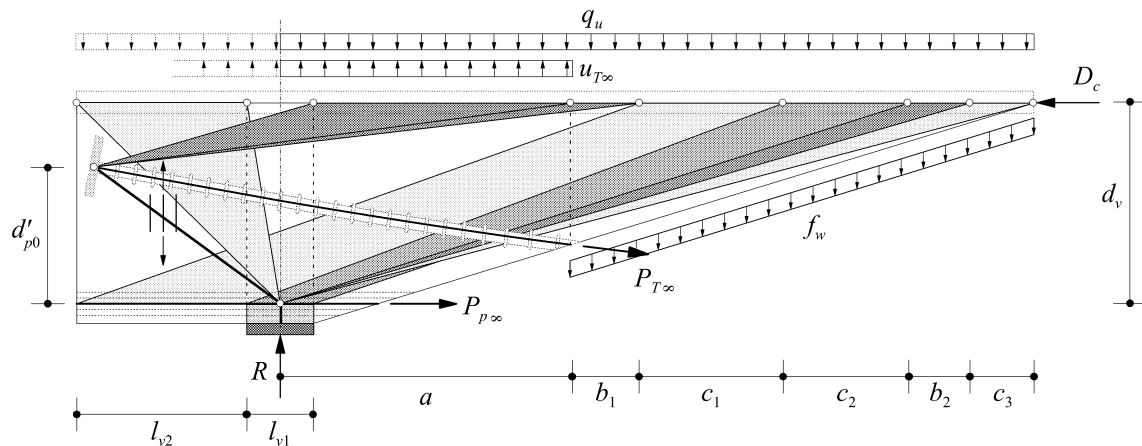


Bild 3.32 Berücksichtigung der Verankerungslänge der Spannbettbewehrung beim Endauflager.

### Tragweise

Die Spannungsfelder sollten auch bei einem solch aufwendigen System so gewählt werden, dass möglichst keine Durchdringungen entstehen, da in solchen Feldern die Betonspannungen sehr stark anwachsen. Im vorliegenden Fall ergeben sich lediglich gerade im Bereich der Lagerplatte Durchdringungen, die an dieser Stelle aufgrund des dort günstigeren Spannungszustands am ungefährlichsten sind. Die Spannungsfelder in Bild 3.32 sind so eingefärbt, dass zueinander gehörende Felder die gleiche Graustufe aufweisen.

Die Bügelkräfte stützen sich entlang  $b_1$  auf den Spanngliedanker ab; dieses Druckfeld wird zusammen mit dem Druckfeld für die Einwirkungen entlang der Strecke  $a$  mithilfe der Ankerkraft des Spannglieds auf das Lager umgelenkt, wo die Horizontalkomponente der Abstützung aufs Lager die Aufnahme weiterer Bügelkräfte entlang  $b_2$  ermöglicht.

Die Bügelkräfte entlang  $c_1$  und  $c_2$  stützen sich auf die Spannbettbewehrung ab; dabei werden unterschiedliche Verankerungslängen berücksichtigt. Der Bereich  $l_{v1}$  der Lagerplatte kann abgegrenzt werden, weil in diesem Bereich eine Querpressung des Lagers das vertikale Gleichgewicht erfüllen kann und somit keine Bügelwiderstände erforderlich sind. Im Bereich  $l_{v2}$  ist zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts eine "interne" Bügelbewehrung nötig. Diese stützt sich unter Aufbau einer Kraft im Obergurt wieder auf das Lager ab, und ermöglicht mit der Horizontalkomponente dieses Fächers die weitere Aufnahme von Bügelkräften entlang  $c_3$ .

### Versagensursachen

Neben den auch in anderen Fällen möglicherweise massgebenden Spannungen im Stegbeton können im vorliegenden Fall auch die Verankerungslängen  $l_{v1}$  und  $l_{v2}$  ungenügend sein; bei Berücksichtigung eines Reibungsansatzes gemäss Abschnitt 2.4.3 wird die Bestimmung der Verankerungslängen zudem iterativ, da für den Querdruck lediglich die zugehörigen Kräfte  $(q_u+f_w)\cdot c_1/l_{v1}$  resp.  $(q_u+f_w)\cdot c_2/l_{v2}$  berücksichtigt werden

sollten, die somit wiederum von den Verhältnissen in den Verankerungslängen abhängen. Genauer untersucht werden müssen somit vor allem Endbereiche, bei denen kleine Lagerüberstände vorhanden sind und bei denen die Verankerungslänge aufgrund einer Verbundspannung ohne Berücksichtigung des Querdrucks – und somit auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt – für die Verankerung der Spannkraft nicht ausreicht.

Die Verankerung der Spannbettkraft auf der Länge  $l_{v2}$  erfordert eine Bügelbewehrung, die im zu überprüfenden Tragwerk eventuell nicht vorhanden ist, und liefert damit eine weitere mögliche Versagensursache. Durch die Abstützung dieser Bügelkräfte auf das Lager baut sich im Obergurt eine Zugkraft auf, die ebenfalls durch eine Bewehrung abgedeckt sein sollte. Die Aufnahme dieser Kraft durch eine Betonzugspannung sollte nur in begründeten Fällen akzeptiert werden.

Sollen die bisher als zentriert angenommenen Fächer auf dezentrierte Fächer mit Knotenbereich erweitert werden, kann für die Knoten über der Lagerplatte und beim Spanngliedanker davon ausgegangen werden, dass in ihnen ein gleichmässiger Spannungszustand herrscht. Diese Spannung ist mit den Abmessungen der Platten und den angreifenden Kräften – Spanngliedkraft  $P_{T\infty}$  resp. anteilmässige Auflagerreaktion  $R = (q_u + f_w)(c_1 + c_2)$  – bekannt. Da der untere Knoten gerade über der Lagerplatte und nicht bei der Spannbettbewehrung zu liegen kommt, wird die Bestimmung der Knotengeometrie iterativ. Für detaillierte Berechnungen dieser Geometrie sei auf [D-29], [D-37] und [D-38] verwiesen.

## 3.8 Berücksichtigung reduzierter Einwirkungen

### 3.8.1 Ständige Lasten

Die Anwendung von [N-14] erlaubt die Reduktion des Lastfaktors für Eigenlasten von  $\gamma_G = 1.3$  auf  $\gamma_{G,red} = 1.15$ . Dies bedingt einerseits die ausdrücklich aufgeführte Anordnung von ergänzenden Sicherheitsmassnahmen, andererseits müssen die effektiven Abmessungen des Tragwerks durch entsprechende Erhebungen festgestellt und den Berechnungen der Eigenlasten zugrunde gelegt werden. Ausserdem müssen die Auflasten bei Inanspruchnahme von  $\psi_{a,red}$  in ihrer Grösse und Wirkung zuverlässig bekannt sein. Dies bedeutet beispielsweise, dass Rohdichten, Aufbau und Dicken der Fahrbahnbeläge und -abdichtungen bekannt sein müssen oder dass nachträglich installierte Leitungen – vor allem Wasser- und Elektroleitungen – mitberücksichtigt werden sollten.

Anhand der Ausführungen in [F-41] kann gefolgert werden, dass bei Stahlbeton- und Spannbetonbrücken die Eigenlasten mit einem Variationskoeffizienten von etwa 2...5% und die Auflasten mit einem solchen von etwa 5...11% bekannt sein müssen, damit die Versagenswahrscheinlichkeit gleich gross ist wie bei einer neu erstellten Brücke. Wie in der Publikation ebenfalls gezeigt wird, können Bauteildicken mittels zerstörungsfreier Prüfung (noch) nicht genau genug ermittelt werden, sondern bedingen den Einsatz zerstörender Prüfmethode. Die Rohdichten differieren am untersuchten Objekt hingegen nur wenig von den normgemässen Angaben [N-5].

Eine unbesehene und unbegründete Anwendung reduzierter Lastfaktoren gemäss [N-14] führt demnach zu einem verminderten Zuverlässigkeitsgrad bzw. einer erhöhten Versagenswahrscheinlichkeit und ist daher nicht gerechtfertigt. In [F-41] wird in diesem Zusammenhang allerdings die Frage aufgeworfen, ob für bestehende Tragwerke allenfalls kleinere Tragsicherheiten verantwortbar wären. Antworten auf diese Frage sind sicher nicht mit deterministischen Ansätzen zu finden, sondern bedingen die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie, vgl. z. Bsp. [V-88].

### 3.8.2 Dynamischer Beiwert für Strassenlasten im Bruchzustand

#### Hintergrund und Einflussgrössen

Der dynamische Beiwert  $\Phi_1$  für Strassenlasten gemäss [N-5] wurde aufgrund der Ergebnisse verschiedenster, über einen längeren Zeitraum verfeinerte Arbeiten bestimmt, die in [D-23] zusammengefasst sind. Die experimentell bestimmten dynamischen Inkremente beruhen auf Durchbiegungsmessungen an über 200 Strassenbrücken bei Überfahrten schwerer Lastfahrzeuge. Sie hängen in erster Linie ab [V-94] von

- den Eigenfrequenzen des Fahrzeugs und dessen Überfahrtgeschwindigkeit,
- den Eigenfrequenzen des Tragwerks und
- der Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche.

Eine der Grundvoraussetzungen für die dynamische Anregung eines Bauwerks ist, dass eine der Eigenfrequenzen im Bereich der Anregfrequenzen liegt. Für die betrachteten Strassenlasten müssen die Unebenheiten der Fahrbahn so weit gegeben sein, dass die Eigenfrequenzen des Fahrzeugs angeregt werden. Die Eigenschwingungen des Aufbaus eines Lastwagens liegen etwa im Bereich 1.5...6.5 Hz und jene der Achseneigen schwingung im Bereich 10...17 Hz [D-23]. Da die minimalen Eigenfrequenzen vieler Brücken bei etwa  $f_1 = 1...6$  Hz liegen, sind vorwiegend erstere Anregfrequenzen ausschlaggebend.

Die dynamischen Inkremente wurden in den Versuchen implizit im Gebrauchszustand der Tragwerke bestimmt. Es stellt sich die Frage, ob der dynamische Beiwert in derselben Größenordnung im nominellen Bruchzustand berücksichtigt werden muss. Dies soll anhand einer Abschätzung am Viadukt Wassnerwald abgeklärt werden, Bild 3.2 und Bild 3.33.

### Eigenfrequenz des ungerissenen Tragwerks

In einem ersten Schritt wird die erste Biege-Eigenfrequenz aufgrund der Schwingungstheorie für gerade, einfeldrige, prismatische Balken mit dem ungerissenen Querschnitt berechnet – vgl. z. Bsp. [D-20] – mit

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_1}{m}}, \tag{3.94}$$

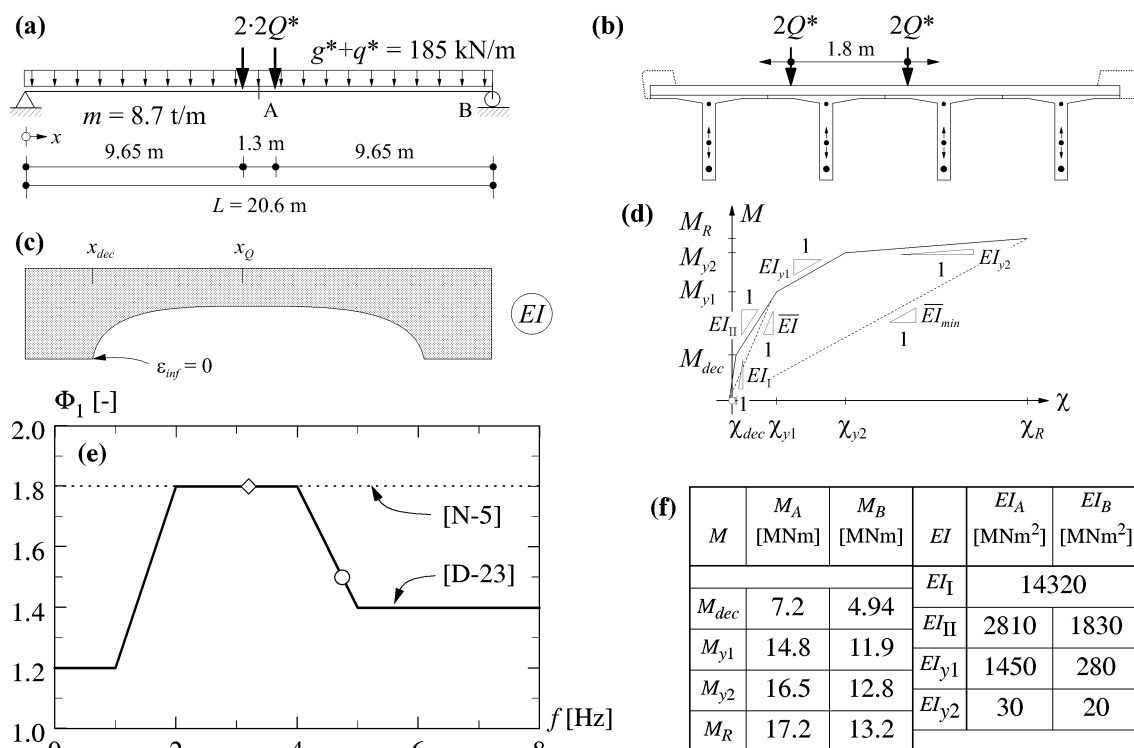


Bild 3.33 Dynamischer Beiwert im Bruchzustand – (a) System und Belastung; (b) Querschnitt und Lastanordnung; (c) Biegesteifigkeitsverteilung im nominellen Bruchzustand; (d) Momenten-Krümmungsbeziehung des Querschnitts; (e) dynamisches Inkrement  $\Phi_1$  und (f) Biegebeanspruchungen und -steifigkeiten im Querschnitt in Trägermitte und beim Trägerend.

und ergibt sich mit den Angaben von Bild 3.33 (a) und (f) zu  $f_1 = 4.75$  Hz. In der verteilten Masse sind neben dem Eigengewicht alle weiteren ständigen Lasten als ebenfalls mitschwingende Masse berücksichtigt. Damit ergibt sich ein dynamischer Beiwert von  $\Phi_1 = 1.5$  – Symbol  $\circ$  in Bild 3.33 (e) – resp.  $2Q^* = 405$  kN.

### Steifigkeitsverteilung unter Normlasten auf Bruchniveau

Aufgrund der Steifigkeitsverteilung unter Normlasten auf Bruchniveau soll die effektive Eigenfrequenz  $f_1^*$  bestimmt werden. Dazu werden die Momenten-Krümmungsbeziehungen der beiden Schnitte A und B von Bild 3.33 (a) gemäss Bild 3.33 (d) linearisiert und die Kennwerte gemäss Bild 3.33 (f) bestimmt. Die Momenten-Krümmungsbeziehungen werden mithilfe eines Querschnittsanalyseprogramms und unter Vernachlässigung der Randborde sowie der Betonzugfestigkeit für den Querschnitt von Bild 3.33 (b) ermittelt. Die Biegemomente  $M_{y1}$  und  $M_{y2}$  entsprechen dabei Beanspruchungszuständen, bei denen jeweils eine (zusätzliche) Spannbewehrung ins Fließen kommt. Im Schnitt A in Balkenmitte wird für  $M_{y1}$  die Spannbettbewehrung, für  $M_{y2}$  das Spannglied massgebend, vgl. auch Bild 3.3 und Bild 3.4; im Schnitt B beim Auflager ist die Auftretensreihenfolge umgekehrt. Es wird angenommen, dass sich sämtliche Grössen von Bild 3.33 (f) parabolisch über die Trägerlänge verhalten. Dies ist insofern gerechtfertigt, als dass sich lediglich die Lage der Spannglieder über die Trägerlänge ändert, Bild 3.4.

Es zeigt sich, dass der Träger auch unter den Normlasten auf Bruchniveau in Trägermitte das Fliessmoment  $M_{y1}$  nicht überschreitet, und somit im gerissen-elastischen Bereich verbleibt. Dies ist der starken Vorspannung des Trägers zuzuschreiben, vgl. auch Abschnitt 3.2.1.

Unter den gegebenen Lasten kann der Ort der Dekompression  $x_{dec}$  bestimmt werden, bei dem sich die Steifigkeitsverhältnisse zu ändern beginnen. Damit für die Normlasten auf Bruchniveau die effektiv vorhandenen Krümmungen erreicht werden, wird die Vergleichsteifigkeit  $\overline{EI}$  gemäss Bild 3.33 (d) als Sekantensteifigkeit eingeführt, mit

$$\overline{EI} = \frac{M \cdot EI_I \cdot EI_{IIe}}{M \cdot EI_I - M_{dec}(EI_I - EI_{IIe})} \quad (3.95)$$

Die Zuggurtversteifung sollte bei der Bestimmung der effektiven Steifigkeiten unbedingt berücksichtigt werden, da die Eigenfrequenz im nominellen Bruchzustand andernfalls als zu günstig unterschätzt werden kann. Die Berücksichtigung geschieht mit dem Reduktionsfaktor

$$\kappa_{cr} = 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{y1}} \right)^a \cdot \left( 1 - \frac{EI_{II}}{EI_I} \right), \text{ mit } a = 2 \dots 1 \text{ je nach } s_m = \text{“klein”} \dots \text{“gross”}, \quad (3.96)$$

wobei  $s_m = 75$  mm und somit “klein” ist.  $\kappa_{cr}$  ist ebenfalls nicht konstant über die Trägerlänge und wird am einfachsten mit  $EI_{IIe} = EI_{II} / \kappa_{cr}$  berücksichtigt. Näheres zur Be-



stimmung des mittleren Rissabstands  $s_m$  und zur Berücksichtigung der Zuggurtversteifung findet sich auch in den Abschnitten A.4.1 und A.8.3.

### Eigenfrequenz bei veränderlicher Steifigkeit

Die Berechnung der Eigenfrequenz mit der veränderlichen Steifigkeitsverteilung – bei noch stets konstanter Massenverteilung – geschieht mithilfe des Rayleigh-Quotienten  $R$  für Biegebalken, vgl. z. Bsp. [V-128],

$$R = \frac{\bar{k}}{\bar{m}} = \frac{\int EI(x) \cdot \left( \frac{d^2 \bar{w}}{dx^2} \right)^2 dx}{\int m(x) \cdot (\bar{w})^2 dx}, \quad (3.97)$$

wobei  $\bar{k}$  eine äquivalente Steifigkeit und  $\bar{m}$  eine äquivalente Masse bezeichnet. Die Funktion  $\bar{w}(x)$  stellt eine zu wählende Verschiebefunktion für die Eigenform dar. Wird für die Verschiebefunktion die exakte Eigenform – resp. im vorliegenden Fall die Biegelinie für die erste Eigenfrequenz – gewählt, ergibt sich mit dem Rayleigh-Quotienten auch die exakte Lösung. Anderenfalls liegt die berechnete Eigenfrequenz sicher über der exakten und trifft sie umso genauer, je näher die gewählte Eigenform an der exakten Eigenform liegt.

Es hat sich bewährt, für die Verschiebefunktion  $\bar{w}(x)$  möglichst einfache Funktionen, welche die statischen Randbedingungen einhalten, zu verwenden. Die vernünftigsten Resultate werden im vorliegenden Fall mit einer sinusförmigen Verschiebefunktion gefunden. Auch ein parabolischer und ein hyperbolischer Ansatz wurden geprüft. Die erste Eigenfrequenz kann aus dem Rayleigh-Quotienten berechnet werden mit

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{R_{min}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\bar{k}}{\bar{m}}}, \quad (3.98)$$

wobei  $\omega_1$  die erste Eigenkreisfrequenz bezeichnet. Dabei müssen für  $\bar{k}$  und  $\bar{m}$  die Integrationsgrenzen  $x_{dec}$  und  $x_Q$  – Bild 3.33 (c) – beachtet werden.

Die erste Eigenfrequenz ergibt sich damit zu  $f_1^* = 3.19$  Hz, und der dynamische Beiwert wird  $\Phi_1 = 1.8$ , Symbol  $\diamond$  in Bild 3.33 (e). Wird die Zuggurtversteifung nicht berücksichtigt, ergibt sich  $f_1^* = 2.97$  Hz, was im vorliegenden Fall zum gleichen dynamischen Beiwert führt. Auf das ungerissene Tragwerk angewendet ergibt die Berechnung des Rayleigh-Quotienten eine erste Eigenfrequenz von  $f_1 = 4.75$  Hz und damit gerade die exakte Lösung gemäss (3.94) und bestätigt somit, dass die Verschiebefunktion zutreffend gewählt wurde. Die beiden anderen Ansätze liefern 10...30% höhere Eigenfrequenzen.

Wird mit der Steifigkeitsverteilung von Bild 3.33 (c) die maximale Durchbiegung im Punkt A berechnet und anhand der bekannten Formeln für einen einfachen Balken kon-

stanter Steifigkeit unter Gleich- resp. Einzellasten eine mittlere, über die Tragwerkslänge konstante Biegesteifigkeit festgelegt, kann die erste Eigenfrequenz näherungsweise ebenfalls mit (3.94) bestimmt werden und ergibt sich zu  $f_1^* = 3.09$  Hz. Wird die Zuggurtersteifung nicht berücksichtigt, führt dies zu  $f_1^* = 2.86$  Hz.

Die Berechnung der Eigenfrequenz an einem ebenen Stabmodell mit dem Querschnitt von Bild 3.33 (b) und einer groben, stückweisen Linearisierung der Steifigkeitsverteilung von Bild 3.33 (c) ergibt  $f_1^* = 2.90$  Hz, ohne Berücksichtigung der Zuggurtersteifung. Dies lässt den Schluss zu, dass sich die effektive Eigenfrequenz mit den beiden oben beschriebenen Methoden genügend genau eingrenzen lässt.

### Räumlicher Einfluss

Die obigen Berechnungen entsprechen implizit einem Mittel über die vier Längsträger des Querschnitts gemäss Bild 3.33 (b) bezüglich der Aufnahme der Einzellasten des *LM1* sowie der verteilten Belastung des *LM2* gemäss [N-5]. An einem Trägerrostmodell wird deshalb der Einfluss der räumlichen Anordnung der nominellen Bruchlasten und der daraus resultierenden Steifigkeitsverteilungen untersucht. Die Lastmodelle werden dabei über den beiden mittleren und über den beiden äusseren Längsträgern angeordnet.

Die Berechnungen am ungerissenen Trägerrost liefern  $f_1 = 4.78$  Hz bei einer beinahe reinen Biegeschwingung und bestätigen damit die Handrechnung praktisch exakt. Die nächst höhere Eigenfrequenz ergibt sich zu  $f_2 = 5.13$  Hz, und besteht aus einer vorwiegend torsionalen Eigenschwingung. Werden solche Eigenschwingungen für den beidseitig eingespannten Balken konstanter Torsionssteifigkeit  $GK$  und konstanter Rohdichte  $\rho$  bestimmt, vgl. z. Bsp. [D-20], mit

$$f_i = \frac{i}{2L} \cdot \sqrt{\frac{GK}{\rho I_p}}, \text{ für } i = 1, 2, 3, \dots, \quad (3.99)$$

ergibt sich  $f_1 = 3.20$  Hz und  $f_2 = 6.40$  Hz. Bei einem aufgelösten Querschnitt wie im vorliegenden Fall werden jedoch durch eine Torsionsschwingung die Biegesteifigkeiten der einzelnen Längsträger aktiviert, und Wölb-torsionserscheinungen gewinnen damit zunehmend an Bedeutung. Die Torsionssteifigkeit  $GK$  kann an einem aufgelösten Querschnitt ebenfalls nur näherungsweise bestimmt werden. In der Regel können Biege- und Torsionsschwingungen nicht unabhängig voneinander betrachtet werden. Sie sind nur unabhängig, wenn die Schwerachse genau mit der Rotationsachse zusammenfällt und somit keine Steifigkeitsexzentrizität vorhanden ist. Wird eine Dominanz von torsionalen Eigenschwingungen befürchtet, sind folglich genauere Untersuchungen anzustellen.

Bei Anordnung der Einzellasten über den beiden Innenträgern ergibt sich am gerissenen Tragwerk eine Eigenfrequenz  $f_1^* = 3.16$  Hz und somit der praktisch gleiche Wert wie in der Handrechnung. Es zeigt sich, dass die beiden Innenträger leicht plastifiziert werden; dies führt zu einer Umlagerung auf die beiden Aussenträger und letztendlich

auf die etwa gleiche Steifigkeitsverteilung wie in der Handrechnung. Auch hier ergibt sich eine torsional dominierte Eigenfrequenz mit  $f_2^* = 3.77$  Hz.

Die exzentrische Anordnung der Einzellasten über den äusseren Längsträgern führt zu einer Überbeanspruchung von 15% des äussersten Längsträgers bei praktisch voller Ausnützung des Biege widerstands des benachbarten Trägers und bedingt somit starke Umlagerungen in Querrichtung zur Erhaltung des Gleichgewichts. Dazu ist die Aktivierung der Biege widerstände der Fahrbahnplatte in Querrichtung erforderlich; eine solche Untersuchung ist jedoch nicht Gegenstand dieses Abschnitts. Als Grenzwertbetrachtung wird daher in den Bereichen des äussersten Längsträgers mit überschrittenem Biege widerstand der minimale Wert  $\overline{EI}_{min}$  eingeführt. Dies führt zu einer Eigenfrequenz  $f_1^* = 2.13$  Hz, die aus einer in Querrichtung stark exzentrischen Biegeschwingung entspringt. Die zweite Eigenfrequenz liegt bei  $f_2^* = 4.12$  Hz und entspringt einer bereits stärker torsional beeinflussten Eigenschwingung. Ein zweiter Rechnungsgang führt indes dazu, dass sich die Biegemomente wieder mehr zu den Innenträgern verlagern und sich die Steifigkeiten der in der Handrechnung verwendeten Verteilung annähern.

Die Berechnungen am räumlichen System zeigen unabhängig von der Anordnung der nominellen Bruchlasten in Querrichtung, dass ein dynamischer Beiwert  $\Phi_1 = 1.8$  zur rechnerischen Überprüfung der Tragsicherheit verwendet werden sollte.

## Folgerungen

Folgende Schlüsse lassen sich bei Beschränkung auf das untersuchte System – einfacher Balken mit zusammengesetztem Querschnitt – ziehen:

- Für Tragwerke in der Art des Lehnenviadukts Wassnerwald (Bild 3.2) muss die rechnerische Überprüfung mit einem dynamischen Beiwert  $\Phi_1 = 1.8$  geführt werden.
- Eine Abschätzung der (Biege-)Eigenfrequenz am ungerissenen Tragwerk zur Bestimmung eines reduzierten dynamischen Beiwerts  $\Phi_{1,red}$  ist in den meisten Fällen zu günstig. Ein Beiwert  $\Phi_{1,red} < 1.8$  kann sich für Tragwerke mit entweder eher tiefen ( $f_1 < \text{ca. } 3$  Hz) oder eher hohen ( $f_1 > \text{ca. } 8$  Hz) Eigenfrequenzen ergeben. Bei ersteren ist jedoch bezüglich höherer Eigenmodi Vorsicht geboten. Mit [D-23] besteht eine experimentell abgesicherte Basis zur Bestimmung reduzierter Beiwerte  $\Phi_{1,red}$ , vgl. Bild 3.33 (e).
- Relativ einfache Handrechnungen mithilfe des Rayleigh-Quotienten gemäss (3.97) und unter Verwendung einfachster Verschiebefunktionen  $\bar{w}(x)$  liefern bereits gute Näherungen für die Eigenfrequenzen  $f_1^*$  im Bruchzustand. Dabei sollte die Zuggurtersteifung unbedingt berücksichtigt werden, da die Biegesteifigkeit sonst als zu günstig in die Rechnung eingeht. Viele Tragwerke dürften im Bruchzustand in einen Frequenzbereich mit maximalem dynamischen Beiwert  $\Phi_1 = 1.8$  fallen.
- Räumliche Wirkungen resp. Eigenfrequenzen mit Einfluss torsionaler Schwingungen sind in Handrechnungen an aufgelösten Querschnitten schwierig zu behandeln.

Können die Eigenmodi nicht entkoppelt voneinander betrachtet werden, sind genauere Untersuchungen erforderlich.

- Die Erweiterung auf andere statische Systeme in Längs- und Querrichtung als das in Bild 3.33 behandelte kann nicht unbesehen erfolgen. Im vorangegangenen Abschnitt wird ein möglicher Ansatz zur Behandlung anderer Systeme aufgezeigt.

### 3.8.3 Aktualisiertes Lastmodell

In [V-98] werden die Auswirkungen der Einführung des 40t-Verkehrs in der Schweiz untersucht. Zur Beurteilung bestehender Brücken wird ein aktualisiertes Lastmodell angegeben. Das vorgestellte Modell ist ausdrücklich nur für zweispurige Strassenbrücken mit Gegenverkehr und Spannweiten  $L < 50$  m anwendbar. Für Autobahnbrücken wird die Anwendung von [N-5] empfohlen.

Die entwickelten Lastmodelle beruhen formal auf denjenigen von [N-5] und werden mit Reduktionsbeiwerten versehen. Diese werden anhand der Reserven ermittelt, die aufgrund ausführlicher Simulationsrechnungen bestimmt werden. Dabei werden dieselben Prinzipien angewendet wie bei der Bestimmung der Strassenlasten für [N-5], vgl. auch [D-23], [F-49]. Die Simulationen erfolgen für einen einfachen Balken und einen 3-Feld-Träger mit Randspannweiten von 75% der Hauptspannweite.

Die aktualisierten Lastmodelle unterscheiden nach verschiedenen Querschnittstypen: Platten, zweistegige Plattenbalken, mehrstegige Querschnitte und Kastenträger. Ausserdem müssen die Strassenlasten zur Bestimmung der maximalen Beanspruchung in einem Stützen- oder Feldquerschnitt gemäss den elastischen Einflusslinien angeordnet werden. Es ergeben sich die Reduktionsfaktoren  $\delta_i$  gemäss Tabelle 3.13, die auf den Kennwert der Einwirkungen gemäss [N-5] angewendet werden. Der dynamische Beiwert muss dabei mit  $\Phi_1 = 1.8$  berücksichtigt werden. Unabhängig vom Querschnittstyp kann gemäss [V-98] für erste Überprüfungen auch  $\delta_1 = \delta_2 = 0.9$  angenommen werden.

Reduktionsfaktoren zu den Lastmodellen von [N-5]		$\delta_1$ (LM1)	$\delta_2$ (LM2 und LM3)		
		Lastanordnungen massgebend für			
Brückentyp	Hauptspannweite	alle Schnittgrössen	Maximales Stützmoment	Maximales Moment in Feldmitte	Maximale Querkraft
Platten	6...10 m	0.9	0.6	0.7	1.0
	>10...30 m		0.9	0.9	1.0
Zweistegiger Plattenbalken	10...50 m		0.6	0.5	0.5
Mehrstegiger Plattenbalken	6...30 m		0.8	0.5	0.6
Kastenträger	20...50 m		0.9	0.8	0.9

Tabelle 3.13 Reduktionsfaktoren  $\delta_i$  für den Nachweis der Tragsicherheit (aus [V-98]).

# 4 Zusammenfassung und Folgerungen

## 4.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag zur Anwendung verfeinerter Untersuchungen auf der Basis der Plastizitätstheorie in der rechnerischen Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke. Sie soll ein Leitfaden darstellen für die rechnerische Überprüfung, insbesondere von aus profilierten Trägern zusammengesetzten, vorgespannten Brücken unter besonderer Berücksichtigung kleiner Lagerüberstände und hoher Vorspanngrade. Die angewandten Methoden werden an einem ausgewählten Tragwerk – dem Lehnenviadukt Wassnerwald – und schwergewichtig anhand der daran durchgeführten Grossversuche [V-129] beispielhaft illustriert.

Die Arbeit besteht aus zwei Teilen und einem Anhang. In einem ersten Teil werden Grundlagen für die Bestimmung von Kennwerten der Materialien und weiterer Grössen bereitgestellt und ihr Verhalten diskutiert. In einem zweiten Teil wird ein mögliches Vorgehen in rechnerischen Überprüfungen und werden verfeinerte Berechnungsmethoden vorgestellt. In einem Anhang wird die Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation von Bruchversuchen im Massstab 1:1 besprochen.

In Kapitel 2 werden die Grundlagen bereitgestellt für die Bestimmung von effektiven Materialkennwerten für Stahl, Beton und Verbund, die in einer Überprüfung zur Anwendung kommen können. Dabei werden in Kapitel 2.1 das Verhalten von Bewehrungsstahl beschrieben und normgemässe Rechenwerte angegeben. Ausserdem wird kurz auf die Duktilitätseigenschaften von Bewehrungsstahl eingetreten und die Wichtigkeit der beiden Kenngrössen Bruchdehnung und Verfestigung hervorgehoben.

In Kapitel 2.2 wird das Verhalten von Beton nach Beanspruchungszuständen aufgeschlüsselt – einachsige Zug- und Druckfestigkeit, effektive Druckfestigkeit im ebenen Spannungszustand und Druckfestigkeit bei dreiachsiger Beanspruchung – und das experimentelle Verhalten beschrieben; weiter werden Kennwerte angegeben. Näher eingegangen wird insbesondere auf die Druckfestigkeit im ebenen Spannungszustand. Dazu werden Arbeiten anderer Autoren und Normvorschläge diskutiert und mit einem eigenen Vorschlag für die effektive Betondruckfestigkeit im zweiachsigen Spannungszustand verglichen. Der Vorschlag wird mit einigen experimentellen Daten verifiziert. Es zeigt sich, dass für den Bereich von Zwischenauflagern in den meisten Fällen ein Mindestwert der effektiven Druckfestigkeit massgebend wird, während die effektive Festig-

keit für die Bereiche von Endauflagern sehr stark von der Diagonalenneigung abhängt und von Fall zu Fall festgelegt werden muss.

Zum Zusammenwirken von Bewehrungsstahl und Beton als Verbundwerkstoff wird in Kapitel 2.3 eine phänomenologische Betrachtung am einfachen Ausziehversuch vollzogen und das experimentelle Verhalten beschrieben. Zudem werden Angaben zur Klassifikation von verschiedenen Bewehrungen gemacht.

Auf die Bestimmung der Übertragungs- und Verankerungslänge bei Spannbettbewehrung wird in Kapitel 2.4 näher eingegangen. Insbesondere wird ein Vorschlag für eine mittlere Verbundspannung auf der Übertragungslänge gemacht, da gezeigt werden kann, dass diese Länge im Rahmen von rechnerischen Überprüfungen meist entscheidend ist. Anhand eines einfachen Reibungsgesetzes wird der Einfluss von Querdruck auf die Übertragungslänge für kurze Lagerüberstände berücksichtigt und in einer Parameterstudie diskutiert; damit kann gezeigt werden, dass sich schon ein geringer Querdruck sehr günstig auf die benötigte Übertragungslänge auswirkt. Als entscheidende Grössen entpuppen sich nicht unerwartet die Betonfestigkeit und die Profilierung der Bewehrung sowie der von der Querschnittsprofilierung abhängige Querdruck.

In Kapitel 2.5 wird die Grösse des für Verbund wirksamen Umfangs bei gekrümmt geführten Spanngliedern untersucht. Ein Modell des hydrostatischen Drucks wird in Abhängigkeit der Anzahl Einzelspannglieder und des Spanngliedtyps – Litzen oder Drähte – erörtert und eine mitwirkende Breite als für Verbund wirksamer Umfang bestimmt. Es zeigt sich, dass der maximale Querdruck auf die Hüllrohrwandung linear von der Anzahl Einzelspannglieder abhängt, und dass der so bestimmte Verbundumfang nur in recht geringen Grenzen schwankt. Die Lösung wird mit einer bestehenden Arbeit zur Reibermüdung von Spanngliedern verglichen und führt zur Feststellung, dass das hier verwendete Modell noch weiterer Anpassungen bedarf.

In Kapitel 3 werden rechnerische Überprüfungen an bestehenden Tragwerken behandelt. Dabei erfolgt zuerst eine allgemeine Einführung unter besonderer Berücksichtigung von Zustandserfassung und -beurteilung, anschliessend wird ein allgemein mögliches Vorgehen für rechnerische Überprüfungen angegeben sowie das ausgewählte Tragwerk “Lehnenviadukt Wassnerwald” vorgestellt. Weiter wird näher auf Bruchmechanismen und Spannungsfelder als Berechnungsmethoden eingegangen. Das Kapitel wird mit Überlegungen zur Reduktion von Einwirkungen im Nachweis der Tragsicherheit abgeschlossen.

Die erste Stufe des vorgeschlagenen Vorgehens für rechnerische Überprüfungen befasst sich in Kapitel 3.3 mit den Vorbereitungen. Dabei wird das Schwergewicht auf die zu benötigten Unterlagen gelegt, es werden verschiedene mögliche Beschaffungsquellen angegeben und allenfalls notwendige Erhebungen am Tragwerk und die hierbei anzuwendenden Aufnahmeprioritäten besprochen. Zudem werden einige Ausführungen gemacht zu kritischen Punkten für die Tragsicherheit bestehender Tragwerke.

In Kapitel 3.4 werden Ausführungen zu Einwirkungen gemacht. Nach einführenden Bemerkungen zu Modellierung, Superposition und Sicherheitsniveau werden die ständigen Lasten und insbesondere die Vorspannung und deren Kennwerte ausführlich behandelt. Es werden Spannkraftverluste in bestehenden Tragwerken und eine ausführliche Parametrisierung der Spanngliedgeometrie für parallelgurtige Balken angegeben, und der Einfluss von Endgeraden in dieser Geometrie kurz diskutiert.

Im Kapitel 3.5 werden als obere Grenzwerte im Sinne der Plastizitätstheorie verschiedene Bruchmechanismen an Scheiben eingehend diskutiert und die zugehörigen Formeln angegeben. Für Biegemechanismen wird auf die Abstufung der Längsbewehrung näher eingegangen, deren Massgeblichkeit auf einen einfachen Ausdruck reduziert werden kann. Die Anordnung von Einzellasten resp. von Einzellastpaaren anhand der Bruchmechanismen sowie ein Vorschlag für die Definition der Tragreserve wird besonders diskutiert. Die Mechanismen werden am ausgewählten Beispiel besprochen und für verschiedene Definitionen der Tragreserve zusätzlich untersucht. Zuletzt werden die Mechanismen mit Bruchlasten aus grossmassstäblichen Bruchversuchen verglichen und ihre Anwendbarkeit bestätigt, aber auch deren Grenzen ausgelotet.

Als untere Grenzwerte im Sinne der Plastizitätstheorie können bei Betontragwerken diskontinuierliche Spannungsfelder oder Fachwerkmodelle verwendet werden. Nach einigen einleitenden Bemerkungen zu Modellierung und Entwicklung von Spannungsfeldern sowie den Besonderheiten bei zusammengesetzten Systemen werden in Kapitel 3.6 verschiedene Grundfälle von Spannungsfeldern für Tragelemente konstanter Bauhöhe mit gerader und gekrümmt geführter Bewehrung ausführlich vorgestellt und zugehörige Formeln angegeben. In einer Parameterstudie wird mit den Grundlagen von Kapitel 2 eine kritische Neigung der Betondruckdiagonalen, bei der das Versagen von Bügelbewehrung, Diagonale oder des Verbunds zwischen Gurt und Diagonale massgebend wird, ausführlich diskutiert. In einem weiteren Abschnitt wird die Spaltzugwirkung bei Spanngliedern untersucht und werden verschiedene statisch zulässige Modelle zur Bestimmung dieser Spaltzugspannungen vorgestellt und besprochen. Im letzten Abschnitt des Kapitels wird die Anwendung der vorgestellten Grundfälle von Spannungsfeldern mit der Nachrechnung von Bruchlasten aus Grossversuchen illustriert und auf ihre Plausibilität geprüft sowie deren Anwendungsgrenzen ausgelotet.

In Kapitel 3.7 wird der Bereich eines Endauflagers mit Spannungsfeldern näher untersucht. Dabei werden Parameterstudien für einfache Balken mit ausschliesslich gekrümmt geführter Bewehrung und mit zusätzlicher gerader Bewehrung durchgeführt. Die Einflüsse von Lagerüberstand, Spanngliedgeometrie, Spannkraftverlusten und Spannkraftaufteilung sowie vorhandener Bügelwiderstände werden im Hinblick auf die Ausdehnung der dekomprimierten Bereiche, die beanspruchten Bügelwiderstände und die Aufteilung der Kräfte im Auflagerbereich ausgewertet und besprochen. Das Kapitel schliesst mit Hinweisen zur Anwendung der vorgestellten Modelle in einer rechnerischen Überprüfung und der Erweiterung auf endliche Verankerungslängen von Spannbettbewehrung.

In Kapitel 3.8 werden Überlegungen zur rechnerischen Reduktion von Einwirkungen für den Nachweis der Tragsicherheit angestellt. Nach Bemerkungen zu den ständigen Lasten wird das Hauptaugenmerk auf eine allfällige Reduktion des dynamischen Beiwerts für Strassenlasten gelegt. Dabei werden insbesondere Überlegungen zur Steifigkeit im Bruchzustand und deren Einfluss auf die Eigenfrequenz gemacht. Es wird gezeigt, dass die Bestimmung der Eigenfrequenz aufgrund der ungerissenen Steifigkeit wesentlich zu günstig ist und dass die Zuggurtversteifung durch den Beton im gerissenen Zustand unbedingt berücksichtigt werden muss. Der Abschnitt schliesst mit einem Verweis auf die Ergebnisse eines anderen Forschungsprojekts, das zur Reduktion der Einwirkungen aus Strassenverkehr im Nachweis der Tragsicherheit auf ausführlichen Simulationsrechnungen an verschiedenen Brückentypen beruht und zur Definition von Reduktionsfaktoren für bestehende Lastmodelle führt.

In einem ausführlichen Anhang werden die Erfahrungen und Überlegungen des Autors zur Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation von Bruchversuchen im Allgemeinen und solchen im Massstab 1:1 im Speziellen weitergegeben. Es wird auf die Besonderheiten, Gemeinsamkeiten und Unterschiede von Labor- und Feldversuchen eingegangen. Es werden Angaben gemacht zu Belastungsanordnung und -vorrichtungen, Messtechnik, Versuchsdurchführung und Versuchsüberwachung sowie zur Auswertung, Darstellung, Interpretation und Nachrechnung von Versuchsdaten. Der Anhang findet sein Zielpublikum wohl eher bei aktiven und zukünftigen Forschern als bei Ingenieuren in der Praxis.

## 4.2 Folgerungen und Ausblick

Aus den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit lassen sich für die rechnerische Überprüfung bestehender Betontragwerke einige Folgerungen ableiten. Die wichtigsten Folgerungen und zukünftigen Forschungsbedürfnisse sind nachfolgend zusammengestellt:

- In der Bemessung haben sich Spannungsfelder als untere Grenzwerte im Sinne der Plastizitätstheorie etabliert. Zusammen mit der Anwendung von Bruchmechanismen als obere Grenzwerte sind sie auch für die rechnerische Überprüfung bestehender Tragwerke sehr aussagekräftige Werkzeuge. Die Anwendung erfordert jedoch ein fundiertes Wissen und Können des Ingenieurs, da für jedes zu untersuchende Tragwerk eine individuelle Lösung entwickelt und beurteilt werden muss.
- Für die Entwicklung von Spannungsfeldern ist die effektive Betondruckfestigkeit in den Betondruckdiagonalen entscheidend, da die Widerstände der Bewehrung – insbesondere der Bügelbewehrung – in der Regel ausgenützt werden müssen und damit zu hohen Beanspruchungen in den Druckdiagonalen führen. Der in dieser Arbeit vorgeschlagene Ausdruck für die effektive Betondruckfestigkeit sollte an weiteren Versuchen kalibriert und nötigenfalls angepasst werden.



- Die Entwicklung von Spannungsfeldern für vorgespannte Tragwerke hängt stark von den Spannkraftverlusten ab; diese Verluste beeinflussen auch massgeblich das Verformungsvermögen des Tragwerks und die Einhaltung von Gebrauchstauglichkeitskriterien. Die zentrale und systematische Sammlung von experimentell ermittelten Spannkraftverlusten wäre deshalb wünschenswert. Eine praxistaugliche Methode zur zerstörungsfreien oder wenigstens zerstörungsarmen Ermittlung der vorhandenen Spannkraft wäre ebenfalls sehr willkommen. Am sinnvollsten scheint die Ermittlung der Spannkraft an Abbruchprojekten mithilfe von Belastungsversuchen; die wohl zuverlässigste Methode ist dabei die Bestimmung der Dekompression im maximal beanspruchten Querschnitt mittels Verlängerungsmessung in der Zugzone über mindestens einen Riss.
- Bruchmechanismen sind zwar ein verhältnismässig einfach handhabbares Instrument für die Ermittlung einer Grössenordnung der Tragreserve in den Grenzen einer gewissen Streuung; da sie aber einem oberen Grenzwert entsprechen, dürfen sie keinesfalls allein für die Beurteilung der Tragsicherheit herangezogen werden. Bruchmechanismen erlauben jedoch die rasche Bestimmung der massgebenden Anordnung von Einzellasten für die Überprüfung mit unteren Grenzwerten.
- Grundsätzlich sind bei zusammengesetzten Systemen lokale Bruchmechanismen denkbar, bei denen nur einzelne Tragelemente versagen, während der Rest des Tragwerks starr oder elastisch bleibt. Die vertieftere Untersuchung und insbesondere die Parametrisierung solcher lokaler Mechanismen könnte Inhalt eines zukünftigen Forschungsprojekts sein; den Verformungen zur Mobilisierung von rechnerisch vorausgesetzten Widerständen müsste dabei besondere Beachtung geschenkt werden.
- Die Tragreserve resp. das Tragdefizit sollte in Abhängigkeit der Nutzlasten ausgedrückt werden. Dies erlaubt umgehende Entscheide betreffend allfälliger Nutzungsbeschränkungen oder der Einleitung von sichernden Sofortmassnahmen.
- Das im Anhang vorgeschlagene Modell zur vereinfachten Nachrechnung ausgewiesener Durchbiegungen sollte an weiteren Versuchen kalibriert werden. Insbesondere müssten Bauteile mit Bewehrung aus dicken, wenigen Stäben und kleinen Bewehrungsgehalten und demzufolge grossen Rissabständen genauer untersucht werden. Die Anwendung des Modells auf plastische Umlagerungen in statisch unbestimmten Systemen wäre eine zusätzlich denkbare Stossrichtung. Für die Anwendung auf Gebrauchstauglichkeitsprobleme müsste das Modell weiter verfeinert werden.
- Die Überlegungen, die zur Reduktion des dynamischen Beiwerts bei Einzellasten angestellt worden sind, können auf andere Querschnittstypen und statische Systeme übertragen und erweitert werden. Wünschenswert wäre auch die experimentelle Überprüfung der gefundenen Ergebnisse, insbesondere der Einfluss der räumlichen Anordnung der Haupttragelemente sowie die Berücksichtigung der Zuggurtversteifung durch den Beton in gerissenen Elementen.
- Der Vorschlag einer mittleren Verbundspannung auf der Übertragungslänge von Spannbettbewehrung könnte für Einzelspannglieder und paketweise angeordnete

Spannglieder experimentell überprüft werden. Dabei sollte Wert gelegt werden auf die versuchstechnische Modellierung eines ebenen Spannungszustands sowie auf den Einfluss der räumlichen Anordnung der Spanngliedpakete und insbesondere deren gegenseitigen Abstand und ihre Betondeckung. Zudem sollten Eindrück- statt Ausziehversuche zur Anwendung kommen, da sie dem wirklichen Verhalten eher entsprechen. Der Einfluss von Querdruck auf die Übertragungs- und Verankerungslänge von Spanngliedern könnte unter den gleichen Gesichtspunkten experimentell überprüft werden.

- Die räumliche Anordnung von Spanngliedpaketen könnten in einem weiteren zu tätigen Schritt bezüglich ihres Einflusses auf die Entwicklung von Spannungsfeldern und insbesondere auf die Knotenbereiche bei Auflagern und Verankerungen näher untersucht werden.
- Für die Bestimmung des für Verbund wirksamen Umfangs bei gekrümmt geführten Spanngliedern könnte das hier diskutierte Modell des hydrostatischen Drucks verfeinert und ebenfalls experimentell überprüft werden. Als entscheidender Parameter dürfte die idealisierte Völligkeit eines Spannglieds vorausgesetzt werden können. Der Verbundfestigkeit und allgemein dem Verbundverhalten wäre dabei besondere Beachtung zu schenken; auf alle Fälle müssten Querdruck und Verbundverhalten klar unterschieden werden, da sie unterschiedliche Bemessungs- resp. Überprüfungs-fälle betreffen.
- Die vertiefte theoretische Untersuchung weiterer Schubwiderstände von Tragwerken wäre eine weitere mögliche Stossrichtung. Insbesondere könnte der Schubwiderstand breiter Flansche näher untersucht werden. Als obere Grenzwerte im Sinne der Plastizitätstheorie müssten räumliche Bruchmechanismen mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit beim Abscheren breiter Druckflansche entwickelt und parametrisiert werden. Als untere Grenzwerte sind Spannungsfelder mit einem Subsystem im Druckgurt denkbar, deren Schubwiderstand in Analogie zu nicht verbügelten Platten ebenfalls von der Betonzugfestigkeit abhängt; das Schwergewicht müsste auf die Berücksichtigung der hohen Druckkraft und der konsequenten Verfolgung des Kraftflusses gelegt werden. Zudem müssten vertieftere Überlegungen angestellt werden zu Sicherheitskonzept und Kennwerten für die Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit im Tragwiderstand.

# Anhang A Bruchversuche im Massstab 1:1

## A.1 Einführung

### A.1.1 Ausgangslage und Abgrenzung

Ganz allgemein formuliert werden Versuche zur experimentellen Überprüfung von Berechnungsmodellen durchgeführt. Der Anlass für Grossversuche im engeren Sinne ist die Analyse und Überprüfung von Berechnungsannahmen an effektiv ausgeführten Tragwerken. Ganze Tragwerke können in ihrem Tragverhalten aufgrund verschiedenster Ursachen – wie nicht berücksichtigter Interaktionen, unvermuteter Kraftflüsse, Reibungen, Nichtlinearitäten etc. – deutlich von rechnerischen Voraussagen abweichen. In Versuchen an ganzen Tragwerken oder zumindest Teilen davon werden auch weitere Einflüsse wie Massstabeffekte oder Alterungsprozesse implizit richtig berücksichtigt.

Dieses Kapitel soll die vom Autor gesammelten Erfahrungen mit Grossversuchen an bestehenden Tragwerken weitergeben. Die folgenden Ausführungen beruhen in erster Linie auf den Grossversuchen an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton [V-129], auf der Betreuung und Begleitung von experimentellen Diplomarbeiten [V-93], [V-120] sowie auf der Mitwirkung bei durchgeführten Feldversuchen [V-101].

Die Ausführungen beschränken sich weitgehend auf Überbauten von Strassenbrücken aus Stahl- oder Spannbeton; sie sind zumindest teilweise auch auf andere Tragwerkstypen und Baumaterialien übertragbar. Unter dem Begriff “Grossversuche” werden hier Versuche an Tragwerken im Massstab 1:1 mit monodirektionaler Belastung bis zum Bruch verstanden. Im englischen Sprachraum hat sich der Ausdruck “Full-Scale Tests” eingebürgert; diese Bezeichnung ist dort jedoch nicht auf Bruchversuche und solche mit monodirektionaler Belastung beschränkt. Dynamische oder dynamisch-zyklische Fragestellungen werden hier nicht beleuchtet. Probleme der Gebrauchstauglichkeit und des Langzeitsverhaltens werden ebenfalls ausgeklammert.

### A.1.2 Normenregelungen

In der Schweiz wurden seit Anbeginn der Normenregelung [N-7] bis in die Neunzigerjahre [N-12] des letzten Jahrhunderts für alle grösseren Brücken oder Bauten mit wesentlichen Verkehrslasten vor der Inbetriebnahme Belastungsproben verlangt. Die aufzubringenden Belastungsintensitäten wurden recht unterschiedlich angegeben, von “entsprechend den Rechnungsannahmen” [N-7] über “ausreichend hoch {...}, um einen einwandfreien Vergleich mit den Ergebnissen der statischen Berechnungen zu ermöglichen” [N-3] bis zu “{...} die für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit festgelegten

Lasten nicht überschreiten” [N-12]. Gemäss [D-25] entspricht die Belastung bis zu 90% der Kennwerte der Einwirkungen für Tragsicherheit nach [N-5], und liegt damit immer noch deutlich höher als die maximal zu erwartende effektive Verkehrslast während der gesamten Nutzungsdauer.

Mit einem Grossversuch kann für ein einzelnes Tragwerk oder Bauteil ein effektives Sicherheitsniveau gegenüber einer bestimmten Beanspruchung mit Bezug auf eine Einwirkungsnorm angegeben werden. Dies hat insofern eine Aussagekraft, als dass ein Tragwerk kaum einmal in seiner Nutzungsdauer durch die nominellen Bruchlasten beansprucht wird, und es sich nicht genau gemäss den Modellen verhalten wird, wie sie in einer entsprechenden Norm festgehalten sind. Damit können Rückschlüsse auf Über- oder Unterkapazitäten von Berechnungsmodellen gezogen werden. Bruchversuche an ganzen Tragwerken oder Teilen davon können selten vollzogen werden, und bieten damit einmalige Gelegenheiten zur Überprüfung solcher Modelle. Nicht zuletzt deshalb wurden auch bei der Einführung neuer Bautechniken bereits früh Grossversuche an Pilotobjekten durchgeführt, vgl. z. Bsp. [F-43], [F-58], [V-90].

Grossversuche können von Interesse sein bei Generationswechseln von Normen mit einschneidenden Änderungen in den Modellvorstellungen. Keine Normenkommission besteht explizit darauf, dass bestehende Tragwerke geänderte Normen erfüllen müssen. Jedem Werkeigentümer ist es jedoch recht, wenn dies der Fall ist. Gerade bei rechnerischen Überprüfungen im Rahmen einer Zustandserfassung kann dies grössere Konsequenzen nach sich ziehen. Werden aktuelle Normen als zu erreichender Standard vorausgesetzt, kann dies zu teuren Instandsetzungen resp. Verstärkungen führen, die an sich unnötig wären.

### **A.1.3 Tragsysteme, Versagensmechanismen und -arten**

Im Massivbrückenbau wurden und werden oft vergleichbare Tragsysteme eingesetzt. Diese weisen demnach auch häufig dieselben Mängel und Schäden auf. Des Weiteren bestanden stets Bestrebungen, im Sinne der Wirtschaftlichkeit standardisierte Tragwerke zu erstellen, und auch Vorspannfabriken und Vorfabrikationswerke bieten oft standardisierte Elemente an, vgl. z. Bsp. [V-96], [V-122]. Für jede Bauperiode existieren ähnliche Tragwerke und Bauteile, die oft dieselben Merkmale aufweisen, wie z. Bsp. hohe Vorspanngrade, geringe Bügelbewehrungsgehalte, mangelnde konstruktive Durchbildung u.ä. Gerade für professionelle Bauherren mit meist grossem Werksbestand sind daher Bruchversuche an Tragwerken, die für eine bestimmte Erstellungszeit oder bestimmte Konstruktions- und Bemessungsmethoden repräsentativ sind, von grossem Interesse und werden häufig auch finanziell unterstützt.

Ein sich innerhalb vereinbarter Grenzen verhaltendes Tragwerk wird zu einem späteren Zeitpunkt kaum mittels Grossversuchen untersucht werden. Dies ist gefährlich, da man stillschweigend davon ausgeht, dass sich ein Versagen durch intensive Rissbildung und grosse Verformungen ankündigt. Spröde und meist plötzliche Versagen sind damit

nicht abgedeckt. Grossversuche an repräsentativen Tragwerken können dazu beitragen, diesbezügliche Zweifel auszuräumen.

Im Sinne einer pragmatischen Betrachtung der Tragsicherheit eines bestehenden Tragwerks ist darum auf die Abgrenzung von duktilen und spröden Versagen hinzuweisen. Kann das Versagen als duktil vorausgesetzt werden und das Verhalten des Tragwerks erlaubt somit die Einleitung von sichernden Sofortmassnahmen, kann auch eine bis zu einem gewissen Grad ungenügende Tragsicherheit akzeptiert werden [F-79]. Werden rechnerisch hingegen spröde Versagen massgebend, kann eine ungenügende Tragsicherheit auf keinen Fall toleriert werden.

#### **A.1.4 Forschungsprogramme**

Die Idee, Abbruchobjekte als Informationsquelle für den Zustand anderer Tragwerke zu benützen, ist nicht neu [V-91], [V-111]. Oft blieb es dabei jedoch bei der Überprüfung von einzelnen Objekten, ohne dass Rückschlüsse auf eine ganze Gruppe vergleichbarer Objekte gezogen wurden. In [F-52] wird ein stufenweises Vorgehen vorgeschlagen, das die gezielte Durchführung von Grossversuchen an Abbruchobjekten in den Rahmen eines anzustrebenden Forschungsprogramms einbindet. Ziel soll dabei die Identifikation

- der gängigsten Mängel und Schäden in bestehenden Tragwerken mit den möglichen Ursachen sein, mit Vorteil in einer Datenbank. Diese soll auch häufig verwendete Tragsysteme und die dafür aufgewendeten Investitionen identifizieren. Dabei gilt es auch, Tragwerke auszuschneiden, die in näherer Zukunft abgebrochen, ersetzt oder anderweitig stark verändert werden.
- des effektiven Tragverhaltens bestehender Tragwerke sein, welches deutlich von üblichen Annahmen abweicht, sowie den zugehörigen Bearbeitungs- und Investitionsprioritäten.
- von Ungewissheiten im Systemtragverhalten sein, die einen grösseren Einfluss auf die Kosten für Bemessung, Konstruktion und Instandhaltung haben können.
- von zukünftigen Forschungsgebieten sein, die den Einsatz von Forschungsgeldern lohnen.
- von Tragsystemen oder Baumaterialien sein, die ungeeignet oder unwirtschaftlich eingesetzt wurden.

Die Messungen im Rahmen des Forschungsprogramms können dabei das ganze Spektrum von Langzeitüberwachungen bis zu Bruchversuchen an ausgewählten Tragwerken abdecken. Zum Abbruch oder Ersatz freigegebene Tragwerke haben sicher das grösste Informationspotential, da auch zerstörende Untersuchungsmethoden uneingeschränkt angewendet werden können. Wird der Kontakt zum Werkeigentümer frühzeitig aufgenommen, kann die Finanzierung von Feld- oder laborähnlichen Versuchen möglicherweise in den Baukredit des Instandsetzungsprojekts integriert werden, vgl. z. Bsp. [F-56].

Ein solches Forschungsprogramm sprengt den Rahmen jeder Privatinstitution, und daher sind für die Durchführung staatliche Institutionen gefragt. Bezüglich systematischer Untersuchungen von Abbruchobjekten und zentraler Sammlung der Erhebungsdaten ist bisher wenig geschehen. Erste Ansätze sind vorhanden [F-51], [F-81], diese müssen jedoch erst noch bekannt werden und sich vor allem durchsetzen. Um frühzeitig von Abbrüchen zu erfahren und Vorarbeiten leisten zu können, ist die Zusammenarbeit mit den entsprechenden Aufsichtsbehörden und anderen professionellen Bauherren gefordert. Dies ist gerade für das Nationalstrassennetz besonders aktuell, da für viele Tragwerke aus den Sechziger- und Siebzigerjahren in näherer Zukunft Überprüfungen bevorstehen.

### **A.1.5 Gründe für den Abbruch resp. Ersatz einer Brücke**

Bei einem Abbruch resp. Ersatz einer Brücke wird oft als erstes die Frage nach dem Grund gestellt. Die wichtigsten dürften folgende sein:

- Die Linienführung wird geändert, wodurch das Tragwerk nicht mehr benötigt wird.
- Das Tragwerk stellt ein Hindernis für Änderungen in der Linienführung anderer Verkehrsträger dar.
- Im Zuge von Lärmschutzmassnahmen werden Brücken durch Eindeckungen oder Tunnels ersetzt und daher nicht mehr benötigt.
- Das Tragwerk genügt geänderten Nutzungsanforderungen nicht mehr resp. kann erhöhte Lasten nicht mehr aufnehmen.
- Die Nutzungsdauer des Tragwerks ist erreicht.
- Ein Ersatz des Tragwerks ist wirtschaftlicher als eine Instandsetzung. Dies bedeutet, dass sich die Investitionen zur Behebung der Mängel und Schäden am bestehenden Tragwerk zum Erreichen eines befriedigenden Zustands für eine festgelegte Restnutzungsdauer in der gleichen Grössenordnung wie für einen Neubau bewegen, oder dass sie nur wenig tiefer sind.

Diese Gründe für einen Abbruch resp. Ersatz einer Brücke können in die drei Hauptklassen Verkehr (V), Nutzung (N) sowie Schäden und Mängel (SM) eingeteilt werden. Die Zahlen eines aktuellen Forschungsprojekts [F-81] sind in dieser Hinsicht in Bild A.1 aufgeschlüsselt. Der Umfang der dargestellten Daten umfasst die Fahrbahnfläche von 57 bis zum Jahre 2002 erfassten Objekte, und betrifft beinahe 51'000 m<sup>2</sup>. Der Ersatz wegen mangelnder Tragsicherheit ist offenbar häufig sekundär, betrifft er doch in erster Linie die Subklasse NL, in zweiter Linie die Subklasse ND.

Dieser Umstand wird auch durch die Ergebnisse aus [D-35] bestätigt. Für den untersuchten Schädigungsmechanismus der Bewehrungskorrosion infolge Chlorideinwirkung wurde ein Modell entwickelt, das quantitative Aussagen über die Zustandsent-

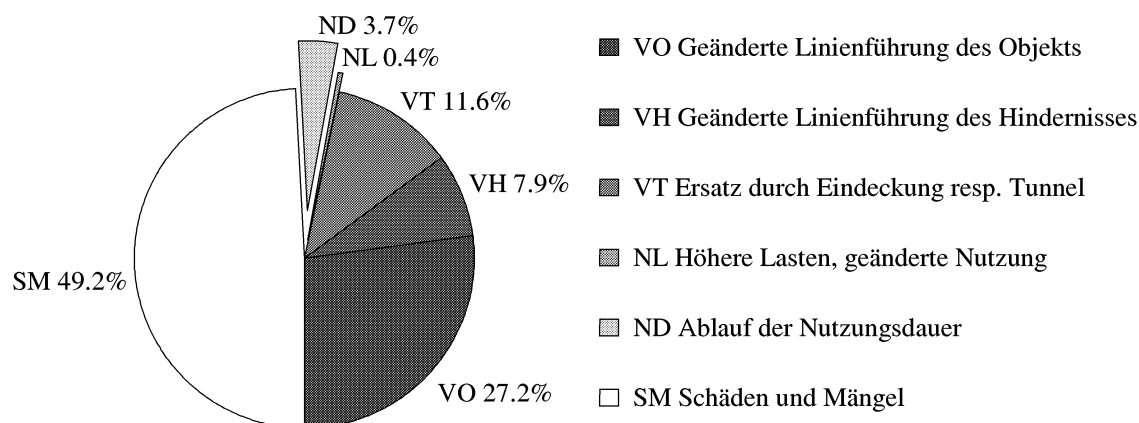


Bild A.1 Abbruchgründe und deren Anteil an 57 erfassten Objekten mit 50960 m<sup>2</sup> Fahrbahnfläche.

wicklung von Strassenbrücken aus Beton erlaubt, und das die Implementierung in Brücken-Management-Systemen ermöglicht. Anhand von Fallstudien an Pilotobjekten mit verschiedenen Tragsystemen wird gezeigt, dass der Verlust an Bewehrungsquerschnitt infolge Korrosion 20% und wesentlich mehr betragen muss, bevor ungenügende Tragsicherheiten vorhanden sind. Als Indikator für die fortschreitende Korrosion dient die aussenliegende schlaife Bewehrung, die bereits grosse Schäden aufweist, bevor die Spannbewehrung in Mitleidenschaft gezogen wird. Die Arbeit bestätigt den bekannten Umstand, dass periodische Kontrollen und Erhaltungsmassnahmen vor allem der Dauerhaftigkeit im Sinne der Gebrauchstauglichkeit dienen, und selten die Tragsicherheit betreffen.

Der häufig zweitrangige Ersatz wegen mangelnder Tragsicherheit gilt verständlicherweise nicht für Tragwerke, die bereits unter Gebrauchslasten ein inakzeptables Verhalten aufweisen oder die aussergewöhnlichen Ereignissen wie Erdbeben, Lawinen, Stürmen etc. ausgesetzt waren und somit eingehend überprüft werden müssen. Wird im Rahmen einer Überprüfung im Sinne von [N-11] eine akut gefährdete Tragsicherheit festgestellt, müssen ohnehin sichernde Sofortmassnahmen eingeleitet werden, und die Massnahmenempfehlung für die Zukunft des Tragwerks ist später vorzunehmen.

### A.1.6 Unterschiede zu und Gemeinsamkeiten mit Laborversuchen

#### Ort der Durchführung

Grossversuche können primär nach dem Ort der Durchführung unterschieden werden: Versuche an verhältnismässig kleinen Versuchskörpern im Labor, laborähnliche Versuche an grösseren Tragwerksteilen oder ganzen Tragwerken in (Aussen-)Belastungsständen und Feldversuche an ganzen Tragwerken vor Ort.

Der Übergang von Feldversuchen zu solchen unter laborähnlichen Verhältnissen kann dort gesehen werden, wo Bauteile ausgebaut und in separaten Vorrichtungen geprüft werden. Sind die Tragwerksteile klein und leicht genug, können sie in den Vorrichtungen bestehender Labors geprüft werden, vgl. z. Bsp. [F-60], [F-72], [F-73], [V-

117]. Solche Versuche unterscheiden sich höchstens in der Gewinnung von Materialproben resp. -kennwerten von üblichen Laborversuchen.

Hauptkriterien für die Unterscheidung sind Grösse, Gewicht und Transportmöglichkeiten für die Versuchskörper sowie die zur Verfügung stehenden Zeitfenster. Diese spielen vorwiegend bei Versuchen vor Ort eine Rolle und werden durch die Jahreszeiten stark beeinflusst. Somit können die Umweltbedingungen während der Versuchsdurchführung recht unfreundlich sein, was einen Einfluss auf die Ergebnisse haben kann. Weitere Unterschiede zu Laborversuchen betreffen Massstabs- und Alterungseffekte sowie Belastungsanordnungen und -vorrichtungen.

### **Grösse, Gewicht, Bewehrung, Kosten**

Für Laborversuche werden Versuchskörper üblicherweise extra hergestellt und Abmessungen und Bewehrungsanordnungen können spezifisch auf eine bestimmte Fragestellung ausgelegt werden. Aufgrund der Kapazitäten von Belastungsvorrichtungen, Hebezeugen und Einrichtungen zur Aufnahme der Reaktionen sind Grösse und Gewicht der Versuchskörper und damit auch die Belastungsintensitäten meist beschränkt. Durch die frei wählbare Anordnung können die Kräfte in den Bewehrungen verhältnismässig einfach eingeleitet und die Versagensart weitgehend gesteuert werden. Bei bestehenden Tragwerken hingegen ist die Bewehrungsanordnung und damit oft die Versagensart bereits gegeben.

Bei grossflächigen Tragwerken – d.h. solchen mit grosser Ausdehnung der Fahrbahn, die direkt proportional zum Gesamtumfang ist – kommen meist nur Grossversuche vor Ort in Frage. Die Laborprüfung lediglich eines Längsabschnitts, wie z. Bsp. ein Teil einer Spannweite, ist heikel, da sich die Krafteinleitungen in den Beton und vor allem in die Bewehrungen sehr aufwendig bis unmöglich gestalten, wenn die Verhältnisse realistisch abgebildet werden sollen. Bei kleineren Tragwerken ist es möglich, Teile eines Querschnitts wie z. Bsp. eine Hälfte eines zweistegigen Plattenbalkens im Labor zu prüfen [V-92], [V-117]. Zur Schaffung von klaren Verhältnissen kann auch bei Feldversuchen eine Trennung von Bauteilen erwünscht sein [F-71].

Bei grösseren oder für Laborversuche zu schweren Tragwerken resp. Bauteilen bietet sich die Durchführung von Versuchen in temporären oder permanenten Aussenbelastungsständen vor Ort oder anderen geeigneten Plätzen wie Werkhöfen oder bei Forschungshallen an [D-17], [F-75], [V-89], [V-129]. Dies hat Auswirkungen auf die benötigten Hebezeuge und Transportmöglichkeiten. Üblicherweise kommen Mobilkrane und Spezialtransportfahrzeuge wie Tief- oder Langholzlader zum Einsatz. Sofern die entsprechenden Wasserwege zur Verfügung stehen, können auch Schwimmkrane und Pontons eingesetzt werden [F-51].

Die Herstellung von Laborversuchskörpern ist im Allgemeinen recht teuer, da sie üblicherweise als Einzelstücke in einem Vorfabrikationswerk angefertigt werden. Können Teile eines bestehenden Tragwerks, das ersetzt resp. abgebrochen wird, für Versuche



verwendet werden, ist dies verhältnismässig günstig, da der Bruchversuch lediglich einen zeitlichen und räumlichen Umweg von der Abbruchstelle auf die Deponie darstellt.

### **Massstab**

In Grossversuchen entfallen die Einflüsse von Modellmassstäben. Die Berücksichtigung von Massstäben hat Konsequenzen auf der Einwirkungsseite, wie die umständliche Umrechnung von Schnittkräften, die meist erforderliche Simulation von ständigen Lasten, die Simulation von Zwangsschnittgrössen u. dgl. mehr. Bei Versuchen in einem Massstab (a:b) müssen Querschnittswerte und Schnittkräfte mit den folgenden Faktoren umgerechnet werden, wenn die Spannungen am Modell den Spannungen an der realen Konstruktion unter äquivalenter Schnittkraftkombination entsprechen sollen [V-123]:

- $(a:b)^2$  für Querschnittsflächen und Kräfte,
- $(a:b)^3$  für Biege-, Torsions- und Widerstandsmomente, und
- $(a:b)^4$  für Flächenträgheitsmomente.

Von seiten des Materials können ebenfalls Massstabeffekte beobachtet werden. Dies gilt besonders für alle Versagensarten, an denen die Betonzugfestigkeit direkt oder implizit beteiligt ist. In [F-44] wird für Balken und Platten ohne Schubbewehrung mithilfe der nichtlinearen Bruchmechanik gezeigt, dass der Schubwiderstand vom Verhältnis zwischen der absoluten statischen Höhe der Längsbewehrung und dem Durchmesser des verwendeten Maximalkorns abhängig ist. In [F-45] werden diese Zusammenhänge auf vorgespannte Platten erweitert, auch wenn sich die untersuchten Verhältnisse auf gerade Spanngliedführungen beschränken und die Vorspannung lediglich aufgrund einer mittleren Spannung in die Modellierung eingeht. In [F-46] wird die abgeleitete Formel um den Einfluss einer Bügelbewehrung sowie den Einfluss der absoluten Grösse des verwendeten Maximalkorns ergänzt. Es wird gezeigt, dass sich auch bei Balken mit Bügelbewehrung ein Massstabeffekt einstellt, dieser jedoch weniger akzentuiert ist als bei Bauteilen ohne Bügelbewehrung. In weiteren Publikationen desselben Autors wird das zur Berücksichtigung des Massstabeffekts entwickelte Modell auf das Durchstanzen bei Platten und auf Ausziehversuche angewendet. Es muss festgehalten werden, dass es sich bei den angegebenen Abhängigkeiten um weitgehend empirische Zusammenhänge handelt, die mithilfe statistischer Auswertungen einer mehr oder weniger grossen Flut von Versuchen kalibriert werden. Der Massstabeffekt wird aber anschaulich beschrieben.

Der Massstab eines Versuchskörpers hat auch Einfluss auf die Bewehrungsanordnung, da die Bewehrungsflächen und -durchmesser angepasst werden müssen. Dies verändert die Aussagekraft eines Versuchs insofern, als just Bewehrungsstäbe mit kleinen Durchmessern oft höhere Fliessgrenzen und Zugfestigkeiten aufweisen als grössere Durchmesser vergleichbarer Stahlqualität. Kleine Stabdurchmesser besitzen hingegen tendenziell kleinere Verbundfestigkeiten und kleinere Bruchdehnungen. Dies hat wiederum einen direkten Einfluss auf das Verformungsvermögen – siehe z. Bsp. [D-37] –,

was vor allem bei statisch unbestimmt gelagerten Versuchskörpern von Bedeutung für das Erreichen der Traglast sein kann. Das Verhalten eines bestehenden Tragwerks kann daher mit einem Versuchskörper reduzierten Massstabs unter Umständen nur unbefriedigend abgebildet werden.

### **Zustand und Alterung**

Bei Grossversuchen stehen in vielen Fällen Versuchskörper in einem guten Zustand zur Verfügung, Abschnitt A.1.5. Dies ist von Vorteil, da damit der Zustand nicht als weitere Variable einfließen muss. Eine bestimmte Fragestellung kann allenfalls an mehreren Versuchskörpern untersucht werden, ohne dass sich die Verhältnisse für jeden Versuch der Serie ändern. Daher sollten auch Aussagen mit einer gewissen statistischen Zuverlässigkeit möglich werden. Ist hingegen der Einfluss des Schädigungsgrads von Interesse, müssen die Schäden simuliert werden, falls keine entsprechenden Bauteile zur Verfügung stehen. Dies birgt neue Gefahren und Schwierigkeiten, kann aber durchaus sinnvoll sein, da Art und Ausmass der Schädigung gesteuert werden können und weniger mit den im Tragwerk unvermeidbaren Unsicherheiten behaftet sind. Die Simulation von Schädigungen kann jedoch sehr aufwendig werden, oder es ist sogar unmöglich, eine natürliche Schädigung nachzuahmen, so z. Bsp. Kiesnester, Verankerungsbrüche, Karbonatisierung u.ä.

Die normale Alterung eines Betontragwerks beeinflusst in erster Linie die Eigenschaften des Betons. Mit zunehmendem Alter nimmt dessen Festigkeit zu, die Duktilitätseigenschaften hingegen verschlechtern sich. Es ist darauf hinzuweisen, dass sich diese Eigenschaften auch durch andere Einflüsse wie Schwinden, Kriechen und solche chemischer Natur (Karbonatisierung, Chlorideinwirkung, etc.) verändern.

Die Eigenschaften der Bewehrungen werden durch die Alterung vor allem verändert, wenn sich Korrosionsprozesse einstellen können; diese Einflüsse sollen hier ausser acht gelassen werden, da sie sich auf eine andere Ausgangslage beziehen. Bei Spannstählen stellen sich zudem grössere Relaxationsverluste ein. Im Sinne von Abschnitt A.1.1 sind diese Verluste untergeordnet, da sie in erster Linie die Vordehnungen der Spannstähle beeinflussen.

In Laborversuchen an neu hergestellten Versuchskörpern kann die Alterung beschränkt simuliert werden, z. Bsp. mit Versuchen in Klimakammern. Dies gilt aber nur "präzise" für Werkstoffe mit bekanntem Alterungsverhalten und kann meist auch nur an recht kleinformatischen Versuchskörpern erprobt werden. Im Sinne der Überprüfung bestehender Tragwerke ist dies wenig befriedigend.

### **Belastungsanordnung und -vorrichtung**

Mit den heute verfügbaren Aufspannböden sind in Laborversuchen praktisch beliebige Belastungsanordnungen und Einwirkungskombinationen möglich, was auch sehr spezifischen Fragestellungen entgegenkommt. Durch eine geschickte Ausbildung der Bela-

stungsvorrichtung bietet sich die Möglichkeit, anstelle ganzer Träger lediglich Elemente zu prüfen und diese beinahe beliebigen Beanspruchungen zu unterwerfen. Eine solche Prüfanlage ist beispielsweise der “Beam Element Tester” der ETH Zürich, der in [V-100] ausführlich beschrieben ist.

Bei Grossversuchen ist eine solche Flexibilität deutlich eingeschränkt, da bei komplizierten Belastungsanordnungen der Aufwand in keinem Verhältnis zu den Ergebnissen steht. So wird man bei einem Feldversuch bis zum Bruch selten mit gleichmässig verteilten Lasten arbeiten, da diese praktischerweise mit Auflasten bewerkstelligt werden. Dies birgt jedoch zusätzliche Gefährdungen, da die Versuche damit kraftgesteuert sind und die Träger – gerade im Bereich der Bruchlast – nicht schnell genug entlastet werden können. Zusätzlich ist es auch eine finanzielle Frage, da gerade bei grossflächigen Tragwerken grosse Auflasten und damit grosse Aufwendungen für Material, Transport und Einbau nötig sind, vgl. u.a. die Beispiele in [F-54], [F-70], [F-74], [F-78]. Die einzige Ausnahme bildet das Aufbringen von Wasser als Auflast; das Problem ist allerdings, dass die Belastungsintensität damit verformungsabhängig wird (“Wassersackbildung”). Wird das Wasser in Fässern gespeichert, ist für die Vorbereitung ein ähnlicher Aufwand wie bei anderen Auflasten erforderlich. Bruchbelastungen werden daher oft in Form von Einzellasten oder Gruppen von Einzellasten aufgebracht [F-67], [F-71], [F-79]. Natürlich sind auch Kombinationen mit verteilten Belastungen möglich [V-111].

Bei laborähnlichen Versuchen in permanenten oder temporären Aussen-Belastungsständen ist die Belastungsanordnung weniger eingeschränkt als bei Feldversuchen, sie muss jedoch bereits bei der Erstellung der Anlage festgelegt werden. Daher wird man sich auch in solchen Fällen oft auf die gezielte Anordnung von Einzellasten beschränken, da der Aufwand für die Belastung sonst zu gross wird. Mit entsprechenden Verteilträgern kann auch unter solchen Umständen eine annähernd gleichmässig verteilte Belastung erzeugt werden. In vielen Fällen wird mit Ankern [F-51], [V-129] oder mit in sich geschlossenen Rahmen gearbeitet [V-89]. Soll die Belastungsanordnung weitgehend frei gewählt werden können, ist ein ähnlicher Aufwand wie für einen Aufspannboden nötig [D-17].

### **Steifigkeit der Prüfanlage**

Infolge der üblicherweise sehr hohen Steifigkeit von Aufspannböden können Laborversuche problemlos weggesteuert durchgeführt werden. Spröde Versagensarten und das Nachbruchverhalten können daher ebenfalls untersucht werden.

In laborähnlichen Versuchen und Feldversuchen werden die Lasten oft mit Ankerstangen aufgebracht, deren Steifigkeit meist nur ein Bruchteil des zu prüfenden Bauteils beträgt. Dies hat zur Folge, dass der Versuchskörper auch bei duktilen Brüchen plötzlich und schlagartig versagt bzw. dass die Deformationen nach Überschreiten der Maximallast nur noch wenig gesteigert werden können [F-39], [F-77], [F-84]. Dies bedeutet stets eine potentielle Gefährdung von Mensch und Material.

Bei geschlossenen Rahmen können die Steifigkeiten der Belastungsvorrichtungen den Versuchsverhältnissen besser angepasst werden. Sie können aufgrund der erforderlichen Abmessungen jedoch fast ausschliesslich bei Versuchen auf Aussenbelastungsständen [D-17], [V-89] oder bei Feldversuchen an Tragwerken in geringer Höhe über Boden eingesetzt werden. Weitere Hinweise hierzu finden sich in Abschnitt A.3.

## **A.2 Belastungsanordnung**

### **A.2.1 Ziel**

Die Belastungsanordnung ist sicher eine der zentralen Fragen bei einem Versuch. Sie ist vom zu prüfenden Bauteil und seinen Merkmalen – wie geringe Bügelbewehrungen, kleine Lagerüberstände, Gerbergelenke, Verankerungslängen, Vorspanngrad u.ä. – sowie den daraus resultierenden Fragestellungen abhängig.

Ziel der Bruchversuche sollte weniger eine Aussage über das einzelne Objekt als eine Aussage zu einer ganzen Gruppe vergleichbarer Objekte sein. Daher sollte eine für das untersuchte Tragwerk “typische” Belastungsanordnung gewählt werden. Zudem ist es sinnvoll, die Versuche am Gesamttragwerk durchzuführen, da damit Interaktionen einzelner Bauteile und -elemente implizit richtig berücksichtigt werden.

### **A.2.2 Normlasten versus Versuchstechnik**

Prinzipiell stellt sich die Frage, ob sich die Belastungsanordnung in Grossversuchen auf die Modellierung normgemässer Belastungen oder auf andere Kriterien ausrichten soll. Da die Modellierung von nominellen Bruchlasten sehr aufwendig ist – Abschnitt A.1.6, Teil “Belastungsanordnung und -vorrichtung” –, wird eine solche Ausrichtung der Belastungsanordnung als wenig sinnvoll betrachtet.

Vergleiche mit Einwirkungen werden sich daher auf die Betrachtung von Schnittkräften beschränken. Dies ist auch insofern angebracht, als die Einwirkungen ebenfalls mit vereinfachten Annahmen modelliert werden und nicht den effektiv auftretenden Belastungen entsprechen. Es können verschiedene Normen und Normengenerationen zur Bestimmung der Kennwerte der Einwirkungen berücksichtigt werden, und damit auch Rückschlüsse auf die Traglastkapazitäten vergleichbarer Objekte aus der entsprechenden Herstellungszeit gezogen werden.

Die Belastungsanordnung kann sich demnach auf versuchstechnische Prioritäten ausrichten, da das als massgebend befundene Versagen auch die Messtechnik und die Anordnung von Messaufnehmern beeinflusst. Da es sich in der Regel um recht teure und empfindliche Geräte handelt, sollten sie beim Bruch so wenig wie möglich beschä-

diget werden. Dies kann jedoch unter Umständen nicht verhindert werden, da die im Versuchskörper gespeicherten Energien recht gross werden können, und sich diese beim Versagen schlagartig frei setzen.

### **A.2.3 Traglastprognosen**

Traglastprognosen für Bruchversuche sind aufgrund anderer Kriterien zu führen als bei der Überprüfung bestehender Bauten. Die Prognosen beeinflussen die Belastungsvorrichtung und andere zusätzlich erforderliche Gerätschaften. Will man bei der Überprüfung bestehender Tragwerke einen Wert, der möglichst nahe an der effektiven Traglast, aber dennoch auf der "sicheren Seite" liegt, so ist man bei Traglastprognosen für Grossversuche bestrebt, alle Unsicherheiten – wie z. Bsp. die Maximalwerte von Zugfestigkeiten (95%-Fraktile) im Gegensatz zu Fliessgrenzen – zu berücksichtigen. Nichts ist unglücklicher als ein Versuch, der nicht zu Ende geführt werden kann, weil die Belastungsvorrichtung zu schwach ist. Die "unsichere Seite" ist in diesem Fall die "sichere Seite".

### **Grenzwerte und Versagensmechanismen**

Zur Bestimmung der Traglast sollten im Sinne oberer Grenzwerte in erster Linie Bruchmechanismen betrachtet werden. Vorsicht geboten ist allerdings in Fällen, in denen sich auch andere Tragwirkungen einstellen können, wie z. Bsp. direkte Abstütungen im Falle eines angestrebten Schubbruchs. Obere Grenzwerte sollten deshalb auch als solche verstanden und wenn möglich mit unteren Grenzwerten überprüft werden. Ziel der Prognose kann nicht die exakte Bestimmung, sondern die Ermittlung einer Grössenordnung der Traglast sein. Könnte man Traglasten rechnerisch genau ermitteln, wären schliesslich sämtliche Bruchversuche hinfällig.

Bei den Materialfestigkeiten sollten ebenfalls obere Grenzwerte – z. Bsp. Zugfestigkeiten bei Bewehrungen – verwendet werden. Die rechnerischen Betondruckfestigkeiten sind vor allem wichtig für Schubmechanismen, bei denen der (Steg-)Beton Energie dissipiert. Bei Biegeversagen beeinflusst die Betondruckfestigkeit lediglich den Hebelarm der inneren Kräfte, und ist somit von untergeordneter Bedeutung. Sehr wertvoll zur Beschaffung von Informationen zu verwendeten Baustoffen sind Publikationen in einschlägigen Zeitschriften oder von professionellen Prüfinstituten aus der entsprechenden Zeit. Dabei kann es sich um Berichte von Stahlherstellern über einen neuen Typ Bewehrung, Zulassungsberichte von Prüfanstalten oder einen Beitrag über das untersuchte oder über ein vergleichbares Objekt handeln. Weitere Informationsquellen sind alte Normen oder ähnliche Vorschriften, da in diesen meist Mindestanforderungen an die Baustoffe festgelegt wurden. Einige Werte für Beton- und Spannstahl finden sich in auch in Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2.

Biegeversagen eines Tragwerks sind rechnerisch recht genau prognostizierbar, und daher für eingehende Untersuchungen weniger interessant; sie müssen dennoch überprüft werden. Solche Versagensmechanismen sind von grossem Interesse bei Untersu-

chungen des Verformungsvermögens von statisch unbestimmt gelagerten Versuchskörpern oder spröden Biegeversagen von überbewehrten Trägern.

Von besonderem Gewinn dürften unter anderem Versuche zum Schub- und Torsionsverhalten sein. Bemessungsmodelle für diese Versagensarten sind oft sehr konservativ und gerade bei grossformatigen Versuchskörpern experimentell wenig erfasst. Untersuchungen zu diesem Problemkreis beschränken sich weitgehend auf Laborversuche zur Überprüfung von Bemessungsmodellen, vgl. z. Bsp. [D-27], [V-103], [V-123]. Weitere Versagensarten wie z. Bsp. die Überprüfung von Auflagersicherungen oder andere lokale Bruchmechanismen sind ebenfalls oft von Interesse. Traglastprognosen dazu sind hingegen sehr schwierig zu erstellen oder haben je nach getroffenen Annahmen recht grosse Bandbreiten. Die versuchstechnische Umsetzung ist oft sehr mühsam und umständlich, wenn nicht sogar unmöglich.

## A.3 Belastungsvorrichtung

Die Belastungsvorrichtungen für Laborversuche unterscheiden sich von solchen für Aussenbelastungsstände oder Feldversuche durch ihre wesentlich grössere Entwurfsfreiheit. Da der Entwurf einer Laborversuchsanlage jedoch anderen Kriterien, insbesondere hohen Ansprüchen an die Steifigkeit, genügen muss, werden die nachfolgenden Überlegungen auf Belastungsvorrichtungen für laborähnliche und für Feldversuche angestellt. Dabei handelt es sich lediglich um Anregungen für mögliche Ausbildungen.

### A.3.1 Kapazitätsbemessung

Schub- oder lokale Versagen sind weniger zuverlässig prognostizierbar als andere Versagen. Für die Bestimmung der im Versuch maximal auftretenden Kräfte zur Bemessung der Belastungsvorrichtung sollte daher auf die Methode der Kapazitätsbemessung zurückgegriffen werden [F-40].

Diese Methode wird im vorliegenden Fall so ausgelegt, dass die maximal mögliche Querkraft durch das Erreichen der Biegetraglast begrenzt wird. Anhand von Bruchmechanismen kann diese bei realistischer Schätzung der Zugfestigkeiten der Bewehrungen auf etwa  $\pm 5\%$  genau bestimmt werden. Die Behandlung mittels Mechanismen ist ebenfalls darum sinnvoll, weil die Traglast auch bei grossem Verformungsvermögen erreicht werden soll und damit einem "echten" oberen Grenzwert entspricht. Die Bemessung der Belastungsvorrichtung wird sich in praktisch allen Fällen nach der Biegetraglast des Gesamtsystems richten können. Das Vorgehen im Sinne der Kapazitätsbemessung ist in Bild A.2 veranschaulicht. Die maximal mögliche Querkraft am – als massgebend angenommenen – linken Auflager beläuft sich auf

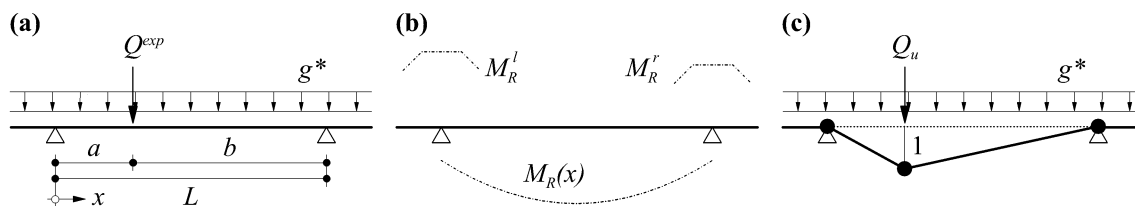


Bild A.2 Kapazitätsbemessung – (a) System und Belastung; (b) Verteilung der Biegegewidstände und (c) Biegemechanismus mit Traglast für den Versuch.

$$V_{max}^l = g^* \cdot \frac{a}{2} + \frac{M_R^l + M_R(x = a)}{a} \quad (A.1)$$

### A.3.2 Feldversuche

Wie bereits erwähnt, werden für die Belastung in Feldversuchen oft Bodenanker aus Stangen oder Litzen verwendet [F-67], [F-71], [V-101]. Damit können in den meisten Fällen lediglich die erforderlichen Kräfte, jedoch nicht die zur Erfassung des Nachbruchverhaltens erforderlichen Steifigkeiten erreicht werden.

Das weiche Verhalten der Belastungsvorrichtung rührt in erster Linie von der geringen Dehnsteifigkeit der Stab- resp. Litzenanker und der damit grossen elastisch gespeicherten Energie bei hohen Lasten her. Die Folge davon ist, dass auch ein duktiles Tragwerk nach Überschreiten der Maximallast plötzlich und schlagartig versagt, was eine Gefährdung von Mensch und Material darstellt. Es gilt daher, die Länge solcher weichen Elemente auf ein Minimum zu reduzieren. Diese Forderung steht jedoch in Widerspruch zu der bei Bodenankern erforderlichen freien Ankerlänge, und sie wird bei hoch über dem Gelände liegenden Tragwerken weiter verschärft. Bei einem weichen Ankerverhalten geht zudem bereits viel des verfügbaren Pressenhubs in der Belastungsvorrichtung verloren und steht für die Verformungssteigerung des Tragwerks nicht mehr zur Verfügung. Nicht zuletzt deshalb ist es ratsam, die Pressen mit Pressenstühlen zu versehen, damit die Pressen unter Aufrechterhaltung der Belastung umgesetzt werden können.

Bild A.3 zeigt ein Beispiel für den Belastungsaufbau eines Feldversuchs. Die Belastung wird mit Stabankern  $\varnothing 36$  mm und Hohllochpressen mit einer Kapazität von je 1000 kN aufgebracht. Die Stabanker haben je einen Verankerungskörper von etwa 7 m Länge, die gegenseitig vertikal versetzt sind. Durch den vertikalen Versatz ergeben sich freie Ankerlängen von 15...18 m Länge. Die Bodenanker werden durch Kernbohrungen in den Flanschen des Brückenträgers geführt. Die Ankerstangen sind gegen Hohllochpressen verankert, die sich wiederum über einen Pressenstuhl auf Verteilträger abstützen. Als Verteilträger werden jeweils zwei verbundene U-Profile verwendet, die mit Steifen versehen sind, und sich mit einer Unterlagsplatte direkt über den Stegen des Hohlkastenträgers abstützen. Weitere Informationen finden sich in [F-79], [V-101].

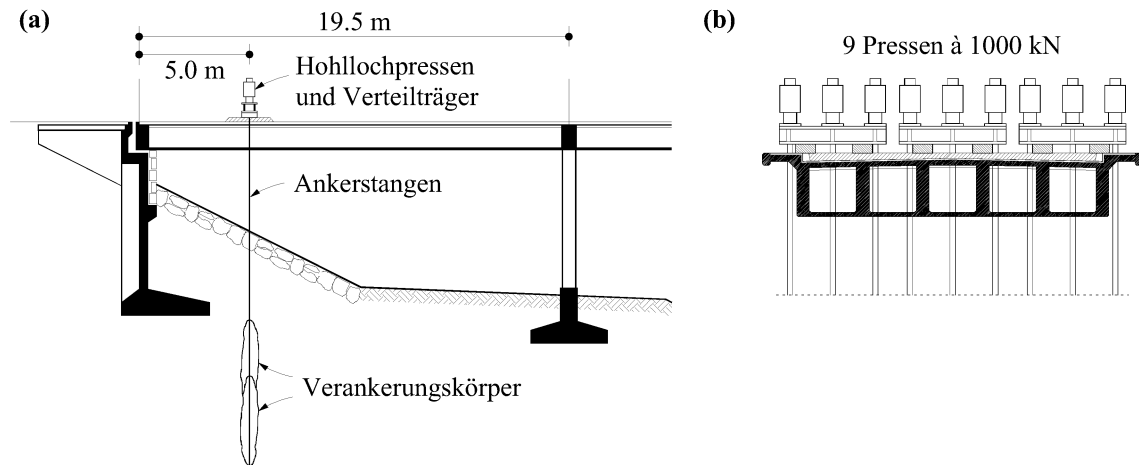


Bild A.3 Belastungsvorrichtung für einen Feldversuch [V-101] – (a) Längsansicht und (b) Querschnitt.

Als eine Möglichkeit zur Versteifung der Belastungsvorrichtung sei hier das System gemäss Bild A.4 gezeigt, das anstelle der Bodenanker teilweise Betonzugglieder verwendet. Wie z. Bsp. in [F-66] erwähnt und in [D-24] ausführlich analysiert, lassen sich mit solchen Zugelementen Steifigkeit und Widerstand von Beton und Spannstahl in vorteilhafter Weise kombinieren. Die Vorspannung der Betonzugglieder muss so bestimmt werden, dass bis zum Erreichen der Bruchlast gewährleistet ist, dass die Elemente überdrückt sind. Nur so kann sichergestellt werden, dass der Betonquerschnitt der Zugglieder ebenfalls für die Dehnsteifigkeit aktiviert wird. Mit einer solchermassen gewählten Ausbildung des Belastungsrahmens können die Kräfte sehr früh wieder “kurzgeschlossen” werden, da sich kurze Lastpfade ergeben. Somit ist kein Umweg über den Baugrund erforderlich, und der Belastungsrahmen speichert damit kleinere Energien.

Alternativ zu den Betonzuggliedern können – auch allenfalls vorgespannte – Stahlprofile verwendet werden; die Steifigkeit muss dann jedoch mit teurem Stahl “erkauft” werden. Bei Betonzuggliedern können auch Standardprodukte von Schleuderbetonwerken zum Einsatz kommen.

Durch die Vorspannung der Bodenanker wird ein weiterer grosser Teil der in der gesamten Belastungsvorrichtung speicherbaren Energie vorweggenommen. Dies wirkt sich zusammen mit der etwas kürzeren Länge der Anker ebenfalls positiv auf das Nachbruchverhalten aus. Werden die Anker zusätzlich recht frühzeitig vorgespannt, können die Baugrunddeformationen bereits zu einem grösseren Teil abklingen und die Anker nachgespannt werden.

Die Ausbildung eines solchen geschlossenen Rahmensystems setzt voraus, dass die entsprechenden Hebegeräte zur Verfügung stehen. Sie lohnt sich vor allem bei Feldversuchen, die eine insgesamt grosse freie Ankerlänge bedingen. Einer solchen Anwendung sind jedoch sicher Grenzen der Ausführbarkeit und der Wirtschaftlichkeit gesetzt.

Die beschränkten Hübe der Pressen wirken sich beim Einsatz in solchen geschlossenen Rahmen nachteilig aus. Dies bedingt entweder den Einsatz von Pressen, welche die



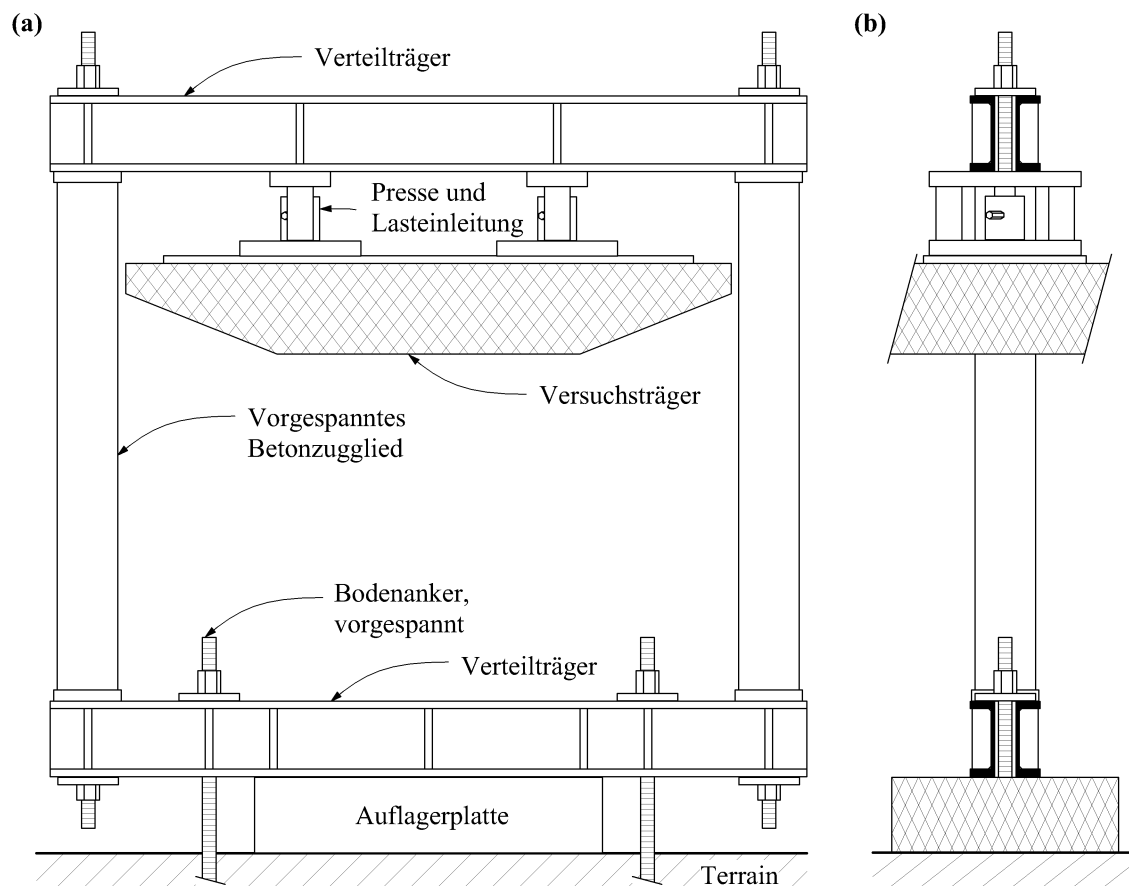


Bild A.4 Entwurf eines Belastungsrahmens – (a) Querschnitt und (b) Längsschnitt.

zu erwartenden Deformationen des Versuchssträgers und der Belastungsvorrichtung grosszügig abdecken, oder den Einsatz mehrerer Pressen übereinander, die somit die gleiche Kraft bei vervielfachtem Weg abdecken. Dies kann allerdings infolge der sukzessiven Einführung von kurzen Pendelstäben zu Stabilitätsproblemen führen. Eine andere Möglichkeit ist es, den Rahmen und die Lasteinleitung so auszubilden, dass die Kräfte über Hilfskonstruktionen eingeleitet werden können, die das Umsetzen und Unterfüttern der Pressen erlauben, wie dies in Bild A.4 angedeutet ist. Dies bedingt den entsprechenden Mehraufwand in der Konstruktion des Rahmens.

### A.3.3 Versuche unter laborähnlichen Verhältnissen

Wenn die Bauteile auf geeigneten Plätzen belastet werden, können je nach Fragestellung und Ausbildung der Versuchssträger bereits etwas steifere Belastungsvorrichtungen eingesetzt werden. Diese können in ähnlicher Form aufgebaut sein wie der in Bild A.4 gezeigte Rahmen.

In [V-89] wurde ein ähnliches System eingesetzt, vgl. Bild A.5. Zwei Einhängeträger wurden mit ihren Stegunterseiten gegeneinander gerichtet nebeneinander auf Holzlager gelegt. Zwischen den Flanschen wurden auf beiden Seiten des Stegs je zwei Stahlhohlprofile (RHS) eingelegt, die mit Spannstangen und Verteilträgern an die Flansche geklemmt und vorgespannt wurden. Zur Prüfung der Gerbergelenke wurden anschliessend

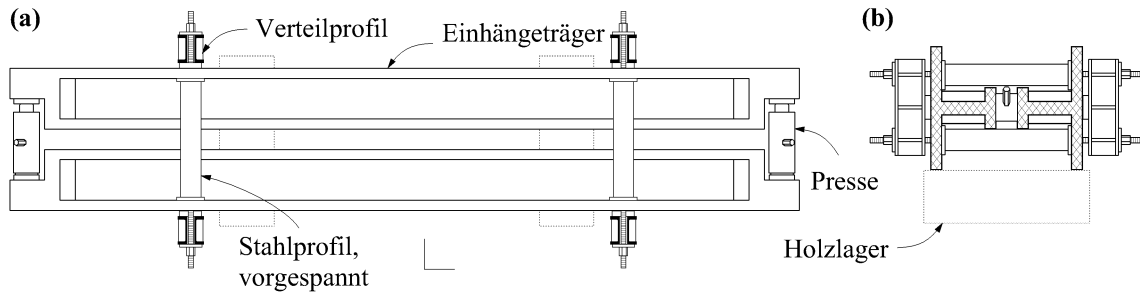


Bild A.5 Belastungsvorrichtung für die Prüfung zweier Eihängeträger [V-89] – (a) Grundriss und (b) Querschnitt.

die Enden mittels einer Presse auseinandergedrückt. Der eine Versuchsträger diente so zusammen mit den vorgespannten Hohlprofilen als Reaktionsrahmen für den anderen Versuchsträger, und somit wurden wiederum recht kurze Lastpfade ermöglicht. Die Stahlhohlprofile wurden dabei so angeordnet, dass die Biegebeanspruchung der Eihängeträger nicht massgebend werden sollte. Eine direkte Abstützung wurde ebenfalls nicht massgebend, und die beiden Auflagerbereiche versagten beide mit einem Schubmechanismus (Versagen der Betondruckdiagonalen). Die Belastungsvorrichtung erwies sich als ausreichend steif, um auch das entfestigende Verhalten der Versuchsträger zu erfassen.

Als Beispiel einer sehr weichen Belastungsvorrichtung sei hier der Belastungsstand gezeigt, der für die in [V-129] dokumentierten Versuche verwendet wurde und dort auch eingehend beschrieben ist. Bild A.6 zeigt eine schematische Übersicht des Freiluft-Belastungsstands.

Die bisher darauf geprüften Träger zeigten alle ein ausgeprägt duktilen Verhalten, versagten jedoch bei Erreichen der Biegetraglast oder kurz darauf schlagartig durch progressives Zerreißen der Längsbewehrungen (“Reissverschluss-Effekt”).

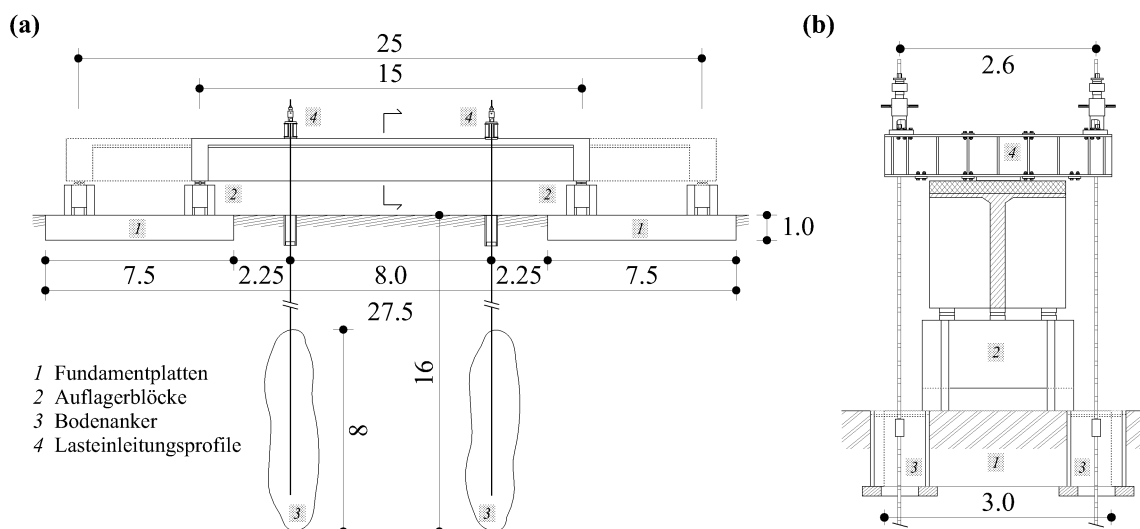


Bild A.6 Freiluft-Belastungsstand, [m] – (a) Längsansicht und (b) Querschnitt.

## A.4 Bemessungskonzepte für Belastungsvorrichtungen

Für die Bemessung der verschiedenen Bestandteile einer Belastungsvorrichtung kann nicht ein bestimmtes Bemessungsverfahren angegeben werden, sondern es ist sinnvoller, je nach Bauteil das geeignete Verfahren zu wählen. An dieser Stelle werden Vorschläge gemacht, wie die einzelnen Bauteile bemessen werden können.

### A.4.1 Steifigkeitsverhältnisse im Versuchsaufbau

Um das Nachbruchverhalten erfassen zu können und um plötzliche Versagen bei Erreichen oder kurz nach Überschreiten der Traglast zu verhindern, benötigt die Belastungsvorrichtung eine gewisse Steifigkeit. Diese kann nicht als Absolutwert angegeben werden, sondern ist vom Entfestigungsverhalten des gesamten Systems abhängig. Sie ist somit auch nicht unabhängig von der Belastungsanordnung, und muss daher für den Einzelfall festgelegt werden. Dies ist bei der Bemessung der Belastungsvorrichtung eines Aufspannbodens besonders unwillkommen, da dort möglichst viele verschiedene Belastungsanordnungen ermöglicht werden sollen.

Hintergrund solcher Berechnungen sind energetische Betrachtungen. Um die Steifigkeit der Belastungsvorrichtung festlegen zu können, müssen die bis zum Erreichen der Traglast elastisch im System gespeicherte Energie und die in der Bruchzone während der Entfestigung dissipierbare Energie verglichen werden. Dies sei anhand des Beispiels eines Vier-Punkte-Biegeversuchs illustriert, Bild A.7.

#### Elastische Energie im Versuchsträger

Der Träger sei mit einem gerade geführten, exzentrisch angeordneten Spannglied im Verbund versehen. Es sei so vorgespannt, dass gleichzeitig die jeweiligen Fließgrenzen mit der über die Trägerlänge ebenfalls konstanten schlaffen Bewehrung erreicht wer-

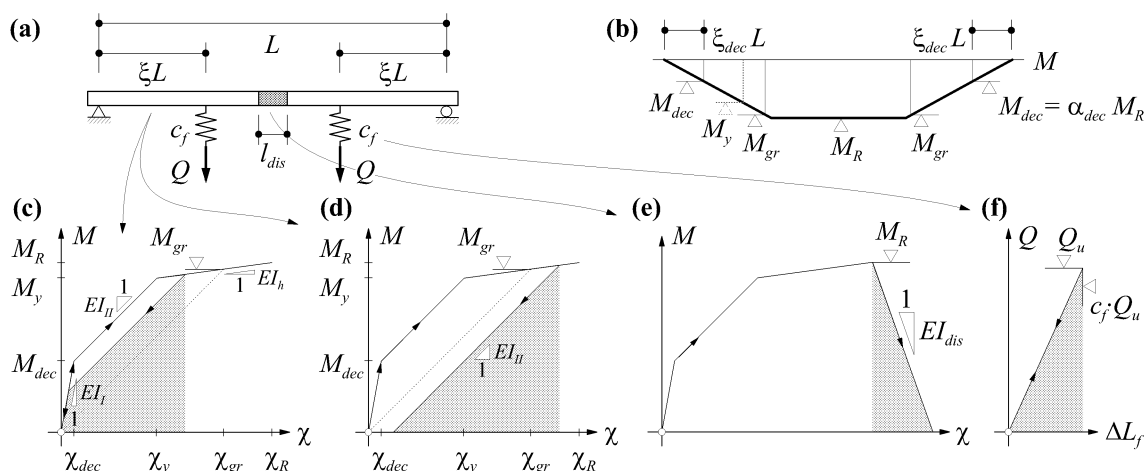


Bild A.7 Steifigkeitsverhältnisse im Versuchsaufbau – (a) System und Belastung; (b) Momentenlinie bei Erreichen der Traglast; (c) Entlastungsverhalten im nicht oder wenig plastifizierten Bereich des Trägers; (d) Entlastungsverhalten im stark plastifizierten Bereich; (e) Entfestigungscharakteristik der Bruchzone mit Länge  $l_{dis}$  und (f) Kennlinie der Belastungsvorrichtungen.

den. Für die schlaffe Bewehrung gelte ein linear elastisches-starr plastisches Materialgesetz, für den Spannstahl ein linear elastisches-linear verfestigendes. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung sowie der Biege­widerstand sind unter diesen Annahmen in jedem Querschnitt dieselben und können gemäss Bild A.7 (c) linearisiert werden. Ausgezeichnete Punkte in der Momenten-Krümmungs-Beziehung sind der Biege­widerstand  $M_R$ , das Dekompressionsmoment  $M_{dec}$  bei Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und der Fliessbeginn der beiden Bewehrungen bei  $M_y$ , sowie die zugehörigen Krümmungen.

Bis zum Erreichen der Traglast gibt es im Träger Bereiche, die soweit plastifiziert werden, dass die Vordehnung des Spannstahls verschwindet und sich der Querschnitt nicht mehr daran “erinnert”, dass er vorgespannt wurde. Diese Bereiche entlasten nach Überschreiten der Traglast lediglich mit der gerissen-elastischen Steifigkeit  $EI_{II}$ , und sie unterscheiden sich daher von den Bereichen, die nach einer gewissen Entlastung – welche nur bei gar nicht plastifizierten Querschnitten dem Moment  $M_{dec}$  entspricht – wieder die ungerissen-elastische Steifigkeit  $EI_I$  besitzen. Mit den Bezeichnungen gemäss Bild A.7 (c) findet sich der Übergang zu den Bereichen mit der lediglich gerissen-elastischen Steifigkeit  $EI_{II}$  im Querschnitt mit der Biegebeanspruchung  $M_{gr}$ , mit

$$M_{gr} = \frac{M_y \chi_R - M_R \chi_y}{\chi_R - \chi_y} \cdot \frac{EI_{II}}{EI_{II} - EI_I} \quad (\text{A.2})$$

Die im Versuchsträger elastisch gespeicherte Energie  $U_{el}(Tr)$  ist allgemein gegeben durch  $U_{el} = \int_x dx \int_\chi M d\chi$  und beträgt im vorliegenden Fall

$$U_{el}(Tr) = \frac{M_R^2 L}{6EI_{II}} \left[ 2\alpha_{dec} \cdot \xi_{dec} \frac{EI_{II} - EI_I}{EI_I} \cdot \left( 3 \frac{M_{gr}}{M_R} - 2\alpha_{dec} \right) + 3 \left( 1 - \frac{l_{dis}}{L} \right) - 4\xi \right] \quad (\text{A.3})$$

Diese Energie ist für die mit unterschiedlichen Steifigkeiten entlastenden Bereiche in Bild A.7 (c) und (d) durch die grau unterlegten Flächen veranschaulicht.

### Entfestigungszone

Beim Erreichen der Traglast bilde sich in Balkenmitte eine Bruchzone der Länge  $l_{dis}$  aus, in der sich die Verformungen lokalisieren, z. Bsp. weil die Festigkeit in diesem Bereich infinitesimal kleiner ist als im Rest des Trägers. Die Krümmung nimmt in diesem Bereich weiter zu, während die Beanspruchung abnimmt. Die Überlegungen bleiben grundsätzlich auch gültig, wenn sich die Bruchzone an einer anderen Stelle des Trägers befindet.

Die Schwierigkeit besteht darin, die Länge  $l_{dis}$  und die Entfestigungscharakteristik  $EI_{dis}$  zu bestimmen. Wie in [D-32] und [D-37] gezeigt, könnte diese Problematik umgangen werden, indem beim Stoffgesetz für die Entfestigung die spezifische Verformung (Krümmung) durch eine globale Grösse (Rotation) ersetzt wird und damit ein

Entfestigungsmodul der ganzen Bruchzone angegeben werden kann. Die Entfestigungscharakteristik ist im vorliegenden Fall auch in Abhängigkeit dieser Grösse nicht bekannt, und daher wird mit dieser Umformulierung nichts gewonnen. Wird die Entfestigungssteifigkeit gemäss Bild A.7 (e) konstant angenommen, kann in der Bruchzone die Energie  $U_{dis}(l_{dis})$  dissipiert werden, mit

$$U_{dis}(l_{dis}) = \frac{M_R^2}{2EI_{dis}} \cdot l_{dis} \cdot \quad (\text{A.4})$$

### Benötigte Anlagensteifigkeit

Die Steifigkeit der Belastungsvorrichtung kann mit der Federsteifigkeit  $c_f$  beschrieben und mit den üblichen baustatischen Methoden festgelegt werden, Bild A.7 (a). Die bis zum Erreichen der Traglast in den beiden Belastungsvorrichtungen elastisch gespeicherte Energie  $U_{el}(c_f)$  beträgt

$$U_{el}(c_f) = 2 \cdot \frac{Q_u^2 c_f}{2} = \frac{M_R^2}{\xi^2 L^2} \cdot c_f \cdot \quad (\text{A.5})$$

Diese Energie ist in Bild A.7 (f) durch die grau unterlegte Fläche repräsentiert. In die Federsteifigkeit  $c_f$  müssen auch die Elastizität der ganzen Hydraulik sowie die Nachgiebigkeit der Verankerungskörper von Bodenankern, die Nachgiebigkeit des Baugrunds u. dgl. mehr einfließen.

Zur Bestimmung der benötigten Anlagensteifigkeit  $c_f$  kann der in [D-32] eingeführte Entfestigungsstabilitätsfaktor  $f_{dis}$  herangezogen werden, mit

$$f_{dis} = \frac{\Sigma U_{el}}{U_{dis}} = \frac{U_{el}(Tr) + U_{el}(c_f)}{U_{dis}(l_{dis})} \cdot \quad (\text{A.6})$$

Damit die Entfestigung stabil erfolgt, muss die Anlagensteifigkeit  $c_f$  so gewählt werden, dass  $f_{dis} < 1.0$  ist. Mit (A.3), (A.4) und (A.5) kann dies im vorliegenden Fall leicht gelöst werden.

### Allgemeine Randbedingungen

In der Regel ist die Verteilung der Biegegewiderstände, Dekompressions- und Fliessmomente über die Trägerlänge nicht konstant. Die Momenten-Krümmungsbeziehung variiert somit ebenfalls über die Trägerlänge. Dies beeinflusst die Bestimmung der Biegesteifigkeiten  $EI_I$  und  $EI_{II}$  sowie die Bestimmung des Grenzmoments  $M_{gr}$ , und damit die Bestimmung von  $U_{el}(Tr)$ . Die vorangehend getroffenen Überlegungen behalten jedoch ihre Gültigkeit, und können auch auf andere statische Systeme und Belastungsanordnungen übertragen werden. Sind die Systeme statisch unbestimmt, werden die Ver-

hältnisse komplexer, da dann auch das Verformungsvermögen bis zum Erreichen der Traglast einen Einfluss hat.

Die Entfestigungscharakteristik  $EI_{dis}$  wird ebenfalls in den wenigsten Fällen linear sein. Diese kann sogar eigentliche Sprünge und Stufen beinhalten, je nach Bewehrungstyp und -anordnung. Sie wird zudem durch das Verhältnis von Spann- und schlaffer Bewehrung beeinflusst.

Müssen nicht-lineare Entlastungs- und Entfestigungsgesetze berücksichtigt werden, wird der Entfestigungsstabilitätsfaktor  $f_{dis}$  spannungsabhängig und (A.6) muss gemäss [D-32] umformuliert werden in

$$f_{dis} = \frac{\frac{d}{dM_R}U_{el}(Tr) + \frac{d}{dM_R}U_{el}(c_f)}{\frac{d}{dM_R}U_{dis}(l_{dis})} . \quad (A.7)$$

Dies kann auch dahingehend interpretiert werden, dass die Anfangsneigung der Entlastungscharakteristik des Systems, d.h. des elastisch entlastenden Teils des Versuchsträgers zusammen mit der Belastungsvorrichtung, betragsmässig steiler sein muss als die Anfangsneigung der Entfestigungscharakteristik. Ist dies nicht der Fall, wird ein Teil der elastisch gespeicherten Energie in kinematische Energie umgewandelt, und die Verhältnisse werden unkontrollierbar.

Die Steifigkeitsverhältnisse in der Versuchsanlage sollten daher so gewählt werden, dass das Versagen eines einzelnen Bewehrungsstabs nicht zum progressiven Versagen von weiteren Bewehrungen führt ("Reissverschluss-Effekt"). Anhand Bild A.9 (c) wird bereits rein qualitativ klar, weshalb Versuchsanlagen so hohe Steifigkeiten haben müssen.

### Entfestigungscharakteristik bei Stahlversagen

Oft wird das Versagen durch das Zerreißen der Längsbewehrung in einem einzelnen (Biege-)Riss eingeleitet. Es wird hier vorgeschlagen, die Entfestigungssteifigkeit  $EI_{dis}$  näherungsweise zu ermitteln, indem in einer (computergestützten) Analyse des versagenden Querschnitts die Stahleinlagen sukzessive deaktiviert werden und die verbleibenden Biegegewiderstände und die zugehörigen Dehnungsverteilungen resp. Krümmungen nach Überschreiten der maximal möglichen Biegebeanspruchung bestimmt werden, vgl. Bild A.8. Die maximalen Dehnungen in den Stahleinlagen  $\epsilon_{s,max}$  sind dabei durch deren Bruchdehnungen  $\epsilon_{su}$  begrenzt. Bei vorgespannten Stahleinlagen ist deren Vordehnung zu berücksichtigen.

Die schrittweise Deaktivierung muss nicht bis zur vollständigen Entlastung des Querschnitts durchgeführt werden. Wenn die – nach Überschreiten der Bruchlast abnehmende – Belastung einen gewissen Wert unterschreitet, würde die Verformungssteigerung im Versuch wohl abgebrochen und der Versuchsträger kontrolliert entlastet wer-

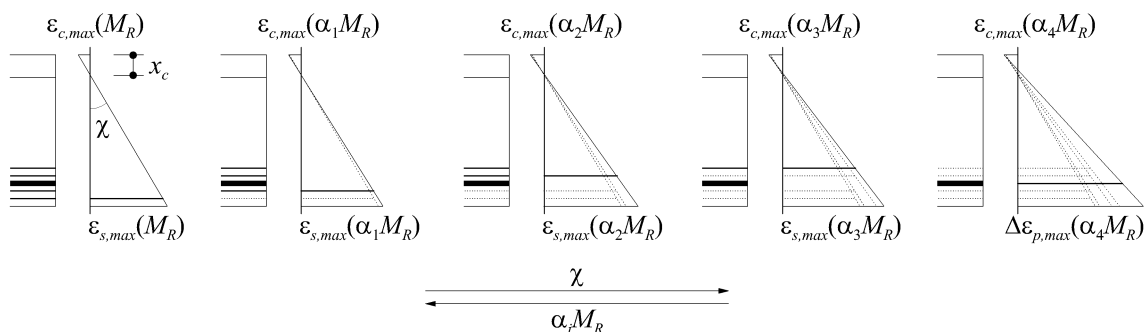


Bild A.8 Entfestigung – Bestimmung der Momenten-Krümmungs-Beziehung im Bruchquerschnitt.

den. Wie das Momenten-Krümmungsverhalten in der Entfestigungszone aussehen kann, sei anhand Bild A.9 illustriert. Nähere Angaben zum verwendeten Querschnitt finden sich in [V-129].

Es muss betont werden, dass dieses Vorgehen lediglich eine Näherung darstellt, da in der Querschnittsanalyse in der Regel vom Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen wird. Dies ist jedoch nur im Mittel über ein Risselement erfüllt.

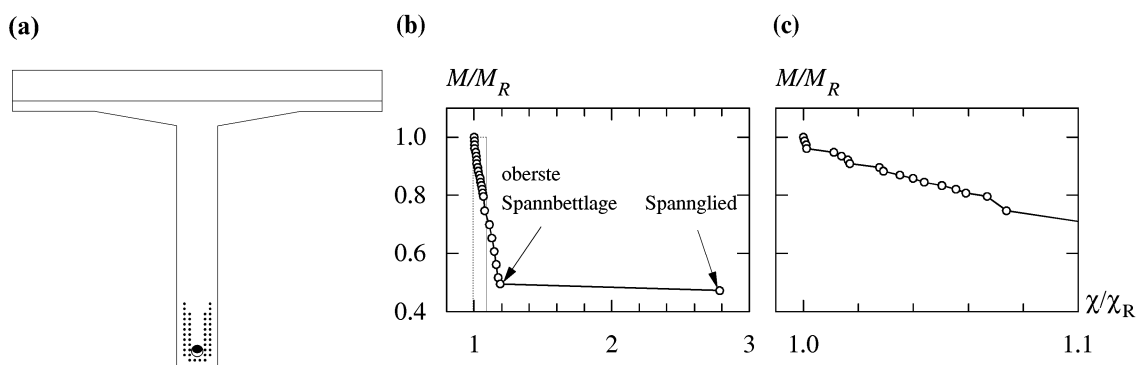


Bild A.9 Entfestigung im Bruchquerschnitt – (a) Querschnitt; (b) Momenten-Krümmungs-Beziehung nach Überschreiten des Biegemoments  $M_R$  und (c) vergrößerter Ausschnitt davon.

### Schlaff bewehrte Versuchsträger

Die in der Querschnittsanalyse anzusetzenden Dehnungsbegrenzungen  $\epsilon_{su}$  müssen gegenüber der Bruchdehnung des Bewehrungsstahls reduziert werden. In einem ersten Schritt kann hierzu der in [D-19] eingeführte Verbundkoeffizient  $\kappa = \epsilon_m / \epsilon_{max}$  herangezogen werden. Dieser hängt für Stahleinlagen im wesentlichen von der Verbundcharakteristik, der Betonfestigkeit, dem Stabdurchmesser, dem Rissabstand, der Form der Stahlkennlinie sowie der Höhe der Beanspruchung ab. Dabei können für den Verbundkoeffizienten  $\kappa_{su}$  für Betonstahl nach Überschreiten des Biegemoments gemäss [V-87] folgende Werte angenommen werden:

- dicke Stäbe, kleiner Rissabstand:  $\kappa_{su} \cong 0.8-0.9$
- mittlere Stäbe, mittlerer Rissabstand:  $\kappa_{su} \cong 0.5-0.7$
- dünne Stäbe, grosser Rissabstand:  $\kappa_{su} \cong 0.2-0.4$

Die Unterstreichungen betonen dabei die Tendenz der anzunehmenden Werte. Mit der Berücksichtigung dieser Faktoren ergeben sich unrealistische Elastizitäts- und Verfestigungsmoduli des Stahls. Für die Ermittlung der Entfestigungscharakteristik spielt dies aber keine Rolle.

Als Länge der Bruchzone kann im Falle des hier behandelten Biegeversagens der mittlere Rissabstand  $s_m$  angenommen werden. Dieser ist infolge der Querschnittsschwächung durch die eingelegte Bügelbewehrung meist vorgegeben oder kann zu etwa  $0.125 \cdot \varnothing_s / \rho_s$  abgeschätzt werden. Beim Erreichen der Traglast kann sicher davon ausgegangen werden, dass sich das abgeschlossene Rissbild ausgebildet hat. Die Länge der Bruchzone sollte sich daher während des Entfestigungsprozesses nicht ändern, da sich die Verformungslokalisierungen auf die Risse beschränken.

Die Dehnungen in der Druckzone müssen bei Betrachtung der Verformungen an sich ebenfalls reduziert werden. In [D-19] wird vorgeschlagen, den Verbundkoeffizienten  $\kappa_{cu}$  für die maximale Stauchung am Druckrand von der Betondruckzonenhöhe  $x_c$  und dem mittleren Rissabstand  $s_m$  abhängig zu machen:

$$\begin{aligned} x_c/s_m \leq 1: & \quad \kappa_{cu} = \left(\frac{x_c}{s_m}\right)^{2/3} \\ x_c/s_m > 1: & \quad \kappa_{cu} = 1.0 \end{aligned} \tag{A.8}$$

Da häufig profilierte Träger verwendet werden, dürfte vorwiegend (A.8)<sub>1</sub> zur Anwendung kommen. (A.8)<sub>2</sub> dürfte lediglich bei überbewehrten Trägern ohne Profilierung und dementsprechend hoher Druckzone massgebend werden. Der Einfluss der Betonstauchung auf die mittlere Krümmung in der Bruchzone ist jedoch gering.

Werden die Dehnungsbegrenzungen in der Querschnittsanalyse entsprechend eingeführt, kann die Entfestigungscharakteristik  $EI_{dis}$  näherungsweise bestimmt werden.

Mit dem Zuggurtmodell [D-37] lässt sich die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen in einem Stahlbetonzugglied verfeinert untersuchen. Beim Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{su}$  resp. der Bruchdehnung  $\varepsilon_{su}$  ist zwischen zwei benachbarten Rissen die nominelle, auf den Umfang des Bewehrungsstabs bezogene konstante Verbundspannung  $\tau_{bs2}$  wirksam, mit

$$\tau_{bs2} = 0.3 \cdot f_{cc}^{2/3} . \tag{A.9}$$

Dies gilt an sich nur, falls die Spannung in der Betonstahleinlage im ganzen Risselement die Fließgrenze  $f_{sy}$  übersteigt. Sind die Rissabstände relativ klein und der Normalkraftgradient im Zuggurt nicht sehr gross, dürfte dies in den meisten Fällen erfüllt sein. Da der Entfestigungsbereich im vorliegenden Fall durch ein konstantes Biegemoment beansprucht wird, herrscht in zwei benachbarten Rissen dieselbe Stahlspannung  $f_{su}$ . Die Bruchdehnung  $\varepsilon_{su}$  wird jedoch nur in einem der beiden Risse erreicht, und dort



wird das Versagen eingeleitet. Wegen der Symmetrie liegt der Schnitt mit der minimalen Spannung  $\sigma_{s, min} \geq f_{sy}$  in der betrachteten Betonstahleinlage in der Mitte des Risselements. Die Länge der Störungszone entspricht somit ebenfalls etwa dem mittleren Rissabstand,  $l_{dis} \cong s_m$ . Dieser Abstand entspricht wiederum höchstens demjenigen der eingelegten Bügelbewehrung oder kann gemäss [D-37] zu

$$s_m \approx \frac{3}{8} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_{bs1} \cdot \rho} \cdot \emptyset \quad (\text{A.10})$$

abgeschätzt werden, wobei

$$\tau_{bs1} = 2\tau_{bs2} = 0.6 \cdot f_{cc}^{2/3} \quad (\text{A.11})$$

Für die Zugfestigkeit des Betons kann gemäss [N-2]  $f_{ct} = 0.3 \cdot f_{cc}^{2/3}$  angenommen werden und führt somit zu  $s_m \approx 0.19 \cdot \emptyset / \rho$ . Bei profilierten Zugflanschen wird die Flanschquerschnittsfläche als Bezugsfläche für den geometrischen Bewehrungsgehalt  $\rho$  verwendet [D-37]. Damit wird die gesamte Zugbewehrung als auf ihren Schwerpunkt reduziert betrachtet. Der Durchmesser  $\emptyset$  muss angepasst werden zu  $\emptyset_s = 4 \cdot A_s / p_{bs}$ , mit  $p_{bs} = \pi \emptyset$ . Dies ergibt jedoch nur einen anderen nominellen Durchmesser, wenn unterschiedliche Stabdurchmesser verwendet werden. Bei nicht profilierten Flanschen muss eine sogenannte “wirksame Zugzone” definiert werden, deren Höhe gemäss [N-2] dem 2.5-fachen Randabstand des Schwerpunkts der Hauptbewehrung entspricht.

Die minimale Stahlspannung im Risselement  $\sigma_{s, min}$  resultiert somit zu

$$\sigma_{s, min} = f_{su} - 2s_m \cdot \frac{\tau_{bs2}}{\emptyset} \geq f_{sy} \quad (\text{A.12})$$

Wird für die Stahlkennlinie nach Überschreiten der Fließgrenze ein linear verfestigendes Stoffgesetz mit dem Verfestigungsmodul  $E_{sh}$  angenommen – womit recht viele Fälle angenähert werden können –, kann die minimale Stahldehnung im Risselement bestimmt werden zu

$$\varepsilon_{s, min} = \frac{f_{su} - f_{sy} - 2s_m \cdot \tau_{bs2} / \emptyset}{E_{sh}} \quad (\text{A.13})$$

Die mittlere Stahldehnung im Risselement ist damit bekannt und der Verbundkoeffizient  $\kappa_{su}$  kann berechnet werden zu

$$\kappa_{su} = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{s, max}} = \frac{1}{2} + \frac{f_{su} - f_{sy} - 2s_m \cdot \tau_{bs2} / \emptyset}{2\varepsilon_{su} E_{sh}} \quad (\text{A.14})$$

(A.14) ist in Bild A.10 für die verschiedenen Einflussparameter ausgewertet. Es zeigt sich, dass neben den Verfestigungseigenschaften vorwiegend der Stabdurchmesser und der mittlere Rissabstand von Einfluss auf den Wert des Verbundkoeffizienten  $\kappa_{su}$  sind. Die Werte gemäss [V-87] werden für Stahlsorten mit einer Verfestigung von mehr als etwa 10% bestätigt. Der Absolutbetrag der Bruchdehnung hat offensichtlich keinen Einfluss auf den Verbundkoeffizienten, sondern beeinflusst in erster Linie den Absolutbetrag der Krümmung.

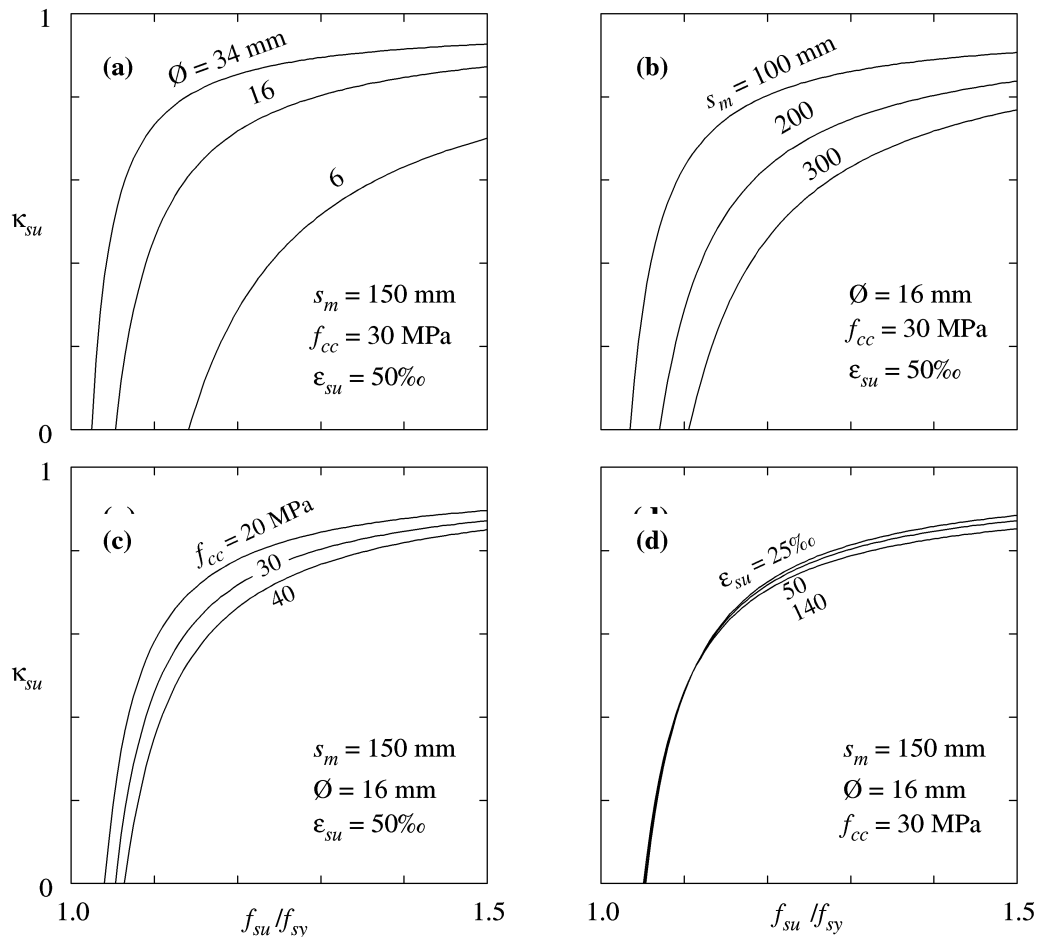


Bild A.10 Verbundkoeffizient  $\kappa_{su}$  im Bruchzustand – (a) Einfluss des Stabdurchmessers  $\varnothing$ ; (b) Einfluss des mittleren Rissabstands  $s_m$ ; (c) Einfluss der Betonzylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  und (d) Einfluss der Bruchdehnung  $\varepsilon_{su}$ . Für alle Diagramme gilt:  $f_{sy} = 500 \text{ MPa}$ ,  $E_s = 200 \text{ GPa}$ .

### Vorgespannte Versuchsträger

Die bisherigen Überlegungen können auf vorgespannte Zugglieder erweitert werden. In [D-18] wird das in [D-37] eingeführte starr-plastische Zuggurtmodell auf Zugglieder mit gemischter Bewehrung erweitert. Die Verbundspannung entlang der Spannbewehrung wird bei Überschreiten der Fließgrenze in analoger Weise wie beim Betonstahl auf die Hälfte reduziert. Der Unterschied zwischen vorgespannten und schlaffen Bewehrungseinlagen besteht in der unterschiedlichen Grösse der Verbundschubspannungen einerseits und der anderen Grösse der sogenannten Verbundradien andererseits.

Während diese für Einlagen aus Betonstahl in der Regel dem Stabdurchmesser entsprechen, sind sie für Spannstahleinlagen im Allgemeinen rein fiktiv und werden mittels eines für den Verbund wirksamen Umfangs bestimmt. Für Litzenspanngliedern kann dieser Umfang gemäss [V-104] zu

$$p_{bp} = 6(\pi - 3 + \sqrt{12n - 3}) \sqrt{\frac{A_p}{7\pi n}} \quad (\text{A.15})$$

als kleinste konvexe Hülle des Litzenbündels angenommen werden, mit  $A_p$  = Querschnittsfläche des Spannstahls und  $n$  = Anzahl der siebendrähtigen Litzen. Für  $n = 1, 7, 19, 37, \dots$  stimmt (A.15) exakt und liefert für andere  $n$  gute Näherungen. Für Paralleldrahtbündel mit  $n$  Drähten ist der Faktor 6 rechterhand in (A.15) durch 2 zu ersetzen, und der Faktor 7 im Nenner unter der Wurzel ist wegzulassen.

In der Regel erzielen vorgespannte Bewehrungseinlagen eine geringere Verbundwirkung als schlaffe Bewehrungsstäbe, wobei sich meist die Einflüsse aus einer geringeren nominellen Verbundschubspannung und eines grösseren Verbundradius' addieren. Für die nominelle – vor dem Erreichen der Fliessgrenze des Spannstahls wirksame – konstante Verbundspannung  $\tau_{bp1}$  wird in [F-62] für Litzenspannglieder der vorsichtig gewählte Wert

$$\tau_{bp1} = 4 \sqrt{f_{mw} / p_{bp}} \quad (\text{A.16})$$

vorgeschlagen, wobei  $f_{mw}$  = Würfeldruckfestigkeit des Injektionsmörtels. In den in [D-18] enthaltenen Modellrechnungen wurde von  $\tau_{bp1} = 0.75 \cdot \tau_{bs1}$  ausgegangen. In den Vergleichsrechnungen mit Versuchen – mit Litzenbündeln vorgespannte, gemischt bewehrte Zugscheiben – wurde hingegen  $\tau_{bp1} = 0.57 \cdot \tau_{bs1}$  verwendet.

Bei Spannbettvorspannung mit Litzen kann der wirksame Umfang mit (A.15) – natürlich für  $n = 1$  – bestimmt werden. Die Verbundspannung  $\tau_{bp1}$  kann mit (A.16) und der Würfeldruckfestigkeit des Betons oder den Ausführungen in Kapitel 2.4 resp. mit den anschliessenden Bemerkungen abgeschätzt werden.

In der Literatur finden sich viele teilweise semi-empirische Ansätze zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Spannstahl. Stellvertretend sei hier auf [D-21] verwiesen. In dieser Arbeit wird für Litzen von einem "Reibungsmodell" für Gebrauchs- und auch Bruchzustand ausgegangen, das zu konstanten Verbundspannungen führt, mit  $\tau_{bpu} = 0.18 \cdot f_{cwm}$ . Es bleibt allerdings der Vorbehalt, dass sich die Betrachtungen vorwiegend auf Spannungszustände auf Gebrauchsniveau beschränken.

Für Spannbettvorspannung mit Drähten kann die Verbundschubspannung in ihrer Grösse folgendermassen abgeschätzt werden: Wird die zum Erreichen der Zugfestigkeit erforderliche Verankerungslänge  $l_{pv}$  in Anlehnung an [N-10] zu  $75 \cdot \varnothing_D$  und ebenfalls ein zweistufiges, starr-plastisches Verbundgesetz gemäss [D-37] angenommen, so wei-

sen Berechnungen mit den ebenfalls gemäss [N-10] angenommenen Werten für Fließgrenzen und Zugfestigkeiten sowie minimal vorauszusetzende Betonfestigkeiten darauf hin, dass sich die Verbundspannungen höchstens in der gleichen Grössenordnung wie für Betonstahl bewegen, demnach  $\tau_{bp1,D} \approx \tau_{bs1}$  gemäss (A.11). Der für Verbund wirksame Umfang entspricht selbstverständlich dem Drahtumfang.

[D-21] ist eine der wenigen Arbeiten, in der auch auf Spannbettvorspannung mit Drähten eingegangen wird. Dort kommt ein sogenanntes “Verbundmodell” zur Anwendung, dass für den Gebrauchszustand von einer annähernd linearen Zunahme der Verbundschubspannungen über die Verankerungslänge ausgeht. Im Bruchzustand kann wie für Litzen eine konstante Verbundschubspannung angenommen werden, mit  $\tau_{bpu} = 0.12 \cdot f_{cwm}$ .

### Besonderheiten bei gemischt bewehrten Zuggurten

Das Problem bei gemischt bewehrten Zuggliedern ist die Aufteilung der Kräfte auf die einzelnen Bewehrungen. Neben der Einhaltung des Gleichgewichts im Riss muss die Verträglichkeitsbedingung am Risselement eingehalten werden, d.h. dass beide Bewehrungseinlagen die gleiche mittlere Dehnung haben resp. dass beide Bewehrungseinlagen in den Rissquerschnitten einen gleich grossen, maximalen Schlupf aufweisen:  $\varepsilon_{sm} = \Delta\varepsilon_{pm} = \varepsilon_{pm} - \varepsilon_{p,dec}$ .

Wird vorausgesetzt, dass die erst versagende Stahleinlage des Zugglieds bekannt ist und aufgrund dieser die mittlere Dehnung im Risselement berechnet wird, können in gleicher Weise zu den oben hergeleiteten Beziehungen die minimalen Spannungen resp. Spannungszuwachse in den anderen Stahleinlagen in Abhängigkeit der Spannungen im Riss bestimmt werden. Die nominellen Verbundspannungen  $\tau_{bs \text{ resp. } p}$  sind dabei auf die nominellen Stabdurchmesser  $\varnothing_{s \text{ resp. } p} = 4 \cdot A_{s \text{ resp. } p} / p_{s \text{ resp. } p}$  – als Verhältnis der Querschnittsfläche zum wirksamen Verbundumfang – zu beziehen. Unter Voraussetzung bekannter Stahlkennlinien können damit die Dehnungen im Risselement bestimmt werden. Mithilfe der Gleichgewichtsbeziehungen und unter der vereinfachenden Annahme, die Betonrandstauchung entlang des Risselements sei konstant –  $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{c,max}$  –, können dann der verbleibende Biege widerstand und die mittlere Krümmung im Risselement bestimmt werden. Diese Berechnungen können kaum mehr mit einem Analyseprogramm erfolgen, und sie werden iterativ, wenn verschiedene Bewehrungslagen berücksichtigt werden sollen.

### Entfestigungscharakteristik bei Betonversagen

Wird der Bruch durch das Erreichen der Betonfestigkeit in der Druckzone eingeleitet, kann die Entfestigungscharakteristik ebenfalls näherungsweise bestimmt werden. Wie in [D-37] gezeigt, benötigt man dazu die auf ein Volumenelement bezogene Bruchenergie des Betons. Diese kann für eine bestimmte Betonmischung als näherungsweise konstant vorausgesetzt werden und liegt in der Grössenordnung von 60...120 kJ/m<sup>3</sup>. Die

Länge der Bruchzone kann gemäss [D-32] zu etwa der vierfachen Betondruckzonenhöhe angenommen werden.

Solche Versagen werden oft bereits durch kleinere Abplatzungen in der Druckzone angekündigt und sind somit weniger überraschend. Ist die Druckzone zusätzlich eng umschnürt, werden Festigkeit und Bruchdehnung deutlich gesteigert. In der Bruchzone kann also mehr Energie dissipiert werden und die Entlastung erfolgt weniger schlagartig. Zudem kann sich oft auch nach Versagen von grösseren Teilen der Druckzone ein neuer Gleichgewichtszustand einstellen. Für vertieftere Betrachtungen bei einem massgebenden Betondruckversagen wird auf die beiden zitierten Arbeiten verwiesen.

#### A.4.2 Bodenanker und Pressen

Wo nicht anders vermerkt, beziehen sich die folgenden Hinweise für Bodenanker auf [N-13].

##### Bemessung

Die benötigte Anzahl  $n$  von Bodenankern (und zugehörigen Pressen) kann aufgrund der mit oberen Grenzwerten der Materialfestigkeiten bestimmten Biegetraglast  $Q_u$  der gewählten Belastungsanordnung festgelegt werden, Abschnitt A.3. Dabei sollten handelsübliche Stab- und Litzanker verwendet werden, da mit diesen Produkten genügend und gute Erfahrungen bestehen. Üblicherweise kann vom Widerstand des Spannstahlquerschnitts – dem inneren Widerstand der Bodenanker – ausgegangen werden, da dieser in der Regel kleiner als der äussere Widerstand ist. Der Prüfwert der rechnerischen Zugfestigkeit  $f_{tk}$  – der einer 5%-Fraktilen entspricht – sollte dabei maximal zu 75% ausgenützt werden,

$$n \cdot P_i = n \cdot 0.75 \cdot P_{tk} \geq Q_u \quad . \quad (A.17)$$

Zur Kontrolle der Tragfähigkeit der Bodenanker ist nach dem Injizieren als absolut minimale Prüfung eine einfache Spannprobe durchzuführen; die Prüfkraft bei solchen Kontrollen beträgt üblicherweise  $P_p = 0.75 \cdot P_{tk}$ , und entspricht damit dem Bemessungswert des Tragwiderstands auf Zug. Liegen keine Versuchsergebnisse von vergleichbaren Ankern in vergleichbaren Baugrundverhältnissen vor, sollten vorgängig Versuchsanker angeordnet und geprüft werden. Werden die Bodenanker vorgespannt, z. Bsp. in einer Anwendung gemäss Bild A.4, ist die Festsetzkraft  $P_0$  so zu wählen, dass sich die Ankerkraft  $P$  während der ganzen Verwendungszeit bei  $(0.3 \dots 0.7) \cdot P_{tk}$  bewegt.

Die gesamte Ankerlänge  $l_{tot}$  kann in ihrer Grössenordnung abgeschätzt werden, indem ein unter dem aktiven Bruchwinkel  $\alpha_a$  des Baugrunds begrenzter Ausbruchkegel betrachtet wird, der mit seinem Gewicht  $G$  eine globale,  $\gamma$ -fache Sicherheit gegen Ausreissen gewährleistet. Allfällige Gruppenwirkungen sollten berücksichtigt werden, vgl. auch Bild A.11 (a) und (b). Als angreifende Kraft kann die Prüfkraft  $P_p$  angesetzt werden. Der globale Sicherheitsbeiwert kann  $\gamma_{gl} = 2$  gesetzt werden. Selbstverständlich

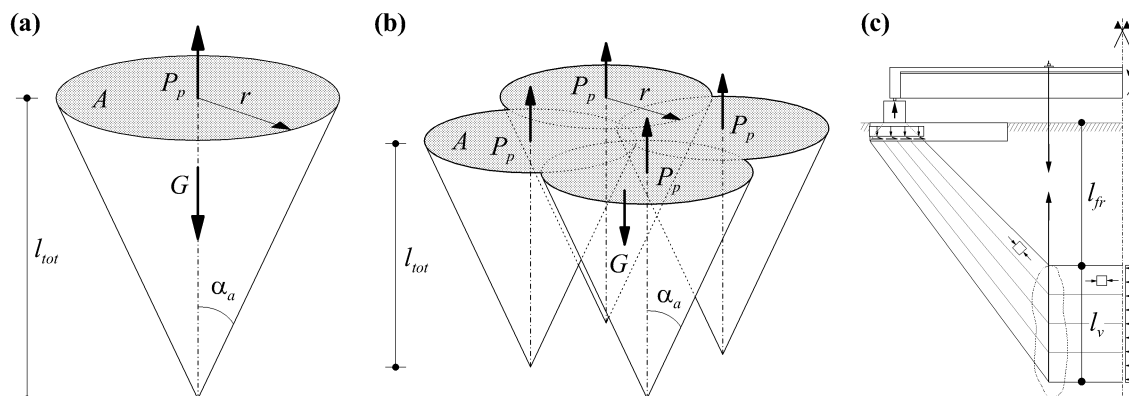


Bild A.11 Abschätzung der gesamten Ankerlänge  $l_{tot}$  – (a) für Einzelanker; (b) bei Gruppenwirkung und (c) Abschätzung der minimal erforderlichen freien Ankerlänge  $l_{fr}$ .

könnten auch andere, verfeinerte Bemessungskonzepte zur Anwendung kommen; da es jedoch lediglich um eine Abschätzung der Grössenordnung gehen kann, scheint das Konzept des globalen Sicherheitsbeiwerts gerechtfertigt. Zudem sind die benötigten, geotechnischen Kennwerte meist auch nur in ihrer Grössenordnung bekannt.

Die minimale freie Ankerlänge  $l_{fr}$  muss in der Ausschreibung in der Regel angegeben werden. Sie kann unter Annahme eines Ausbreitungswinkels – z. Bsp.  $45^\circ$  – für die Kräfte im Baugrund ebenfalls abgeschätzt werden, vgl. Bild A.11 (c); sie sollte in der Regel 7 m nicht unterschreiten. Die Verankerungslänge  $l_v$  muss an sich durch Ankerversuche ermittelt werden. In der Ausschreibung wird sie üblicherweise aufgrund von Erfahrungswerten oder bereits ausgeführten, vergleichbaren Versuchen festgelegt. Oft wird die Festlegung auch der Erfahrung der Bohrfirma überlassen und in der Ausschreibung lediglich das Einhalten der Prüfkraft  $P_p$  gefordert.

Als maximale Beanspruchung der Anker während des Versuchs sollte die Prüfkraft  $P_p$  eingehalten werden. Werden die Anker wie in einem Feldversuch nur einmal verwendet, können sie allenfalls auch höher belastet werden. Aus Sicherheitsgründen sollte die rechnerische Fließlast der Anker  $P_y$  – die bei Stabankern wohlgermerkt lediglich etwa 5% höher als die Prüflast  $P_p$  liegt – maximal zu etwa 95% ausgenutzt werden. Zudem müssen die Kriechbewegungen des Ankers genau beobachtet werden, damit die Belastung frühzeitig abgebrochen werden kann. Es ist auch hier nicht zu vergessen, dass in der Regel mit sehr grossen Kräften und gespeicherten Energien umgegangen werden muss.

Zuletzt sei darauf hingewiesen, dass solche Bodenanker auf die Aufnahme von Zugkräften ausgelegt sind und daher Zwängungen, die zu Biegebeanspruchungen der Anker führen können, vermieden werden sollten. In dieser Hinsicht sind die Längsdeformationen des zu prüfenden Tragwerks bis zum Bruch nicht zu unterschätzen, vgl. auch Bild A.12. Stabanker dürften in diesem Zusammenhang empfindlicher sein als Litzanker.

## **Korrosionsschutz**

Je nach Dauer der Verwendung müssen andere Anforderungen an der Korrosionsschutz der Anker gestellt werden. Dabei muss zwischen permanenten und temporären Ankern unterschieden werden. Die Abgrenzung der beiden Klassen kann in der Regel bei einer Einsatzdauer von 2 Jahren gemacht werden.

Werden die Bodenanker bei Feldversuchen oder bei laborähnlichen Versuchen vor Ort verwendet, kann demnach kein oder nur ein beschränkter Korrosionsschutz gefordert werden. Die Anker dürfen dann jedoch nicht länger als ein ½ Jahr im Baugrund sein. Bei anderen Anwendungen wie z. Bsp. permanenten Aussen-Belastungsständen muss ein umfassender Korrosionsschutz verlangt werden. Je nach Standort, können die Bodenanker in Schächten versetzt werden, damit die Nutzung des Standorts ausserhalb der Durchführung von Bruchversuchen weniger beeinträchtigt wird.

Zur Prüfung des Korrosionsschutzes ist es sinnvoll, wenn für die eingebauten Anker eine elektrische Widerstandsmessung verlangt wird. Überprüfungen an 180 Einstabanker haben gezeigt, dass diese die Anforderungen an Tragfähigkeit und Korrosionsschutz auch nach Jahren problemlos erfüllen können [F-59]. In dieser Publikation wird auch gezeigt, dass Stabanker gegenüber Litzenankern vorwiegend Vorteile – vor allem in Bezug auf Dauerhaftigkeit und Zugänglichkeit bei langfristiger Anwendung – aufweisen. Die Nachteile liegen neben dem aufwendigeren Transport und Einbau vor allem bei den vergleichsweise geringeren aufnehmbaren Kräften.

## **Abstimmung der Pressenkapazitäten**

Greifen die Pressen zur Belastung des Versuchsträgers direkt an den Bodenankern an – vgl. auch Bild A.3 und Bild A.6 –, sollten sie in ihrer Kapazität so abgestimmt werden, dass sie die Anker nicht überbeanspruchen können.

Wird eine Ausbildung der Belastungsvorrichtung in analoger Weise wie in Bild A.4 gewählt, müssen die Kräfte in den vorgespannten Bodenankern unbedingt überwacht werden. Üblicherweise bieten die Ankerhersteller bereits Ausführungen der Ankerköpfe mit Druckmessdosen oder elektrischen Kraftaufnehmern an.

### **A.4.3 Verteilträger**

#### **Form**

Die Ausbildungsform solcher Elemente wird oft durch geometrische Kriterien vorgegeben. So muss der Querschnitt z. Bsp. so ausgebildet werden, dass die Ankerstangen zentrisch angreifen können; daher werden solche Träger oft aus Stahlprofilen, z. Bsp. U- oder Rechteckprofilen, zusammengesetzt. Dies erleichtert zudem Transport und Montage. Die folgenden Hinweise beschränken sich vorwiegend auf Profile aus Stahl.

Die Stahlteile sollten, wie auch bei anderen Anwendungen üblich, mit einem Korrosionsschutz versehen werden.

### Bemessung

In der Bemessung soll gelten, dass die Profile unter maximaler Beanspruchung elastisch bleiben. Die Belastungen des Verteilträgers sind sehr genau bekannt, und deshalb kann hier das Konzept der zulässigen Spannungen gewählt werden.

Als Einwirkungen können beispielsweise die Bruchlasten  $P_{tk}$  der Anker eingesetzt werden. Eigengewichte und weitere Begleiteinwirkungen sollten auch mit genügender Genauigkeit abgeschätzt werden können, falls sie überhaupt berücksichtigt werden müssen. Bei der Bestimmung des benötigten Widerstands kann in der massgebenden Faser des Querschnitts jeweils gerade die Fließspannung zugelassen werden. In der Bemessung des Verteilprofils sollten auch mögliche schiefe Beanspruchungen nicht vernachlässigt werden, vgl. Bild A.12. Die Tragwerksverformungen müssen dabei geschätzt werden.

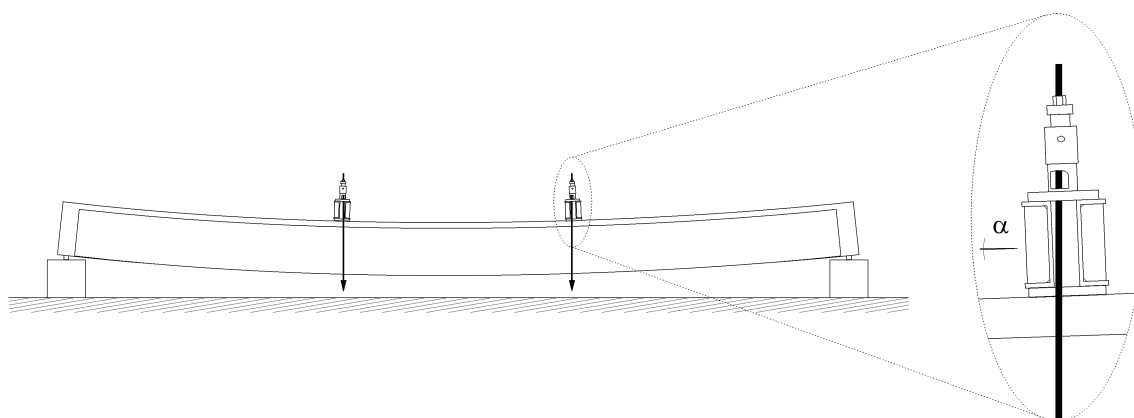


Bild A.12 Einfluss der Tragwerksverformung auf die Bemessung von Verteilträgern.

Für weitere Nachweise wie Kräfteinleitungen, Stabilität einzelner Tragelemente und Verbindungsmittel sei auf die einschlägigen Normen – z. Bsp. [N-6] – verwiesen. In der Regel werden solche Nachweise mit plastischen Widerständen geführt. Um in diesen Fällen das Bemessungskonzept der Teilsicherheitsfaktoren [N-5] anwenden zu können, können die Ankerkräfte als Leiteinwirkungen bereits auf Dimensionierungsniveau wirkend angenommen werden, da ihre Modellierung gering vereinfacht ist und sie wenig streuen. Lastfaktoren grösser als 1 können allenfalls bei den Begleiteinwirkungen wie den Eigenlasten verwendet werden. Im Sinne von [N-14] können dabei gegenüber der regulären Bemessung reduzierte Lastfaktoren berücksichtigt werden.



#### **A.4.4 Lasteinleitungen und Lager**

Die Abmessungen von Lasteinleitungsplatten, wie sie z. Bsp. zur zentrischen Einleitung von Kräften über Trägerstegen erforderlich sind, können ebenfalls gemäss den einschlägigen Normen bemessen werden, z. Bsp. [N-10]. Oft dürften jedoch konstruktive Kriterien massgebend werden.

Müssen neue Lager hergestellt und bemessen werden, kann dies mit entsprechenden Firmendokumentationen oder gemäss [N-6] erfolgen. Meist werden dabei Gebrauchstauglichkeitskriterien, wie z. Bsp. genügend kleine Reibungsbeiwerte, massgebend. Für Nachweise der Tragsicherheit können zumindest die Ankerbruchkräfte ebenfalls als bereits auf Dimensionierungsniveau wirksam angenommen werden, vgl. oben.

Insbesondere bei grossen Versuchsträgern dürfen die Horizontalverschiebungen in den Lagern nicht unterschätzt werden. Die grossen Verschiebungen beruhen in erster Linie darauf, dass die Versuchsträger an der Unterkante gelagert werden, vgl. hierzu auch die theoretischen Ausführungen in [F-61]. Durch die Querschnittsverdrehung können sich bei hohen Trägern beachtliche Verschiebewege einstellen; durch das Reißen des Versuchsträgers wandert die Rotationsachse noch weiter nach oben im Querschnitt und verschärft diesen Effekt zusätzlich. Eine andere Erklärung mit dem selben Ergebnis ist die Berücksichtigung der Verlängerung der Stabachse bei gerissenen Trägern und der Annahme der Rotationsachse für den Verschiebeweg im Auflager im Schwerpunkt des Betonquerschnitts. Dabei muss betont werden, dass die Sehnenverkürzung infolge der Durchbiegung in der Regel vernachlässigbar klein ist; die Richtung der Verschiebung im Lager ist in der Regel weg vom Träger. Als Grössenordnung können etwa die folgenden Angaben dienen [V-129]: in einem Vier-Punkte-Biegeversuch wurden bei einem Träger von knapp 1.5 m Höhe, einer Spannweite von etwa 21 m und einer Mittendurchbiegung von etwa 625 mm bei Erreichen der Maximallast eine maximale horizontale Auslenkung von etwa 140 mm, also etwa ein Fünftel der Mittendurchbiegung, festgestellt. In einem Drei-Punkte-Biegeversuch mit stark asymmetrischer Anordnung der Last – etwa im Fünftelpunkt – wurde am entfernteren Ende eine Lagerverschiebung von ca. 65 mm bei einer Durchbiegung unter der Last von etwa 160 mm gemessen, also sogar 40% der Maximaldurchbiegung.

#### **A.4.5 Weitere Bauteile**

Bei Belastungsständen vor Ort oder permanenten Aussen-Belastungsständen – Bild A.5 und Bild A.6 – werden meist noch weitere Bauteile wie Auflagerblöcke, Fundamente u. dgl. mehr benötigt. Zu den wichtigsten sollen hier noch einige Hinweise gegeben werden.

##### **Auflagerblöcke**

Auflagerblöcke müssen die Reaktionen in der Regel in sehr konzentrierter Form aufnehmen, da die Auflagerplatten vergleichsweise geringe Abmessungen haben. Zusätz-

lich werden oft Gewichtsbeschränkungen massgebend für die Formgebung der Blöcke, und die Anforderungen an die Ausführung werden damit recht hoch. In der Regel werden solche Elemente recht gedungen ausfallen, und üblicherweise wohl auch in Beton ausgeführt werden. Sind eine grössere Anzahl erforderlich oder werden hohe Anforderungen an die Ausführung gestellt, ist es oft sinnvoll, die Auflagerblöcke als vorgefertigte Elemente auszuschreiben.

Die Bemessung wird in der Regel mit Modellen für Scheiben – Spannungsfelder, Fachwerk- oder ähnliche Modelle – geführt, und kann sich vorwiegend auf das Einhalten der Tragsicherheit beschränken. Die Gesamthöhe solcher Elemente richtet sich einerseits nach der erforderlichen statischen Höhe, die nach einschlägiger Literatur, z. Bsp. [V-87], abgeschätzt werden kann, und andererseits nach geometrischen Kriterien, so z. Bsp. dass die Gesamthöhe des Auflagerblocks die Durchbiegung des Versuchsträgers bei Bruch nicht behindert, vgl. auch Bild A.12. Die Ergebnisse aus [V-129] zeigen, dass sich Durchbiegungen bei Bruch bis etwa 1/30 der Spannweite ergeben können. Auch wenn dieser Wert recht hoch sein dürfte, ist er ausdrücklich als Richtwert zu verstehen.

Als Bemessungskonzept kann ebenfalls das Konzept der Teilsicherheitsfaktoren verwendet werden. Als Leiteinwirkung können wiederum die Ankerbruchkräfte  $P_{tk}$  bereits auf Dimensionierungsniveau betrachtet werden. Die ständigen Lasten des Versuchskörpers sollten mit einem leicht höheren Lastfaktor – beispielsweise  $\gamma_{st} = 1.15$  gemäss [N-14] – berücksichtigt werden, da sie je nach Ausführung und Durchbildung der Versuchsträger etwas streuen können. Beim Entwurf eines Belastungsstands müssen sie anhand von ausgeführten Tragwerken mit vergleichbaren Abmessungen geschätzt werden. Die Bemessung von solchen Auflagerelementen kann in der Regel recht pragmatisch vonstatten gehen, da die Einsparungen bei maximaler Ausnützung klein sein dürften.

## **Fundamentplatten**

Die Fundation eines Belastungsstands richtet sich einerseits nach der gewünschten Flexibilität des Stands und andererseits natürlich nach den geotechnischen Verhältnissen. Die wichtigsten Zielgrössen sind sicher, ob eine Tiefenfundation erforderlich ist sowie die Grösse der Fundamentplatten resp. der Pfahlbankette. Diese können aufgrund gängiger Modelle in der Geotechnik resp. des Massivbaus bestimmt werden; sämtliche Fälle zu bewerten sprengt den Rahmen dieser Arbeit.

Zur Abschätzung der Abmessungen einer Fundamentplatte im Grundriss kann die rein geometrische Bedingung herbeigezogen werden, dass die klaffende Fuge bei exzentrischer Belastung nicht grösser als die Hälfte der entsprechenden Länge werden soll. Zur Abschätzung der Tragfähigkeit ist auch die Annahme einer zulässigen Bodenpressung nützlich, auch wenn diese Grösse in der Sprache der Geotechniker zu recht eine fragwürdige Annahme ist. Als Richtwert auf Gebrauchsniveau gilt ungefähr  $\sigma_{adm} = -50...-250...-600$  kPa; dieser kann aber durchaus höher liegen. Diese zulässige Bodenpressung für statischen Grundbruch kann bei bekannten bodenmechanischen

Kennwerten mit der allgemeinen resp. erweiterten Tragfähigkeitsformel “genauer” – im Rahmen der Streuung der Kennwerte – bestimmt werden. In der Regel wird in der Bemessung der Fundation das Konzept des globalen Sicherheitsbeiwerts verwendet, mit  $\gamma_{gl} > 2$ . Dabei sind insbesondere bezüglich des Fundaments exzentrische Lastangriffe zu berücksichtigen, d.h. solchermaßen reduzierte Lastangriffsflächen zu verwenden, dass die Resultierende im Schwerpunkt der reduzierten Fläche angreift. Selbstverständlich sollten auch die Setzungen und Setzungsdifferenzen überprüft werden.

Die Dicke der Fundamentplatte wird sich in der Regel nach der Mächtigkeit der Deckschicht resp. der Frosttiefe richten können. Als weiteres Kriterium dient die Bemessung der Platte für Querkräfte; in der Regel wird die Dicke so gewählt, dass keine Schubbewehrung erforderlich ist. Bei Pfahlbanketten ist in erster Linie die verteilende Wirkung auf die Pfähle zu gewährleisten, und damit können konstruktive Kriterien angewendet werden. Schubbewehrungen sollten nach Möglichkeit auch hier vermieden werden.

Die Bemessung der Fundamentplatten kann sich nach einschlägigen Normen – z. Bsp. [N-10] – richten und wird oft in der Bemessung eines Einzelfundaments münden. Dabei sind Nachweise für Biegung und Schub sowie das Durchstanzen des Auflagerblocks zu führen. Für die Biegegewiderstände können dabei die für den Durchstanznachweis minimal erforderlichen Biegebewehrungen massgebend werden. Die Bemessung wird in der Regel mit dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgen. Dabei kann in analoger Weise wie für Auflagerblöcke verfahren werden.

## **A.5 Messungen**

### **A.5.1 Art und Umfang**

Die Messungen, die in einem Versuch angeordnet werden, sind spezifisch von der Fragestellung abhängig. So wird in einem Bruchversuch zur Erforschung des Rotationsvermögens von Stirnplattenverbindungen kaum dasselbe gemessen werden, wie in einem Versuch zum Schubtragverhalten von Stahlbetonträgern. Es stellt sich immer die Frage nach der zu messenden Grösse, der Notwendigkeit resp. der Aussagekraft dieser Messung und nach der Art der Messung: was, warum und wie?

In der Art der Messung ist zu unterscheiden zwischen permanenten und periodischen Messungen. Permanente Messungen werden mittels fest verdrahteter Messaufnehmer getätigt, die einen recht hohen Aufwand für die Verkabelung bedingen. Periodische Messungen bedingen in der Regel einen weniger hohen Vorbereitungsaufwand für das Setzen der Messmarken, dafür einen höheren Aufwand für die Durchführung der Mes-

sungen. In dieser Hinsicht muss beim Entscheid zwischen permanenter oder periodischer Messung zwischen zeitlicher und räumlicher Häufigkeit gewählt werden.

Je nach Ausmass der Versuchskörper ist auch der Gesamtumfang der Messungen zu beschränken; als weitere Randbedingung sind in diesem Zusammenhang gerade bei Feldversuchen die zur Verfügung stehenden Zeitfenster zu beachten. An einem kleinformatigen Versuchsträger, der im Labor geprüft wird, können verhältnismässig mehr Messungen über einen vergleichsweise längeren, von der Jahreszeit unabhängigen Zeitraum ausgeführt werden als bei einem Feldversuch vor Ort. Der Vorbereitungsaufwand für die Messungen unter der Voraussetzung von etwa gleichbleibender Aussagekraft nimmt mit der Grösse des Versuchskörpers natürlich zu.

### **A.5.2 Fest verdrahtete Messungen**

Fest verdrahtete Messungen liefern Informationen zu ausgewählten Messgrössen. Die möglichen Messgrössen decken ein sehr breites Spektrum ab: Kräfte, Öldrücke, Dehnungen, Verzerrungen, Durchbiegungen, Verschiebungen, Rotationen, Beschleunigungen und Geschwindigkeiten. Dazu kommen direkt während des Versuchs aus den gemessenen Werten abgeleitete Grössen wie Krümmungen, Dehnungen, Drehzahlen etc.

#### **Kräfte- und andere Messungen mit Dehnmessstreifen (DMS)**

Kräfte werden mittels Öldruck resp. Flüssigkeitsdruckgebern und der Berücksichtigung der zugehörigen Pressenkennlinie oder mittels Kraftmessdosen gemessen. Zu betonen ist, dass nur Dehnungen resp. Stauchungen gemessen werden können; Spannungen sind nur im Falle von Hydraulikdruck messbar.

Bei statisch unbestimmten Systemen sollte darauf geachtet werden, dass genügend Kräfte zur Bestimmung der Schnittkräfte gemessen werden. Ist dies aufgrund des Systems nicht möglich, können näherungsweise Bestimmungen anhand von Vergleichsrechnungen vorgenommen werden, vgl. auch Abschnitt A.7.1. Etwas wirklichkeitsnäher ist die Messung von Auflagerreaktionen am bestehenden Tragwerk, vgl. z. Bsp. [V-101].

Kraftmessdosen sind in der Regel mit Dehnmessstreifen ausgestattet. Bei Zugkräften wird meist direkt die Dehnung eines entsprechenden Zuelements gemessen; bei Druckkräften geschieht die Messung oft indirekt über die Verformung eines Torsionsrings. Kraftmessdosen sind meist etwas genauer als Flüssigkeitsdruckgeber. Die erforderliche Genauigkeit hängt jedoch von der im Versuch zu erwartenden Maximalkraft ab. Die Kraftmessdosen sollten geeicht werden, da sie ein nicht-lineares Verhalten aufweisen können. Die Linearitätsabweichungen sind in der Regel kleiner als  $\pm 1\%$ .

Dehnmessstreifen können auch auf Oberflächen von Versuchskörpern angebracht werden. In Aussenanwendungen und auf Betonoberflächen haben sie sich weniger bewährt, da sie einerseits sehr stark temperaturabhängig sind und andererseits oft bereits

lange vor Erreichen der Höchstlast ausfallen. Bei der Anwendung auf Stahl liefern sie hingegen bis zu hohen Beanspruchungen gute Ergebnisse.

### **Messungen mit induktiven Messaufnehmern**

Für alle anderen fest verdrahteten Messungen kommen in der Regel induktive Messaufnehmer zur Anwendung. Wegen des relativ grossen Aufwands für die Vorbereitung wird die Anzahl fest verdrahteter Messungen in der Regel beschränkt. Diese Messaufnehmer ergeben zwar kontinuierliche, jedoch räumlich beschränkte Messwerte und liefern somit Ergebnisse im Sinne eines Überblicks. Sie dienen zudem der Versuchsüberwachung, da ausgewählte Grössen während des Versuchs online zur Verfügung stehen.

Induktive Wegaufnehmer haben sehr unterschiedlich grosse Messbereiche und -genauigkeiten. Die Messbereiche reichen von wenigen Millimetern bis zu mehreren Dezimetern, die Messgenauigkeit beträgt minimal etwa 1% des Messbereichs. In der Regel gilt: Je grösser der Messbereich, desto kleiner ist die (absolute) Genauigkeit. In diesem Sinne ist es von Vorteil, wenn die Messaufnehmer vor dem Versuch geeicht werden. Damit sind auch allfällige Nichtlinearitäten bekannt. Mit induktiven Wegaufnehmern werden allgemein Verschiebungen gemessen: Durchbiegungen, (Lager-)Verschiebungen, Verlängerungen von Zugzonen, Verkürzungen von Druckzonen, aufsummierte Schiebungen, Schlüpf etc. Gerade bei aufsummierten Dehnungen sind die Basislängen der Wegaufnehmer und deren Anordnung am Tragwerk aufgrund plausibler Überlegungen zu wählen.

Induktive Absolutbeschleunigungsaufnehmer können neben ihrem eigentlichen Einsatzzweck zur Messung von Rotationen benützt werden, indem sie die Erdbeschleunigung messen. Dabei ist beachten, dass mit dem Aufnehmer der Sinus der Beschleunigung gemessen wird. Die Winkeländerungen dürften in den meisten Fällen eher klein sein; daher müssen die Messaufnehmer so angeordnet werden, dass sie im Bereich des Nullpunkts der Sinuskurve operieren, da dort die Änderung des Sinus' wesentlich ausgeprägter ist als im Bereich von  $\pi/2$ , und somit auch kleine Winkel- resp. Beschleunigungsänderungen erfasst werden können.

### **A.5.3 Manuelle Messungen**

Mit manuellen Messungen können Informationen über den Verformungszustand gewonnen werden. Sie lassen problemlos flächige oder auch bedingt räumliche Aufnahmen zu, bedingen hingegen einige Zeit zur Durchführung. Manuelle Messungen haben gerade für Verschiebungen und Verzerrungen eine wesentlich grössere Aussagekraft als kontinuierliche Messungen, da mit dem selben Vorbereitungsaufwand wesentlich mehr Messstrecken realisiert werden können. Als Messgrössen kommen nur Verschiebungen im weiteren Sinne in Frage: Durchbiegungen, Verschiebungen, Oberflächenverzerrungen, Schlüpf.

## Deformeternetze

Bei der Messung von Oberflächenverzerrungen – die eine verfeinerte Aussage über den Verformungszustand eines Tragwerks zulassen – kommen meist sogenannte Deformeter (“Setzdehnungsmessgeräte”) zur Anwendung. Dabei wird die Verschiebung über eine bestimmte Basislänge mittels eines induktiven Wegaufnehmers gemessen, dessen Messbereich auf die Basislänge und die zu erwartenden Verformungen abgestimmt ist. Die Deformeter sind damit wesentlich bedienungsfreundlicher und zuverlässiger geworden als zu Beginn ihrer Entwicklung, als diese Geräte mit mechanischen Messuhren funktionierten [F-42], [F-68]. Mittlerweile werden Deformeter mit Funkübertragung für grosse Übermittlungsdistanzen eingesetzt [V-101]. Die Basislängen von Deformetern reichen von einigen Dutzend Millimetern bis zu mehreren Metern.

Bei der Ausbildung der Messnetze sind der Fantasie praktisch keine Grenzen gesetzt, Bild A.13. Sinnvoll sind Messnetze mit einer regelmässigen Struktur, damit weniger Deformeter mit unterschiedlichen Basislängen eingesetzt werden müssen. Oft werden die Längsdehnungen auf bestimmten Querschnittshöhen über weite Strecken des Tragwerks aufgenommen. In Bereichen, in den auch grosse Schiebungen zu erwarten sind oder das Tragverhalten genauer interessiert resp. unklar ist, werden flächige Messnetze angeordnet. Längsmessungen können in solchen Bereichen verfeinert werden, oder es werden unabhängige Messnetze überlagert. Solche Messnetze sollten auch etwas über die theoretisch stark beanspruchten Bereiche hinaus geführt werden, vgl. Bild A.13 (c).

Oft werden rechteckige Messnetze verwendet; trianguläre Ausbildungen haben sich insbesondere bei Messnetzen für grosse Flächen bewährt, da sie die Anzahl der Messungen massiv reduzieren und zudem den Vorteil haben, dass überall dasselbe Deformeter verwendet werden kann. Wie die Beispiele in Bild A.13 zeigen, wird die Anzahl der Messungen schnell recht gross und die Dauer für eine Messung entsprechend lang.

Die Basislängen der einzusetzenden Deformeter festzulegen, bedingt verschiedene Überlegungen. Für eine genügend hohe Aussagekraft der Messungen in einem bestimmten Bereich wäre eigentlich wie bei FE-Rechnungen ein Minimum in der Anzahl Messstrecken nicht zu unterschreiten. Hier kommen jedoch vorwiegend andere Kriterien zur Anwendung. Bei grossflächigen Versuchskörpern wird oft die Dauer der Messung das ausschlaggebende Kriterium. Anzustreben ist eine maximale Dauer von etwa 1 h, die obere Grenze dürfte bei etwa 2½ h pro Messsatz liegen. Je nach Ausdehnung, Zugänglichkeit und Übersichtlichkeit des Messnetzes sowie Übung des Ausführenden können im Mittel 400...500 Messungen/h durchgeführt werden. Extremalwerte dürften etwa bei 300 resp. 750 Messungen/h liegen. Die Messfrequenz nimmt mit fortschreitendem Versuchsverlauf infolge der zunehmenden Übung üblicherweise zu.

Bei freien Steghöhen erscheinen 2-3 Messstrecken über die Höhe sinnvoll [V-100], [V-101], [V-123]. In Längsrichtung sollten die Basislängen so gewählt werden, dass pro Messstrecke die Messung eines zu erwartenden Risses gewährleistet wird. Die Mess-

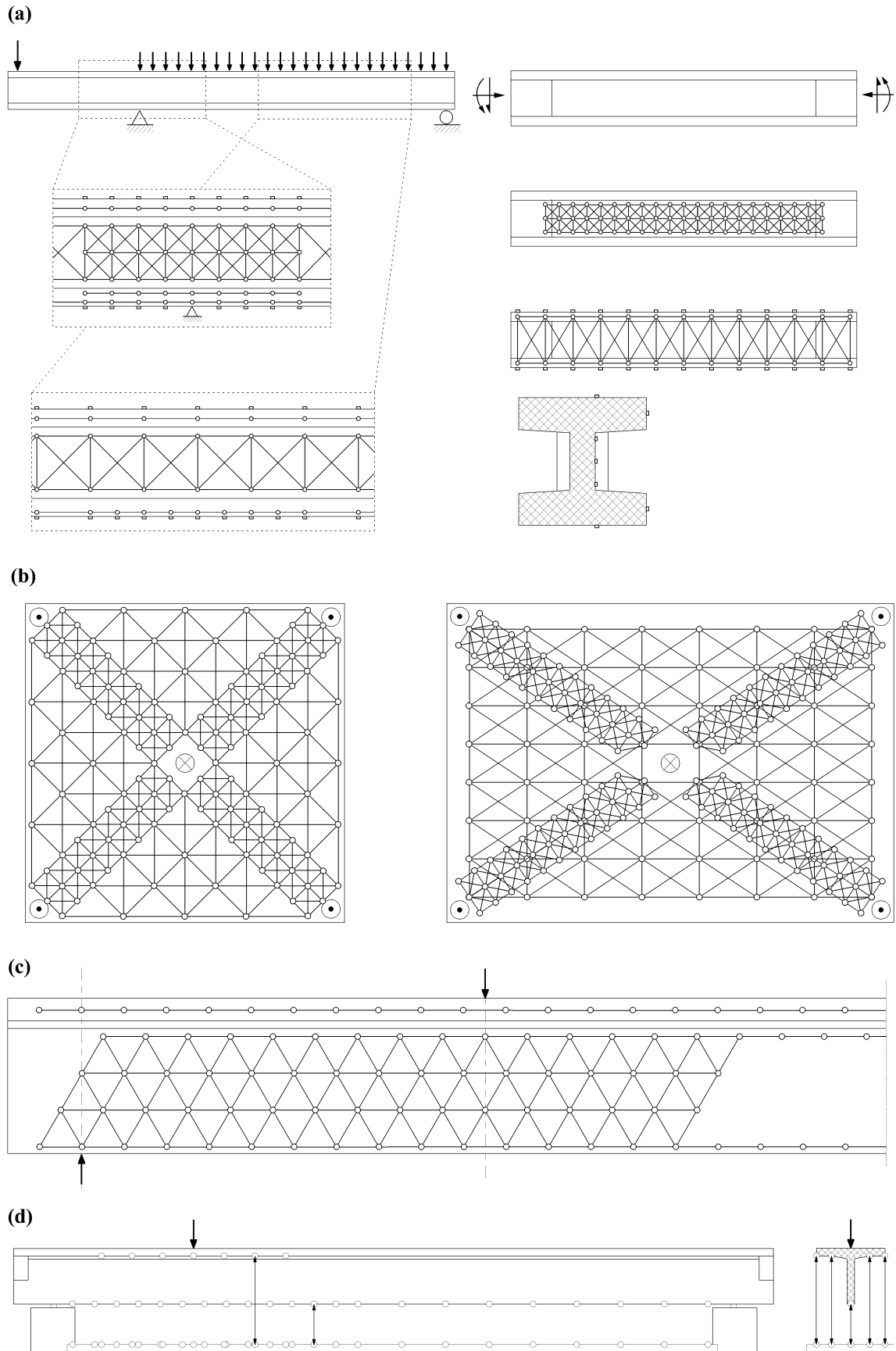


Bild A.13 Beispiele für Deformernetze – (a) quadratische Messnetze [V-100], [V-119]; (b) Messnetze mit Verfeinerungen in stark beanspruchten Bereichen für Platten [V-107]; (c) trianguläres Messnetz in einem stark beanspruchten Stegbereich [V-129] und (d) Durchbiegungsmessung über die Trägerlänge und flächigere Aufnahme an der Flanschunterseite [V-93].

längen sollten daher den Bügelabstand nicht unterschreiten; dies ist jedoch als weiches Kriterium zu werten. Massgebend wird eher die vorgängige Schätzung eines mittleren Rissabstands, z. Bsp. mit (A.10). Aufgrund der Handhabbarkeit und der Ausführbarkeit des Deformeters ist eine minimale Basislänge von etwa 50 mm einzuhalten. Die Messgenauigkeit der eingebauten Wegaufnehmer wird dafür nicht massgebend.

### **Durchbiegungen**

Durchbiegungen können in gleicher Weise mit Deformetern aufgenommen werden, vgl. auch Bild A.13 (d). Natürlich ist dazu ein Bezugshorizont nötig, um eine Aussage über die Absolutverschiebungen des Tragwerks treffen zu können. Aufgrund der Handhabbarkeit eines solchen Durchbiegungsstabs sind einer solchen Anwendung jedoch schnell einmal Grenzen gesetzt. Bei Feldversuchen ist die Anwendung meist schon gar nicht möglich, da die Tragwerke in der Regel über ein Hindernis führen und es damit schwierig, wenn nicht unmöglich wird, einen Bezugshorizont zu schaffen. Flächige Aufnahmen der Durchbiegungen werden in solchen Versuchen ebenfalls aufwendig.

Daher kann es bei grossflächigen Versuchskörpern angezeigt sein, die Mittel der Geomatik zu nützen. Für die Aufnahme der Deformationen können Tachymeter in Verbindung mit reflektierenden Zielmarken verwendet werden. Solche Messungen werden mit zunehmender Entfernung des Gerätestandorts ungenauer. Die Winkelmessungen können mit Abweichungen in der Grössenordnung von  $\pm 1$  mGon sehr genau gemessen werden; Distanzmessungen mittels Laser sind mit Fehlern von etwa  $2 \text{ mm} + 2\%/m$  bereits wesentlich ungenauer. Dank reflektierender Zielmarken, automatischer Zielerkennung und servogesteuerter Tachymeter können solche Messungen jedoch sehr rasch und recht zuverlässig durchgeführt werden, und es stehen somit Messungen über einen grösseren Bereich des Tragwerks innert nützlicher Frist zur Verfügung.

### **Risse**

Das Rissbild pro Laststufe und die zugehörigen Rissweiten müssen meist noch manuell aufgenommen werden. Dafür kommen Rissmassstab und Risslupe zum Einsatz. In letzter Zeit werden vermehrt andere, oft zerstörungsfreie Messmethoden angewendet. Stellvertretend für diese Verfahren sei hier auf den Videoextensometer (resp. die holographische Interferometrie) und die Laser-Speckle-Fotografie verwiesen. Einführende Angaben zu den Verfahren finden sich in [V-115]. In einem neueren Forschungsvorhaben wird eine photogrammetrische Messmethode eingesetzt [F-48].

Die holographische Interferometrie funktioniert folgendermassen: Vom ruhenden, interessierenden Tragwerksbereich wird ein Hologramm erstellt. Danach wird der Körper einer Belastung ausgesetzt und das zuerst aufgenommene Hologramm mit einer neuen holographischen Aufnahme überlagert. Das sich so ergebende interferometrische Hologramm zeigt typische Streifenmuster, aus denen sich die Art der Verformung und deren Amplitude ablesen lässt. Die Streifen geben die Bereiche gleicher Verformung an. Der Videoextensometer funktioniert in gleicher Weise, arbeitet hingegen mit digitali-



sierten Bildern und ermöglicht die Analyse in Echtzeit. In der Laser-Speckle-Fotografie werden die Interferenzen, die bei Bestrahlung einer Oberfläche mit Laser entstehen, photographisch aufgezeichnet. Die Überlagerung von solchen "Speckles" im unbelasteten und belasteten Zustand ermöglicht eine Verformungsmessung.

Bei den meisten dieser Anwendungen können sehr hohe Messgenauigkeiten ausgewiesen werden, z. Bsp. ca. 0.02 mm gemäss [F-48]. Die Messbereiche sind jedoch mit max. 1 m<sup>2</sup> in ihren Abmessungen sehr gering, und solche Anwendungen sind daher – zumindest vorläufig – auf Laborversuche beschränkt.

### **Weitere manuelle Messungen**

Weitere manuelle Messungen sind objektspezifisch und abhängig von der Fragestellung. Sie können von Neigungsmessungen mittels Handinklinometer über Messungen des Lagerverschiebungswegs anhand einer Schublehre bis zu Distanzmessungen mithilfe eines Baustellenlasers reichen. Sie sind oft nicht sehr genau, genügen jedoch zur Schaffung eines Überblicks oder zur Kontrolle der Grössenordnung.

## **A.6 Versuchsdurchführung und -überwachung**

### **A.6.1 Allgemeines**

#### **Arbeitssicherheit**

Die Versuchsdurchführung und -überwachung sollten stets unter der Priorität der Arbeitssicherheit ablaufen. Es kann nicht oft genug darauf hingewiesen werden, dass bei grossen Versuchskörpern und weichen Versuchsanlagen grosse Kräfte und Energien gespeichert werden und ein überraschendes Versagen ein grosses Schadensausmass bewirken kann.

Es sollten daher entsprechende Vorkehrungen und Massnahmen getroffen werden. Dies bedeutet sicher einmal, dass sich während Belastungssteigerungen niemand zu nahe am Tragwerk aufhalten sollte, auch wenn dies die spannendsten Phasen eines Versuchs sind. Bei Versuchen in Belastungsständen bedingt dies auch den frühzeitigen Einbau von Kipp- und Absturzsicherungen. Bei Feldversuchen ist dies weniger nötig und auch kaum möglich, da es dort nicht darum gehen kann, die Versuchsanlage zu schützen. Es kann sinnvoll sein, eine fest verdrahtete Messung zu installieren, die eine ungewöhnliche Bewegung registrieren soll, wie beispielsweise eine Verkippung aus der Belastungsebene. Selbstverständlich bedingt dies die ständige Kontrolle eines zugehörigen Alarmwerts.

## Protokoll

Mitunter das Wichtigste während der Durchführung eines Versuchs ist das Versuchsprotokoll. Während der Durchführung ist man versucht, sich gewisse Dinge nicht zu notieren, da man sie als unwichtig erachtet oder man davon ausgeht, sie später noch zu wissen. Jede noch so kleine Notiz zum Versuchsablauf erleichtert die spätere Auswertung der Daten entscheidend. Schliesslich soll sich die Auswertung auf die Darstellung und Interpretation von Messdaten konzentrieren können und nicht in Detektivarbeit münden.

In einem Protokoll sollen herausragende Punkte und Ereignisse des Versuchsablaufs festgehalten werden. Zu jedem Ereignis sollten mindestens Zeit, aufgebrauchte Kräfte respektive vergleichende Schnittkräfte sowie eine Referenzdeformation – die Durchbiegung unter der Last o.ä. – notiert werden. Dies gilt auch für Belastungsende resp. Ende der Deformationssteigerung, Messbeginn und -ende einer vorgesehenen Laststufe. Andere protokollierungswürdige Ereignisse sind:

- Rissbildungen in bestimmten Bereichen des Tragwerks,
- überraschende Kraft- oder Deformationsabfälle,
- Umsetzen von Belastungspresen,
- geänderte Messraten der fest verdrahteten Messaufnehmer,
- ausgefallene oder frisch gesetzte Messbolzen samt deren Bezeichnung,
- Umsetzen oder Ausfall von Messaufnehmern samt Bezeichnung,
- Verkürzungen von Messstäben und ungefähre Betrag davon,
- Zweite Messserien in vorgängig eingeführten Reservemessblöcken.

Diese Aufzählung ist sicher nicht abschliessend. Es kann nur noch einmal darauf hingewiesen werden, dass auch Ereignisse festgehalten werden sollen, von denen man erst denkt, sie seien unwichtig oder man erinnere sich bestimmt an sie.

## Personal

Für die Versuchsdurchführung und -überwachung ist Personal erforderlich. Der Bedarf ist abhängig von der Grösse des untersuchten Tragwerksbereichs und der jeweiligen Belastungsintensität, d.h. ob eine Laststufe gemessen oder ob der Versuchskörper be- oder entlastet wird.

Während Belastungssteigerungen kann als Richtgrösse für das minimale Personal gelten (geschlechtsneutral): 1 Versuchsleiter, 1 Operateur der Belastungsvorrichtung, 1 Überwacher der festverdrahteten Messungen resp. des Messcomputers. Je nach Grösse des Versuchskörpers und je nach Fragestellung sind weitere Beobachter des Tragwerks wünschenswert oder sogar nötig.

## **A.6.2 Fest verdrahtete Messungen**

### **Installation und Überwachung**

Wie in Abschnitt A.5.1 bereits ausgeführt, ist für die Installation von fest verdrahteten Messaufnehmern ein beträchtlicher zeitlicher Aufwand nötig. Als Richtwert hat sich inklusive der Überprüfung der Funktionstüchtigkeit und eines Nullabgleichs etwa eine Stunde pro Aufnehmer etabliert.

Bei der Implementierung in ein Messprogramm sollen den Aufnehmern eindeutige Namen zugewiesen werden. Im Vorbereitungsprotokoll sollen die genauen Bezeichnungen der Messaufnehmer – d.h. Messbereich und Gerätebezeichnung –, ihre Kennwerte der Empfindlichkeit sowie auf jeden Fall die Werte des Nullabgleichs notiert werden. Die Aufnehmer sollten unbedingt nur vor Versuchsbeginn auf Null abgeglichen werden und keine weiteren Male während der Versuchsdurchführung. Solche Korrekturen sind in der nachfolgenden Auswertung wesentlich einfacher zu tätigen. Geschieht dennoch ein zweiter Nullabgleich, können die vorgängig notierten Abgleichwerte wieder eingesetzt werden. Ist die Bewegungsrichtung der Messaufnehmer bekannt, können diese ausgelenkt eingebaut werden, um den Messbereich optimal ausnützen zu können.

Alle Messaufnehmer haben einen beschränkten Messbereich und müssen während des Versuchs sorgfältig überwacht werden können. Daher ist es sinnvoll, alle verdrahteten Aufnehmer während des Versuchs online anzeigen zu lassen und sie periodisch auch visuell zu kontrollieren. Dabei sollten insbesondere Messaufnehmer nicht unbeachtet bleiben, die weiter entfernt vom hauptsächlichen Aktionsbereich während des Versuchs installiert worden sind.

Müssen die Aufnehmer zu einem späteren Zeitpunkt umgesetzt werden, sollten sie anschliessend besonders während Entlastungen sorgfältig überwacht werden, da die Deformationsabnahmen gerade bei weichen Belastungsvorrichtungen sehr schnell vor sich gehen können und die Aufnehmer sonst ausserhalb ihrer Messbereiche geraten. Ist ein Messaufnehmer einmal ausserhalb seines Messbereichs, kann die Belastung kaum mehr so geregelt werden, dass wieder eine bereits erreichte Kombination von aufgebrachtener Last und Deformation bewerkstelligt werden kann.

### **Messraten und Datenspeicherung**

Es hat sich als sinnvoll erwiesen, die Messraten für die Abfrage der einzelnen Messaufnehmer der jeweiligen Belastungsintensität anzupassen. Damit kann die meist beachtliche Datenflut eines Versuchs bereits während der Durchführung eingeschränkt werden. Richtwerte für die Messraten können etwa sein:

- 0.01-0.05 Hz bei kleinen Formänderungen (Laststufen, Überwachungen über Nacht),
- 0.2-0.5 Hz bei mittleren Formänderungen (Belastungen, Relaxationsphasen),
- 2-5 Hz bei grossen Formänderungen (Entlastungen, v.a. bei weichen Anlagen).

Während einer Laststufe, d.h. während der Durchführung von manuellen Messungen, wird in der Regel eine Referenzdeformation – stellvertretend für den Verformungszustand des Versuchskörpers – möglichst konstant gehalten. Die Messraten sollten daher erst geändert werden, wenn auch Relaxationserscheinungen grösstenteils abgeklungen sind.

Die Messdaten werden meist online in eine binäre Datenbasis gespeichert. Diesen Dateien sollen ebenfalls eindeutige Bezeichnungen zugewiesen werden, um sich später in der Auswertung leichter zurecht zu finden. So ist es sinnvoll, die jeweilige Laststufe in der Bezeichnung zu berücksichtigen. Weitere Indizes können dazu verwendet werden, unterschiedliche Messraten zu kennzeichnen.

Das binäre Datenformat beansprucht den geringsten Speicherplatz, kann jedoch für die Verarbeitung und Auswertung nicht direkt verwendet werden. Es ist daher angebracht, die binären Messdaten jeweils vor Änderung der Messrate in eine andere Datei im ASCII-Format abzuspeichern. Die binären Daten können jederzeit wieder in die Datenbasis eingelesen und erneut exportiert werden und stellen somit Sicherungskopien der Daten dar.

### **A.6.3 Deformernetze**

#### **Vorbereitung und Implementierung**

Die Qualität der Messdaten hängt in erster Linie von der Sorgfältigkeit der Befestigung der Messmarken und natürlich von derjenigen der Ausführenden der Messung ab. Als Messmarken haben sich Aluminiumscheiben mit konischen Bohrlöchern bewährt. Die Spitze der Taster der Deformeter ist zudem sphärisch ausgebildet, damit kleine Verdrehungen des Geräts aus der Ebene senkrecht zur Messstrecke keinen Einfluss auf die Messung haben.

Die Klebeflächen der Messmarken und des Untergrunds müssen vorgängig angeschliffen und mit Aceton gereinigt werden. Vor der ersten Nullmessung sollten die Bohrlöcher der Messmarken mit einem weichen Holzstift ausgerieben werden. Als Kleber haben sich gerade bei vertikalen Flächen aufgrund des hohen Arbeitsfortschritts Zweikomponenten-Epoxy Massen (“Knetleime”) bewährt. Bei horizontalen Flächen können auch flüssigere Leime angewendet werden, da die Bolzen während des Abbindens nicht gehalten werden müssen. Die Position der Messmarken sollte vorgängig mithilfe einer Lehre bezeichnet werden. Diese Lehre ist insofern sinnvoll, als der in der Regel recht eingeschränkte Messbereich des Deformeters nicht bereits durch ausmittigg gesetzte Messmarken aufgezehrt wird.

Für die Implementierung der Messnetze im Messprogramm müssen die Messblocknumerierungen bekannt sein. Bei der Festlegung der Messstreckenumerierung sollte man sich immer vorstellen, in welcher Reihenfolge die einzelnen Messstrecken gemessen werden. Dabei sollte man darauf bedacht sein, dass die Körperhaltung innerhalb ei-

nes Messblocks nicht übermässig geändert werden muss, d.h. dass sich in einem Messblock beispielsweise nur horizontale oder nur in einer Richtung geneigte diagonale Messstrecken befinden. Um sich besser orientieren zu können und um die Auswertung zu erleichtern, ist es sinnvoll die Messstrecken so zu numerieren, dass gleiche Richtungen ähnliche Numerierungen aufweisen; z. Bsp. dass horizontale Messstrecken mit geraden 100er-Schritten bezeichnet werden und vertikale Messstrecken mit ungeraden. Diagonalmessungen können dann beispielsweise immer mit entsprechenden 20er- oder 50er-Schritten bezeichnet werden. Es ist auch denkbar, dass die Numerierung so ausgelegt wird, dass übereinanderliegende Messungen stets die gleiche Endziffer aufweisen. Für Numerierungskonzepte sei auch auf [V-100], [V-123] und [V-129] verwiesen.

### **Null- und Eichmessungen**

Vor Belastungsbeginn werden zwei Nullmessungen des gesamten Deformernetzes durchgeführt. Dies ist nötig, damit allfällige Fehler in der Messblockdefinition erkannt und die Funktionstüchtigkeit der Messgeräte und Kabelverbindungen überprüft werden können. Vor allem muss eine zweite Nullmessung durchgeführt werden, damit allfällige Messfehler in der ersten Nullmessung entdeckt werden können. Die Gelegenheit für eine Nullmessung hat man wirklich nur vor Belastungsbeginn. Die zweite Nullmessung dient in der Auswertung als Referenzmessung für alle weiteren Laststufen. Während der jeweiligen Laststufen soll – wie bereits in Abschnitt A.6.2 erwähnt – eine Referenzdeformation des Versuchskörpers möglichst konstant gehalten werden.

Damit die gemessenen Daten in der Auswertung um den unvermeidlichen Temperatureinfluss korrigiert werden können – bereits die Handhabung erwärmt das Gerät und verändert damit die Messung –, sind in periodischen Abständen Eichmessungen (“dummy readings”) an einem Invarstab nötig. Diese sind in der Messblockdefinition unbedingt vorzusehen. Es hat sich bewährt, solche Eichmessungen nach 15...25 Messungen vorzusehen. Zudem ist für jede einzelne Messreihe vor und nach den eigentlichen Messungen jeweils eine Eichmessung vorzusehen. Zur Überprüfung der Funktionstüchtigkeit sollen zudem bei jedem Gerätewechsel Referenzmessungen mit  $\pm c$  mm an einem Invarstab vorgenommen werden, vgl. auch Bild A.14 (a).

Für die Messung sind in der Regel zwei Personen erforderlich: jemand für das Setzen des Deformeters und eine Person für das Auslösen resp. die Überwachung der online angezeigten Messdaten. Dabei ist von beiden grosse Sorgfalt und eine gute Kommunikationsfähigkeit gefordert. Eine Messstrecke sollte besser einmal zuviel als einmal zuwenig gemessen werden.

## A.6.4 Durchbiegungsmessungen

### Implementierung

Für Messungen mit Durchbiegungsstäben gelten die obigen Ausführungen zu Eich- und Referenzmessungen sinngemäss. Die Stäbe müssen in der Regel während des Versuchsvorgangs gekürzt werden, um die grössten Durchbiegungen noch messen zu können. Es ist daher sinnvoll, bereits in der Messblockdefinition für die Durchbiegungsstäbe zweite Messblöcke vorzusehen, damit in einer Laststufe mit ungekürztem und gekürztem Messstab gemessen werden kann. Werden die Reservemessblöcke nicht benötigt, können deren Messungen natürlich leer ausgelöst werden. Während der Belastungs- resp. Deformationssteigerung sollte man sich deshalb immer des noch verbleibenden Messbereichs der Durchbiegungsstäbe bewusst bleiben.

Bei den Durchbiegungsmessungen mittels Tachymeter sind ebenfalls Referenzmessungen von Punkten, die unbewegt bleiben, vorzunehmen. Dabei ist es sinnvoll, mehr als nur die drei zur Erzeugung einer Referenzebene benötigten Punkte zu messen, damit auch hier ein Ausgleich von zufälligen Messfehlern möglich ist. Für weitergehende Information zum Fehlerausgleich sei auf die Grundlagen der Geodäsie verwiesen.

### Stabverkürzungen

Die Verkürzung  $\Delta l$  des Stabs muss auf alle Fälle kleiner als der gesamte Messbereich des Durchbiegungsstabs  $\delta_{max}$  sein. Meist muss auch die Länge der Eichstrecke  $l_{cal}$  angepasst werden. Diese Anpassung wird mit Vorteil vor der Verkürzung des Messstabs vorgenommen und durch mehrmalige Messung der Eichmessung überprüft und festgehalten. Die Eichstrecke sollte vor Versuchsbeginn so eingestellt sein, dass eine sinnvolle resp. maximale Verkürzung möglich ist, Bild A.14 (a). Das Vorgehen bei der Stabverkürzung ist in Bild A.14 (b) illustriert.

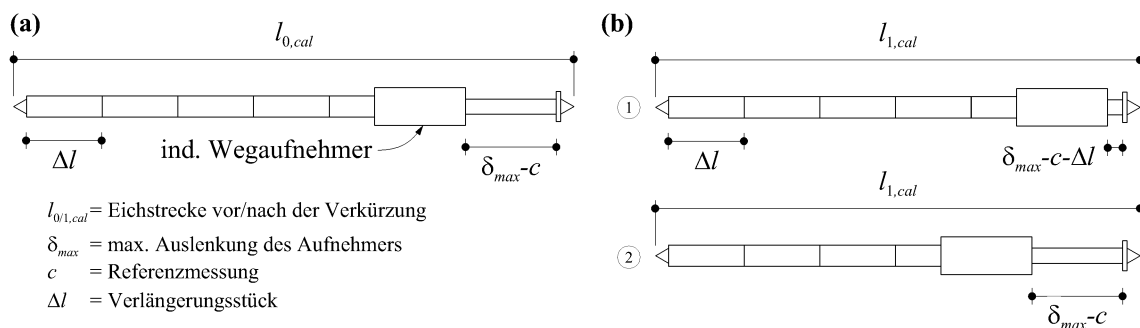


Bild A.14 Verkürzung eines Durchbiegungsstabs – (a) Situation vor Versuchsbeginn und (b) stufenweises Vorgehen bei erforderlicher Eichstrecken- und Stabverkürzung.

### Risse

Rissbilder und Rissweiten müssen noch immer weitgehend manuell aufgenommen werden. Für die bessere Erkennung der Risse bietet es sich an, die entsprechenden Flächen vor dem Versuch weiss zu streichen. Dabei sollte möglichst spröde Farbe – z. Bsp. Di-

spersionsfarbe – verwendet werden, damit die Farbe nicht rissüberbrückend wirkt und bereits kleinste Risse festgestellt werden können.

Die Risse können dann in den einzelnen Laststufen einfach auf dem Versuchskörper angezeichnet werden. Bei kleinen Versuchskörpern ist es möglich, für jede Laststufe ein Transparenzpapier auf den Körper zu kleben, und das Rissbild direkt abzuzeichnen. Dies ist bei grossflächigeren Versuchskörpern natürlich schwierig. Hier hat es sich als hilfreich erwiesen, einen Raster auf den Versuchkörper aufzuzeichnen und das Rissbild auf Transparentpapier mit den vorgängigen Laststufen als Hintergrund in einen Rissplan durchzupausen. Die Genauigkeit solcher Rissbilder ist nicht sehr gross, da eine Verzerrung der Zeichnung beinahe unumgänglich ist.

Die Rissweiten können mittels Klebeetiketten direkt am Versuchsträger beschriftet und zusammen mit dem Rissbild fotografiert werden, welches bei genügender Auflösung einiges genauer als die Pausen auf Transparentpapier ausfällt. Bei grossflächigeren Versuchskörpern wird man sich in der Anzahl zu messender Risse beschränken müssen, um die einzelnen Laststufen innert nützlicher Frist abwickeln zu können, vgl. auch Bild A.15. Hierbei ist es sinnvoll, die zuerst aufgetretenen Risse über die ganze Versuchsdauer zu verfolgen und diese in jeder Laststufe an einer entsprechend bezeichneten Stelle zu messen. Bei später entstandenen Rissen ist von Fall zu Fall über deren Messung zu entscheiden.

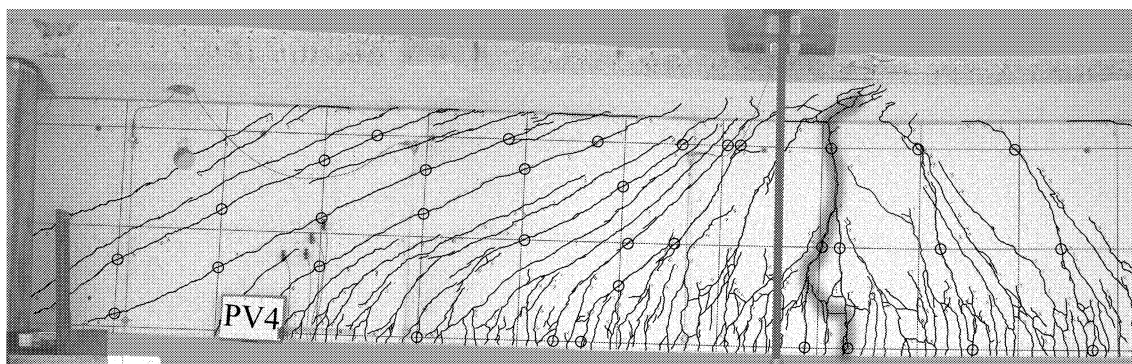


Bild A.15 Beispiel eines Rissbilds mit Messstellen der Rissweiten [V-129].

Für das Aufspüren und Kennzeichnen neuer Risse sind je nach Ausdehnung und Art des Rissbilds recht viele Helfer vonnöten. Die Anzahl sollte so festgelegt werden, dass nicht die Rissdokumentation, sondern die Deformtermessungen den kritischen zeitlichen Weg darstellen.

## A.7 Auswertung und Darstellung

Das Spektrum für die Auswertung und Darstellung von Messdaten ist sehr gross und selbstverständlich auch auf die Fragestellung auszurichten. Dieser Abschnitt kann daher keine abschliessende Übersicht bieten. Einige Grundlagen und bewährte Rezepte sollen dennoch vermittelt werden.

### A.7.1 Fest verdrahtete Messungen

#### Datenmenge

Wie in Abschnitt A.6.2 ausgeführt, hat es sich im Sinne der Übersichtlichkeit bewährt, für die verschiedenen Belastungsintensitäten unterschiedliche Messdateien anzulegen. In der Auswertung müssen diese wieder verknüpft werden. Dies geschieht anhand der gespeicherten ASCII-Daten und meist mittels eines Tabellenkalkulationsprogramms, und es resultiert in der Regel eine sehr grosse Datenmenge.

Gerade bei der Messung der einzelnen Laststufen, in denen der Verformungszustand des Versuchskörpers möglichst konstant gehalten wird, fällt unter Umständen eine grosse Datenmenge an, die in ihrem Umfang für die Auswertung nicht benötigt wird, sondern lediglich der Versuchsüberwachung und der Kontinuität der Messdaten dient. Auf alle Fälle benötigt werden die Messdaten zu Beginn und Ende einer Laststufe sowie weitere charakteristische Punkte wie Messbeginn und -ende. Die weiteren Werte müssen allenfalls etwas genauer darauf untersucht werden, ob sich unvorhergesehene Ereignisse eingestellt haben. Dabei ist es sinnvoll, sich an die Referenzgrössen zu halten, die bereits während der Durchführung des Versuchs berücksichtigt wurden, d.h. aufgebrauchte Kräfte oder vergleichende Schnittkräfte und Referenzverformungen. Sehr nützlich ist hier das Versuchsprotokoll, in dem aussergewöhnliche Ereignisse festgehalten wurden, und dessen Angaben zu den Laststufen die Orientierung in der grossen Datenmenge erleichtern.

#### Korrekturen

Die Messaufnehmer registrieren üblicherweise eine Induktion ( $V$ ), die während des Versuchs direkt in eine mechanische Grösse ( $kN$ ,  $m$ , ...) umgewandelt und als solche aufgezeichnet wird.

Die Rohdaten der einzelnen Messaufnehmer können anhand ihrer Eichprotokolle korrigiert werden. Nach Ansicht des Verfassers lohnt sich dies nur bei ausgezeichneten Werten wie Laststufen, relativen Belastungsmaxima u.ä., da die Nichtlinearitäten der Messaufnehmer in der Regel sehr klein sind, vgl. z. Bsp. Bild A.16, und sich die Aussagekraft von Diagrammen durch die Korrekturen kaum bis wenig ändert.

In diesem Zusammenhang wichtiger sind saubere Nullabgleiche der einzelnen Messungen. Zwar werden üblicherweise vor Beginn der Belastung bereits Nullabgleiche



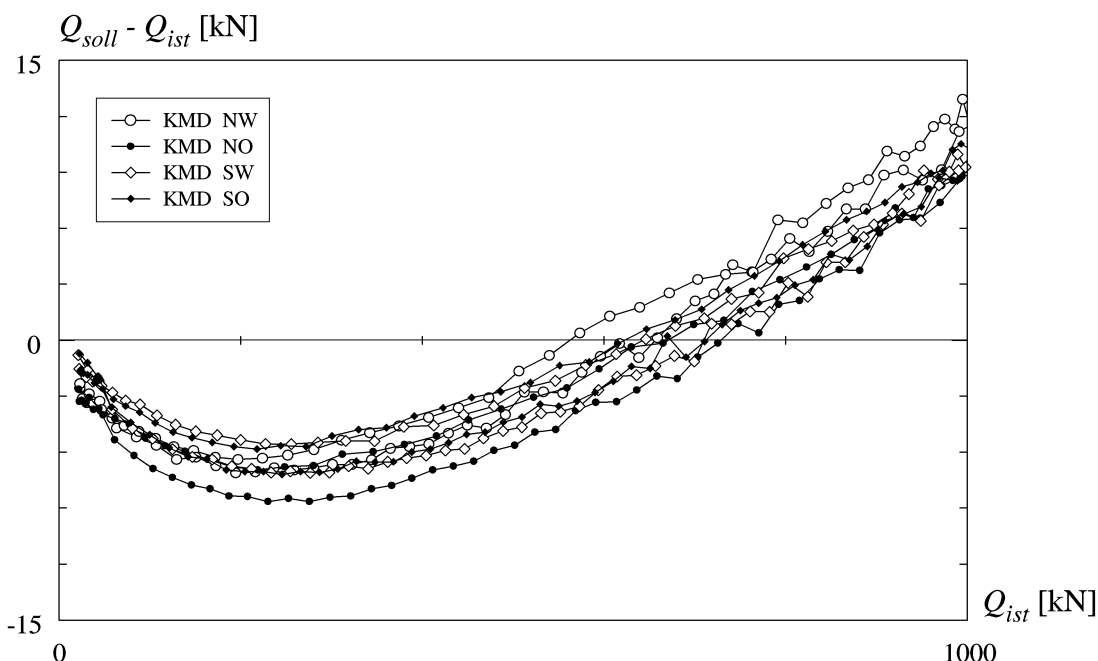


Bild A.16 Nichtlinearität von Messaufnehmern am Beispiel von Kraftmessdosen [V-129].

durchgeführt; da diese kaum gleichzeitig stattfinden können, sind die definitiven Abgleiche in der Auswertung durchzuführen. Durchbiegungsmessungen sollten zusätzlich um den Einfluss von Starrkörperbewegungen korrigiert werden, sofern die entsprechenden Grössen wie z. Bsp. Auflagereinsenkungen gemessen wurden.

**Darstellung**

Neben der Darstellung der absoluten Grösse der abgeglichenen – und allenfalls auch ausgeglichenen Messungen – hat sich je nach Fragestellung die Darstellung von relativen Messgrössen bewährt. Es sollte auf alle Fälle zumindest eine Darstellung gewählt werden, die den Nachvollzug des Versuchablaufs ermöglicht, z. Bsp. ein Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Referenzgrössen, Bild A.17 (a).

Zur Visualisierung von Umlagerungen im Tragwerk kann sich die Gegenüberstellung von ausgewählten Durchbiegungsmessungen anbieten, sei es über den Versuchverlauf oder in Abhängigkeit einer ausgewählten Kraftgrösse, Bild A.17 (b). Dieselbe Dar-

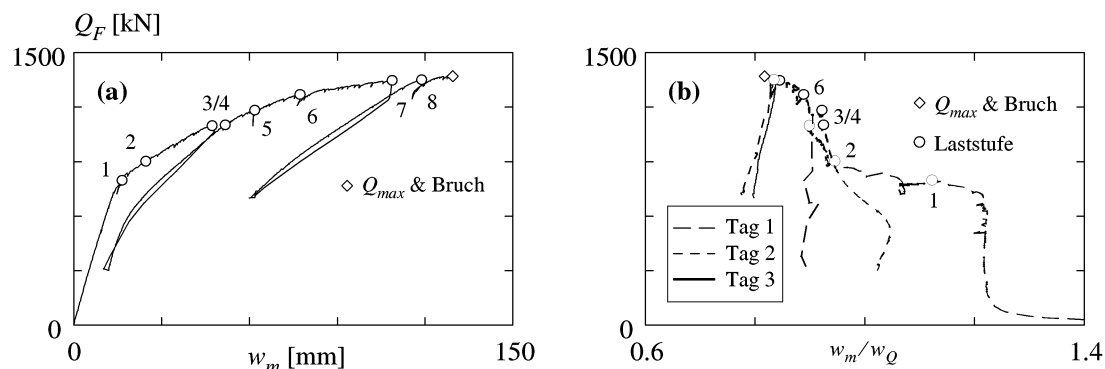


Bild A.17 Kraft-Mittendurchbiegungs-Diagramm mit Bezeichnung der Laststufen von PV4 [V-129] – Durchbiegung (a) absolut und (b) relativ zur Durchbiegung unter der Last.

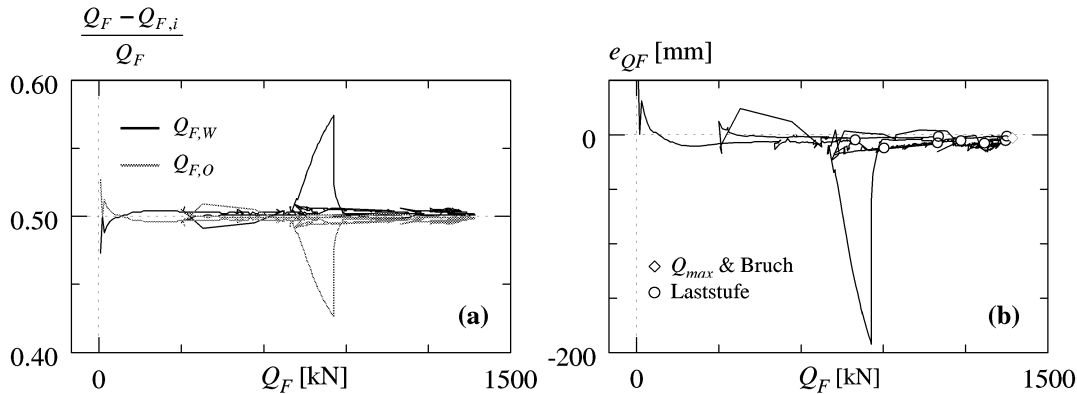


Bild A.18 Verhältnis der einzelnen Ankerkräfte zur Gesamtankerkraft – (a) Differenzen der einzelnen Ankerkräfte zur Gesamtankerkraft und (b) Exzentrizität der Gesamtankerkraft.

stellungsart kann auch für die Gegenüberstellung von Kräften verwendet werden, Bild A.18.

### A.7.2 Ermittlung der Schnittkräfte

Die Schnittkräfte werden normalerweise nach den Regeln der Stabstatik ermittelt. Deshalb ist gerade bei statisch unbestimmten Systemen darauf zu achten, dass genügend Kräfte gemessen werden, Abschnitt A.5.2. Werden Bruchversuche an bestehenden Tragwerken durchgeführt, ist die genügende Anzahl Kraftmessungen unter Umständen nicht möglich, da dies das statische System nicht zulässt oder es zu stark verändert werden müsste.

In [F-71] wird anhand zweier untersuchter Rahmenbrücken auf diese Problematik eingegangen. In einem Finite-Elemente-Modell für den Rahmenriegel werden die Steifigkeiten der gerissenen und ungerissenen Bereiche sowie die nachgiebige Einspannung infolge der Rahmenwirkung eingeführt. Die gerissenen Steifigkeiten werden vorgängig anhand der aufgezeichneten Rissbilder abgeschätzt. Anschliessend werden der Einspanngrad und die Steifigkeiten solange angepasst, bis die berechneten Durchbiegungen mit den gemessenen übereinstimmen. Aufgrund dieser Steifigkeiten wird die definitive Schnittkraftverteilung festgelegt. Dieses Verfahren liefert sicher nicht die “genauen” Schnittkräfte, da für die wesentlichsten Einflussgrössen Annahmen getroffen werden müssen und andere Tragwirkungen bereits implizit enthalten sind; es erscheint jedoch plausibel, übersichtlich und nachvollziehbar. Eine genauere, experimentelle Messung zusätzlicher Kräfte ist ohne die Veränderung des Systems ohnehin nicht möglich.

Je nach System müssen die Schnittkräfte nach Theorie 2. Ordnung bestimmt werden. Wird das Gleichgewicht nicht am deformierten System formuliert, kann dies gerade bei eher weichen Systemen sogar zu deutlich falschen Ergebnissen führen, vgl. z. Bsp. [V-97].

## **Ausgleichsrechnung**

Gerade bei Laborversuchen werden oft mehr als die minimal benötigten Kräfte gemessen. Die Kraftmessungen sind damit statisch überbestimmt, und es kann ein Fehlerausgleich nach Gauss erfolgen (Minimum der Fehlerquadratsumme). In einem solchen Ausgleich können unterschiedliche Auflösungsvermögen der einzelnen Kraftmessungen einbezogen werden. Als Nebenbedingungen dienen die Gleichgewichtsbedingungen. Die gleichen Überlegungen können auch auf Deformationsmessungen angewendet werden, vgl. z. Bsp. [V-114].

Da keine eigenen Erfahrungen zu einem solchen Ausgleich vorliegen, sei hier auf die gut dokumentierten Beispiele in [V-86] und [V-100] verwiesen. Die beiden Beispiele zeigen, dass sich die ausgeglichenen Werte mit Differenzen in der Grössenordnung von höchstens 1...2% nur wenig von den nicht fehlerminimierten unterscheiden. Zudem sollte beachtet werden, dass der Fehlerausgleich evtl. am deformierten System formuliert werden muss. Es sollte von Fall zu Fall entschieden werden, ob sich der Aufwand für einen solchen Ausgleich lohnt, auch wenn er "genauere" Ergebnisse liefert, da die zufälligen Messfehler eliminiert werden.

### **A.7.3 Deformetermessungen**

#### **Ausgleichsrechnung**

Im ersten Schritt der Ausgleichsrechnung werden für jede Laststufe und jeden einzelnen Messblock die relativen Differenzen aus den Eichmessungen vor und nach dem jeweiligen Messblock linear auf die dazwischenliegenden Messungen verteilt und so die systematischen Messfehler eliminiert. Diese berechneten Differenzen entsprechen eigentlich der Erwärmung des Messgeräts, da davon ausgegangen wird, dass der Invarstab immer die gleiche Länge aufweist.

In einem zweiten Schritt werden für die einzelnen Messstrecken die Differenzen zur massgebenden zweiten Nullmessung gebildet. Da die Messnetze meist relativ kleine Abmessungen haben, werden diese Differenzen üblicherweise als mittlere Dehnungen über die zugehörige Basislänge ausgedrückt.

In der Regel werden überbestimmte Messnetze verwendet, Bild A.13. Damit ist es möglich, zufällige Messfehler in einem Fehlerausgleich nach Gauss zu minimieren. Zu diesem Zweck kann das Deformeternetz in einem Stabstatikprogramm als geometrisch identisches, äusserlich statisch bestimmtes, innerlich hochgradig statisch unbestimmtes, ideales linear-elastisches Fachwerk modelliert werden. Die gemessenen Dehnungen werden als initiale Stabdehnungen eingeführt. Würden diese keine zufälligen Messfehler beinhalten, könnte sich das Fachwerk zwängungsfrei verformen. Aufgrund der unvermeidbaren Messfehler entstehen Zwangsschnitt-(Normal-)kräfte. Die Division dieser Normalkräfte durch die jeweilige Dehnsteifigkeit  $EA$  ergibt die Messfehler, welche zu den Messwerten addiert werden müssen.

Die Verhältnisse der Stabsteifigkeiten  $(EA/l)_i$  entsprechen implizit einer Gewichtung der verschiedenen Messstrecken resp. der initialen Stabdehnungen. Dies ist nur bei Deformernetzen von Einfluss, in denen verschiedene Messgeräte mit unterschiedlichem Auflösungsvermögen zur Anwendung kommen. Sind die Auflösungsvermögen  $f_i$  proportional zu ihren Basislängen  $l_i$ , müssen die Dehnsteifigkeiten  $EA_i$  so gewählt werden, dass alle Stabsteifigkeiten  $(EA/l)_i$  gleich gross sind; d.h. die Querschnittsflächen können bei gleichbleibendem Elastizitätsmodul proportional zu den Stablängen gewählt werden. Im allgemeinen Fall haben die verschiedenen Messgeräte eine Auflösungsvermögen  $f_i$  bei einer Basislänge  $l_i$ . Somit gilt für die Gewichte:  $EA_i \sim (l_i/f_i)$ . Die Gewichte können auf ein beliebiges Messgerät normiert werden, da lediglich die relativen Stabsteifigkeiten von Interesse sind.

Ausgefallene oder offensichtlich falsche Messungen können in einem überbestimmten Messnetz dank der anderen, korrekt ausgeführten Messungen ebenfalls bestimmt werden. Die betroffenen Messstrecken werden mit einer vergleichsweise vernachlässigbaren Stabsteifigkeit – z. Bsp. um einen Faktor von  $10^{-9}$  reduziert – und einer initialen Stabdehnung von 0 in den Fehlerausgleich eingeführt. Auf diese Weise haben die Steifigkeiten der betroffenen Fachwerkstäbe keinen Einfluss auf die anderen Messungen. Die resultierenden Zwangsschnittkräfte ergeben bei Division durch deren reduzierte Stabsteifigkeiten direkt die ausgeglichenen Längenänderungen.

### Berechnete Grössen

Anhand der ausgeglichenen Dehnungsmessungen können mittels Verzerrungstransformation die Hauptdehnungen und deren Richtungen berechnet werden. Für rechteckige Deformernetze – Bild A.13 (a) – ergeben sich die mittleren Dehnungen  $\varepsilon_x$  und  $\varepsilon_z$  direkt aus den ausgeglichenen Dehnungen; die Schiebungen  $\gamma_{xz}$  folgen bei einer Diagonallenneigung  $\alpha$  aus

$$\gamma_{xz} = \frac{\varepsilon_\alpha - \varepsilon_{\pi - \alpha}}{2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha} . \quad (\text{A.18})$$

Im Falle von triangulären Messnetzen, die Messstreckenrichtungen von  $0^\circ$ ,  $60^\circ$  und  $120^\circ$  aufweisen – Bild A.13 (c) – ergeben sich die vertikalen Dehnungen aus

$$\varepsilon_z = (-\varepsilon_{0^\circ} + 2\varepsilon_{60^\circ} + 2\varepsilon_{120^\circ})/3 , \quad (\text{A.19})$$

und die Schiebungen aus

$$\gamma_{xz} = (\varepsilon_{60^\circ} - \varepsilon_{120^\circ})/\sqrt{3} . \quad (\text{A.20})$$

Die Hauptdehnungen und deren Richtungen betragen im allgemeinen Fall

$$\varepsilon_{1,2} = (\varepsilon_x + \varepsilon_z)/2 \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \gamma_{xz}^2}/2 \quad \text{und} \quad (\text{A.21})$$

$$\theta_{1,2} = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{\gamma_{xz}}{\varepsilon_x - \varepsilon_z}\right). \quad (\text{A.22})$$

Aus den mittleren Dehnungen können unter Annahme von linearen Dehnungsebenen mittlere Krümmungen berechnet werden. Die ausgeglichenen und berechneten Grössen können über die Trägerlänge dargestellt werden. Wie eine solche Darstellung der verschiedenen Grössen aussehen kann, zeigt Bild A.19. Als Orientierungshilfe kann auch das verwendete Deformeternetz in schematischer Form dargestellt werden.

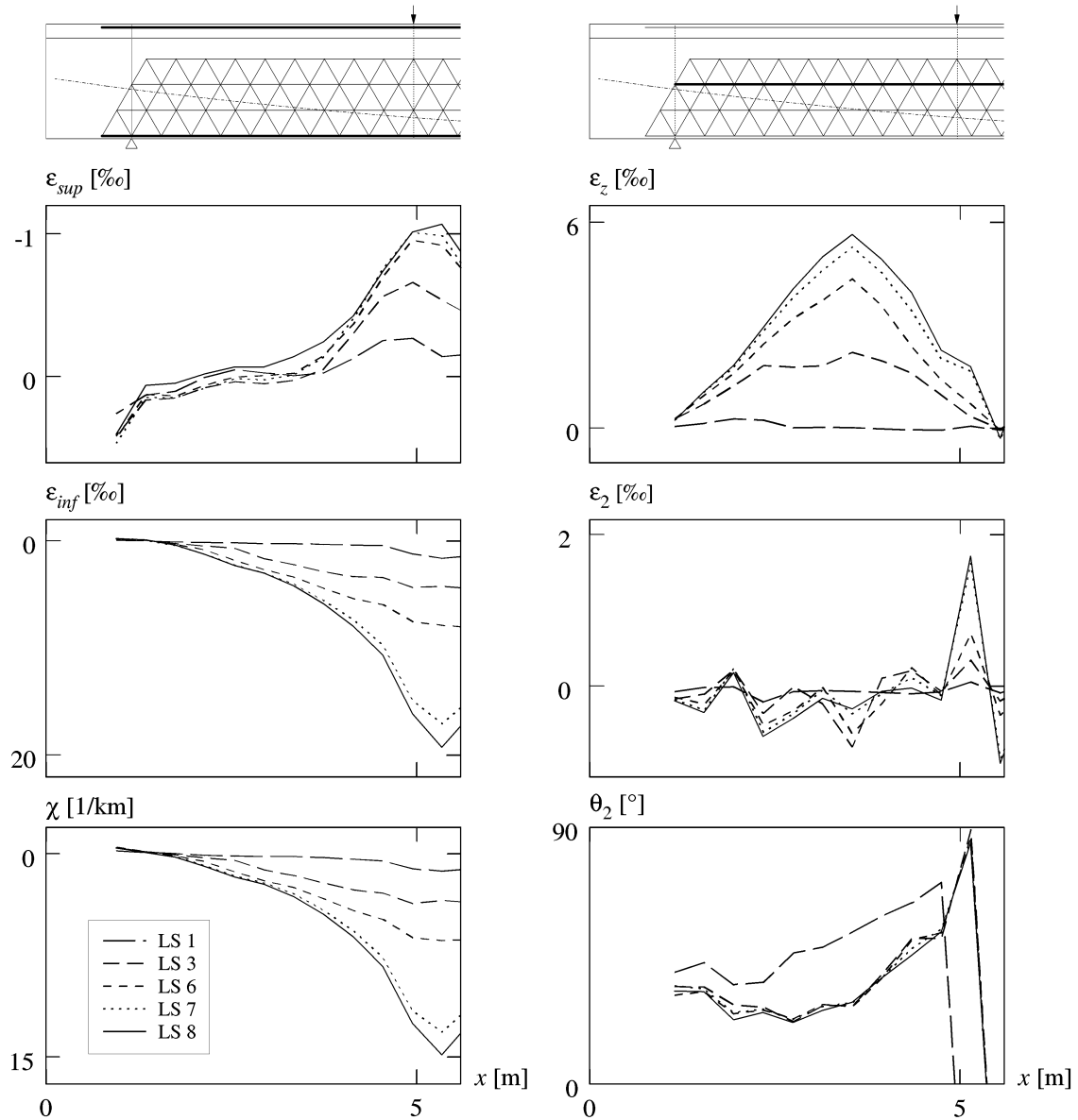


Bild A.19 Darstellung von ausgeglichenen und berechneten Grössen aus Deformtermessungen.

### A.7.4 Durchbiegungen

Ausgleich der Eichmessungen und Abgleich auf die Nullmessungen sind bei Verwendung eines Durchbiegungsstabs nicht anders als bei anderen Deformometern. Die Berücksichtigung der meist unvermeidlichen Stabverkürzungen geschieht gemäss Bild A.14.

Für den Fehlerausgleich der Tachymetermessungen kann auf die Grundlagen der Geomatik verwiesen werden. Die Berechnung von Verschiebungen erfolgt nach den Regeln der räumlichen Geometrie.

### A.7.5 Risse

Gemessene Rissweiten werden meist tabellarisch festgehalten. Die Rissneigungen werden entweder bereits während des Versuchsablaufs festgehalten oder können in der anschliessenden Auswertung den Rissbildern resp. -fotos entnommen werden. Voraussetzung dafür ist das Vorhandensein einer Bezugsgerade.

Als recht anschaulich für Umlagerungen innerhalb eines Querschnitts oder eines Tragwerkbereichs hat sich die Darstellung der Rissentwicklung über den Versuchsverlauf – z. Bsp. in Abhängigkeit der Laststufen oder der zugehörigen Kräfte – erwiesen. Dies sei anhand Bild A.20 illustriert. Es ist darauf hinzuweisen, dass dies bis zu einem gewissen Grad bereits einer Interpretation entspricht.

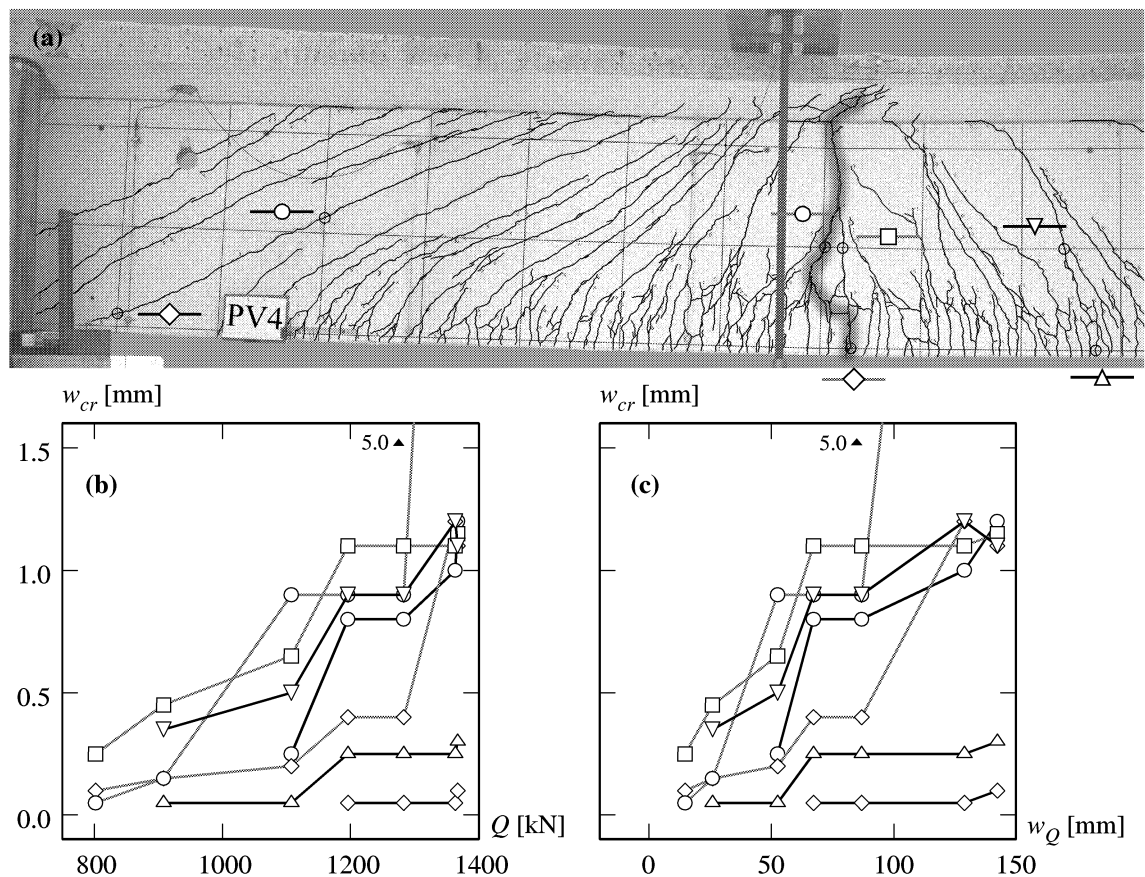


Bild A.20 Auswertung von Rissen – (a) Rissbild und Messstellen; (b) Entwicklung der Rissbreiten mit der aufgetragenen Last und (c) mit der aufgetragenen Verformung.

## **A.8 Interpretation und Nachrechnungen**

Die ausgewerteten Messdaten sollten immer einfachen Plausibilitätsüberlegungen unterworfen werden. In erster Linie sollten auftretende Anomalitäten erklärt werden können. Einige Hinweise hiezu finden sich auch in [V-129].

Nachrechnungen und Interpretationen können von sehr einfachen Überprüfungen bis zu sehr ausgeklügelten Modellierungen reichen. Sie decken Handrechnungen und Computerberechnungen ab. Zur Überprüfung computergestützter Berechnungen sollten immer einfache Handrechnungen angestellt werden, die selbstverständlich Ergebnisse in der gleichen Grössenordnung liefern sollten. Im Sinne von ingenieurmässigen Überprüfungen sollten die Differenzen weniger als 10% betragen. Wird diese Grenze überschritten, muss nach Erklärungen gesucht werden. Zu solchen relativ einfachen Berechnungen sollen hier einige Anregungen gegeben werden. Wo möglich, werden Hinweise zu Arbeiten über verfeinerte Modelle gegeben.

### **A.8.1 Traglasten**

#### **Voraussetzungen**

Für die Nachrechnung der effektiv im Versuch erreichten Bruchlasten müssen neben den genauen Abmessungen der Versuchskörper vor allem deren Materialeigenschaften bekannt sein. Der Umfang der dazu benötigten Materialproben und der daran durchgeführten Prüfungen variiert je nach Fragestellung und Material. Bei Versuchen an bestehenden Tragwerken kommt erschwerend hinzu, dass die Materialprobengewinnung aufwendiger ist als bei Laborversuchen, bei denen die Materialproben zusammen mit den Versuchskörpern hergestellt werden können. Hinweise über den Umfang der erforderlichen Materialproben und die Messung von Materialkenngrössen finden sich in verschiedenen Versuchsberichten über Versuche an bestehenden Tragwerken [V-90], [V-101], [V-111], [V-129].

#### **Bruchmechanismen und Spannungsfelder**

Zur Überprüfung der erreichten Traglasten sollten in erster Linie Bruchmechanismen angewendet werden – Abschnitt 3.5 –, da der massgebende Mechanismus aufgrund des Versuchsergebnisses von vornherein vorausgesetzt werden kann. Die experimentell erreichten Bruchlasten sollten so rechnerisch sehr genau bestimmt werden können.

Ist dies nicht der Fall oder sollen auch Auskünfte über die Verhältnisse in weiteren Tragwerksbereichen angegeben werden können, liegt die Überprüfung der Bruchlasten mit unteren Grenzwerten – d.h. meist Spannungsfeldern – nahe. Die Entwicklung solcher Felder über ganze Tragwerksbereiche kann ohne Erfahrung jedoch recht aufwendig werden. Eine erste, äusserst einfache Überprüfung kann bereits mit einfachsten Fachwerkmodellen geschehen. Dies gilt selbstverständlich nur für Versagen, bei denen die Betondruckdiagonalen nicht massgebend werden.

## Finite-Elemente-Berechnungen

Wird das Verformungsverhalten über den ganzen Versuchsverlauf mittels Computerberechnungen – d.h. in erster Linie wohl mittels Finite-Elemente-Programmen – nachgerechnet, steht damit auch eine Kontrolle der experimentell erreichten Bruchlasten zur Verfügung.

Es bestehen Programme, die dreidimensionale Modellierungen bei praktisch beliebigen Materialgesetzen zulassen. Dies kann zwar zu sehr anschaulichen und auch “genauen” Resultaten führen, hat aber mitunter seine Tücken, da oft rein numerische Probleme auftreten. Hilfestellung von Fachleuten ist beinahe unerlässlich, denn Finite-Elemente-Berechnungen sind nur so gut wie ihre Modellierung.

### A.8.2 Verzerrungen

Die aus den Deformetermessungen berechneten Hauptdehnungen – Abschnitt A.7.3 – können in vektorieller Darstellung den Kraftfluss gut veranschaulichen, Bild A.21. Stellvertretend für den Kraftfluss im Stegbeton werden lediglich Stauchungen berücksichtigt.

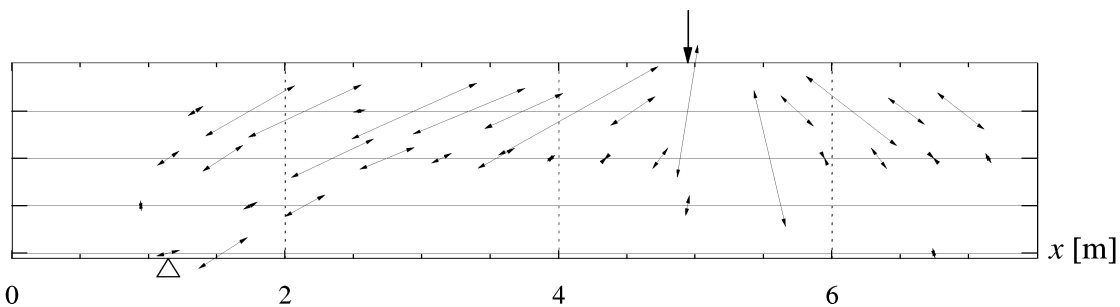


Bild A.21 Vektorielle Darstellung der (negativen) zweiten Hauptdehnungen  $\varepsilon_2$  und deren Richtungen  $\theta_2$ .

Die Interpretation resp. die Überprüfung der Glaubwürdigkeit der berechneten Größen kann am einfachsten anhand der berechneten Richtungen  $\theta_2$  der zweiten Hauptdehnungen erfolgen, da diese dem qualitativen Verlauf eines Spannungsfelds entsprechen, Bild A.19.

### A.8.3 Durchbiegungen

Bei der Überprüfung von ausgewiesenen Durchbiegungen sind stark verfeinerte Computermodellierungen mit linearen oder nicht-linearen Finite-Elemente-Berechnungen allenfalls angebracht, um das Verformungsverhalten über den ganzen Versuchsverlauf nachvollziehen zu können. Sollen verfeinerte Handrechnungen durchgeführt werden, sei für Balken auf [D-37] und für Scheiben auf [D-26] verwiesen.



## Vereinfachte Nachrechnung

Durchbiegungen können in Fällen, in denen vorwiegend Biegeverformungen auftreten, bereits aufgrund relativ einfacher Überlegungen überprüft werden. Dies soll am Beispiel der Durchbiegung  $w_Q$  unter der aufgebracht Last des Trägers PV4 aus [V-129] veranschaulicht werden.

Der einfach gelagerte Balken wird mit einer asymmetrisch angeordneten Einzellast  $Q$  beansprucht, Bild A.22 (a). Die Verhältnisse sind für einen Biegeträger bereits recht extrem. Die Einzellasten  $G$  entsprechen den Gewichten von Endquerscheiben.

Der Balken mit T-Querschnitt ist im Spannbett mit den gerade geführten Spannbettbewehrungen  $A_{p1}$  und  $A_{p2}$  vorgespannt sowie mit einem parabolisch geführten Spannglied  $A_{pT}$ , Bild A.22 (b). Sämtliche Bewehrungen werden als auf ihren Schwerpunkt reduziert betrachtet.

Die Materialgesetze werden gemäss Bild A.22 (c) angenommen. Die zugehörigen Kennwerte können mit Materialversuchen ermittelt werden. Die effektiv gemessenen Kurven können mit diesen Vereinfachungen gerade für (kaltverformten) Spannstahl recht genau abgebildet werden. Das Spannglied  $A_{pT}$  weist eine höhere Vordehnung auf, weil es zu einem späteren Zeitpunkt als die Spannbettbewehrungen gespannt wurde und diese entlastet. Die Vordehnungen der Spannbettbewehrungen wurden aufgrund einer Entspannungsmessung an einem identischen Träger festgelegt [V-129].

Da lediglich die Lage des Spannglieds längs der Trägerachse variiert, kann in guter Näherung angenommen werden, dass sich alle übrigen Grössen ebenfalls parabolisch verhalten. Daher müssen lediglich die Querschnitte in der Balkenmitte (A) und am Balkenende (B) betrachtet werden. Für die beiden Schnitte können mittels (computergestützter) Querschnittsanalyse Momenten-Krümmungs-Verläufe berechnet werden. Aus diesen werden charakteristische Punkte bestimmt: ④ Fliessbeginn der ersten Spannbewehrung  $M_{py1}$ , ⑤ Fliessbeginn der zweiten Spannbewehrung  $M_{py2}$ , ⑥ Zugfestigkeit der ersten Spannbewehrung  $M_{pu1}$  und ⑦ Zugfestigkeit der zweiten Spannbewehrung  $M_{pu2}$ . Es ist zu beachten, dass diese Punkte in den betrachteten Querschnitten in der Regel unabhängig vom Beanspruchungszustand einer bestimmten Spannbewehrung sind, sondern lediglich Punkte darstellen, in denen die Steifigkeiten abfallen. Dekompressions- $M_{dec}$  ② und Rissmomente  $M_{cr}$  ③ werden am reinen Betonquerschnitt berechnet. Bild A.22 (d) zeigt die so linearisierten Beziehungen für die Querschnitte in Balkenmitte (A) und am Balkenende (B).

Aus den Zuwachsen in den Biegemomenten und den zugehörigen Krümmungszuwachsen können die jeweiligen Biegesteifigkeiten  $EI$  bestimmt werden, die bis zum Erreichen des nächsten charakteristischen Punkts gültig sind:  $EI_i = (M_i - M_{i-1}) / (\kappa_i - \kappa_{i-1})$ . Die Unterscheidung der Stufen ② und ③ ist vorwiegend theoretischer Natur; nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit wird die im Beton gespeicherte Zugkraft frei ge-

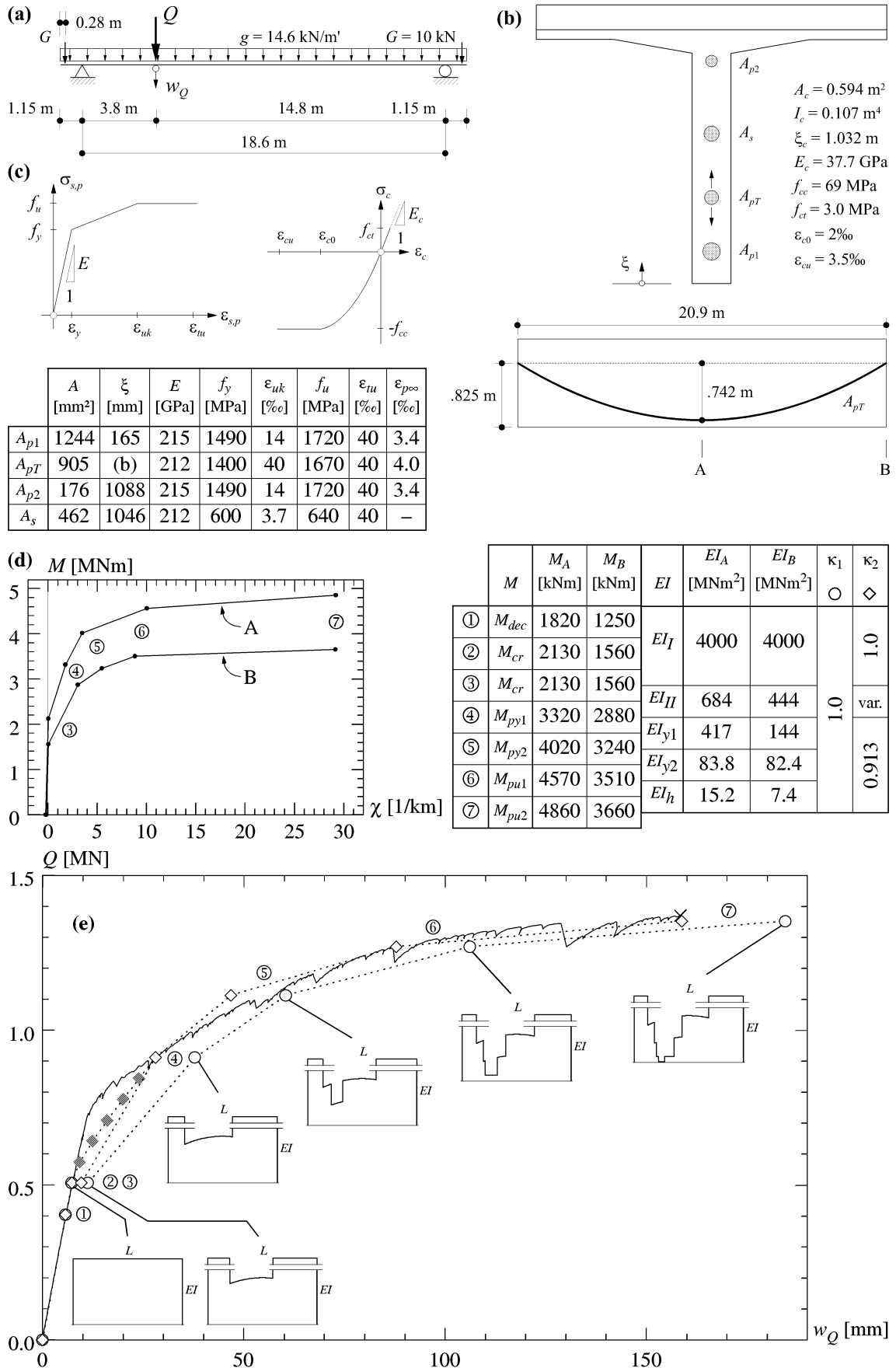


Bild A.22 Vereinfachte Nachrechnung einer ausgewiesenen Durchbiegung – (a) Statisches System; (b) Querschnitt und Bewehrung; (c) Materialgesetze und -kennwerte; (d) Beanspruchungszustände, Steifigkeiten und Reduktionsfaktoren und (e) Nachrechnungen der Durchbiegung  $w_Q$ .

setzt und muss von der Bewehrung aufgenommen werden. In Wirklichkeit geschieht dieser Übergang wohl kontinuierlicher.

Für die ausgewiesenen Beanspruchungsstufen  $M_i$  werden die zugehörigen Einzellaasten  $Q_i$  bestimmt. Dabei sind die ständigen Lasten  $g$  und  $G$  sowie das Gewicht der Belastungsvorrichtung zu berücksichtigen, da diese Lasten den Träger ebenfalls beanspruchen. Die Bereiche entlang des Trägers, in denen unterschiedliche Steifigkeiten  $EI$  vorhanden sind, müssen aufgrund der Biegebeanspruchung infolge aller Lasten bestimmt werden, da die absolute Beanspruchungshöhe für die Beträge der Steifigkeiten und deren Ausdehnungsbereiche bestimmend ist.

Die Durchbiegungszuwachse  $\Delta w_{Q_i}$  zwischen den Beanspruchungsstufen werden für die Zuwachse der Einzellast  $\Delta Q_i$  bestimmt und können mithilfe der Arbeitsgleichung berechnet werden, Symbol  $\circ$  in Bild A.22 (e). Es wird somit implizit angenommen, dass sich die aufgrund der absoluten Beanspruchungshöhe bestimmten Steifigkeitsverteilungen unmittelbar nach Überschreiten des vorhergehend betrachteten Werts der Einzellast einstellen.

Es ist daher sorgfältig zwischen den für die jeweilige Beanspruchungsstufe und die zugehörige Steifigkeitsverteilung wirksamen Kräften  $Q_i$ ,  $g$ ,  $G$  und den für die Durchbiegungszunahme  $\Delta w_{Q_i}$  wirksamen Kräften  $\Delta Q_i$  zu unterscheiden. Die ständigen Lasten  $g$ ,  $G$  dürfen in der Darstellung gemäss Bild A.22 (c) nicht berücksichtigt werden, da sie am effektiven Tragwerk nach dem Einbau auch nicht gemessen werden konnten.

### Zuggurtversteifung

Die gemäss dem oben beschriebenen Vorgehen bestimmten Steifigkeiten gelten für Rissquerschnitte und sind wegen der Zuggurtversteifung durch den Beton zu tief. Die Krümmungszuwachse und damit die Durchbiegungszuwachse beruhen vorwiegend auf den Verformungen der Bewehrungen.

In Anlehnung an Angaben in [V-87] zur Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit im gerissenen Zustand wird hier für den Abminderungsfaktor  $\kappa_{cr}$  der Durchbiegungsanteile in den gerissen-elastischen Bereichen

$$\kappa_{cr} = 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{y1}} \right)^a \left( 1 - \frac{EI_{II}}{EI_I} \right) \text{ mit } a = 2 \dots 1, \text{ je nach } s_m = \text{“klein”} \dots \text{“gross”}, \quad (\text{A.23})$$

vorgeschlagen. Ein kleiner Rissabstand kann für  $s_m \leq 100$  mm, ein grosser Rissabstand für  $s_m \geq 300$  mm angenommen werden. Da die benötigten Biegemomente und Steifigkeiten entlang der Trägerachse variieren, ist auch der Abminderungsfaktor nicht konstant. Er kann am einfachsten durch Vergrösserung der gerissenen Steifigkeit auf  $EI_{IIe} = EI_{II}/\kappa_{cr}$  berücksichtigt werden. Für den im Versuch beobachteten mittleren Rissabstand von  $s_m = 63$  mm beträgt der Faktor an den Trägerrändern 0.739 und in Balkenmitte 0.659.

Wird die Fließgrenze einer Bewehrung überschritten, fallen die Verbundspannungen stark ab, und die mittleren Dehnungen im Zuggurt und damit die Krümmungen resp. Durchbiegungen nehmen stark zu. Für den Reduktionsfaktor  $\kappa_y$  der Durchbiegungsteile in den gerissen-plastischen Bereichen wird

$$\kappa_y = 1 - \frac{E_p \varepsilon_{uk} - f_y}{E_p \varepsilon_{uk} (f_{tk} - f_y)} \cdot \frac{\tau_{b2}}{\bar{\sigma}} s_m \quad (\text{A.24})$$

vorgeschlagen. Die Verbundschubspannung  $\tau_{b2}$  wird bei schlaff bewehrten Trägern mit (A.9) bestimmt; bei vorgespannten Bewehrungen wird auf die Ausführungen von Kapitel 2.4 verwiesen. Der Verbundradius wird zu  $\bar{\sigma} = 4A_p / p_{bp}$  bestimmt. Mit den Kennwerten aus Bild A.22 (c) für die massgebende Bewehrung  $A_{p1}$  und  $p_{bp1} = 829$  mm ergibt sich  $\kappa_y = 0.913$ .

Die vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren müssen somit folgendermassen angewendet werden:

- $M \leq M_{cr}$                        $\kappa = 1.0$  resp.  $EI_e = EI_I$
- $M_{cr} < M \leq M_{y1}$              $\kappa = \kappa_{cr}$  resp.  $EI_e = EI_{II} / \kappa_{cr}$
- $M > M_{y1}$                        $\kappa = \kappa_y$  resp.  $EI_e = EI_y / \kappa_y$

Die so berechneten Durchbiegungen sind in Bild A.22 (e) mit  $\diamond$  bezeichnet. Die Punkte mit dem Symbol  $\blacklozenge$  in Bild A.22 (e) sind einzelne Rechenschritte im Bereich zwischen Riss- und Fließlast der ersten Bewehrung. Das effektive Verhalten wird leider nicht sehr gut abgebildet; die vorgeschlagene Methode eignet sich demnach vor allem zur Bestimmung der Durchbiegungen beim Bruch. Für eine Anwendung im Gebrauchszustand müsste das Modell angepasst werden.

Es ist klar, dass mit dem vorgeschlagenen Vorgehen ein gewisser Interpretationsspielraum entsteht, gerade was den Faktor  $\kappa_{cr}$  betrifft. Es kann Zufall sein, dass die Kraft-Verformungskurve im plastischen Bereich so genau abgebildet wird. Die vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren werden deshalb am Versuch PV3 aus [V-129] überprüft, Bild A.23 (a).

Im Versuch PV3 konnte ein mittlerer Rissabstand von  $s_m = 71$  mm festgestellt werden. Die übrigen Angaben zur Nachrechnung der Durchbiegungen entsprechen denjenigen von Bild A.22. Die Verformungen werden wiederum recht genau abgebildet. Die Traglast wird hingegen um 6.4% unterschätzt. Diese Differenz ist also weniger spektakulär als Bild A.23 (d) glauben lässt.

Die Verhältnisse in der Nähe der Risslast werden auch hier wie bereits in Bild A.22 (e) ebenfalls unbefriedigend abgebildet. Die Erklärung dürfte auch hier sein, dass einerseits die Betonzugfestigkeit stark unterschätzt wurde, da sie im direkten Zugversuch mit auf Stahlplatten geklebten Betonprismen ermittelt wurde und sich die behinderte Quer-

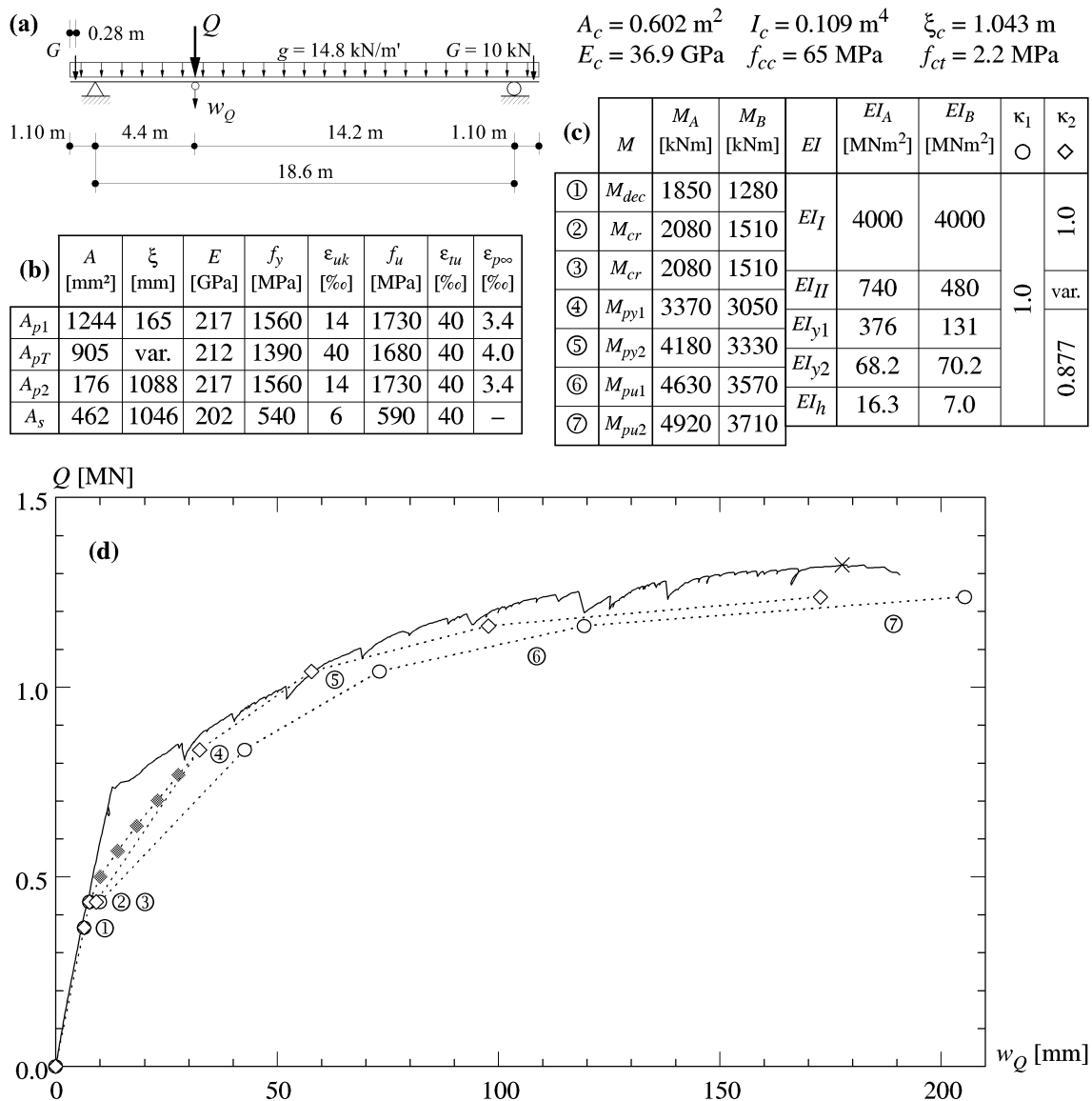


Bild A.23 Überprüfung der Zuggurtversteifung – (a) Statisches System und Kennwerte des Betonquerschnitts; (b) Kennwerte der Bewehrung; (c) Beanspruchungszustände, Steifigkeiten und Reduktionsfaktoren und (d) Nachrechnungen der Durchbiegung  $w_Q$ .

dehnung ungünstig auswirkte. Andererseits wirken sich erste einzelne Risse nur gering auf das globale Verformungsverhalten aus, so dass erst etwas grössere Bereiche gerissen sein müssen, um einen bedeutenden Einfluss auf die Gesamtverformung auszuüben. Zudem müsste der Reduktionsfaktor für die Zuggurtversteifung durch den Beton im gerissen-elastischen Bereich vermutlich angepasst werden. Ausserdem muss auch ganz klar festgehalten werden, dass die Schubverzerrungen in der vorgängigen Berechnung vernachlässigt werden, obwohl die Schubbeanspruchung der Träger recht hoch ist.

Die vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren liefern im Sinne einer vereinfachten Nachrechnung somit recht plausible Werte für die Verformungen oberhalb der Fließlasten. Sie sind an anderen statischen Systemen mit anderen Bewehrungsführungen zu überprüfen, insbesondere an Versuchen mit mittleren und grossen Rissabständen  $s_m$ . Entscheidende Bedeutung kommt auch der Wahl von  $\epsilon_{uk}$  in der Modellierung der Stahl-

kennlinien zu. Ebenfalls einen grossen Einfluss hat die Wahl von  $a$  zur Bestimmung des Abminderungsbeiwerts für die Durchbiegungsanteile in den gerissen-elastischen Bereichen. Ausserdem wäre der Einfluss von Schubverzerrungen noch genauer zu untersuchen; allerdings werden die Berechnungen dann vermutlich bereits recht aufwendig und sind somit nicht mehr im Sinne einer vereinfachten Nachrechnung von Versuchsdaten.

### **Statisch unbestimmte Systeme**

Statisch unbestimmte Systeme gibt es in diesem Sinne kaum zu untersuchen, da üblicherweise genügend Kräfte zur Bestimmung der Schnittkraftverteilungen gemessen werden, Abschnitt A.5.2. Können aufgrund des statischen Systems des Tragwerks nicht genügend Kräfte gemessen werden, kann der obige Berechnungsgang in Analogie zu Abschnitt A.7.2 zur Bestimmung der Schnittkraftverteilung angewendet werden. Dabei muss allerdings auf ausgewählte Durchbiegungsgrösse Bezug genommen werden, und die Berechnungen werden rasch sehr aufwendig.

# Bezeichnungen

## Lateinische Grossbuchstaben

<i>A</i>	Fläche; Index
<i>C</i>	Verbundkonstante
<i>D</i>	Dissipationsenergie; Draht
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>F</i>	Gurtkraft
<i>G</i>	Eigengewicht; Schubmodul
<i>I</i>	Flächenträgheitsmoment
<i>K</i>	Torsionskonstante
<i>L</i>	Spannweite
<i>M</i>	Biegemoment
<i>N</i>	Verbundkonstante
<i>P</i>	Vorspannkraft; Ankerkraft
<i>Q</i>	Einzellast; Nutzlast
<i>R</i>	Rayleigh-Quotient; Widerstand; Auflagerreaktion
<i>S</i>	Schnittkraft
<i>U</i>	Energie; Umlenkkraft
<i>V</i>	Querkraft
<i>W</i>	Arbeit der äusseren Kräfte

## Lateinische Kleinbuchstaben

<i>a</i>	Distanz; Länge; Faktor; Alter
<i>b</i>	Distanz; Länge; Breite
<i>c</i>	Konstante; Länge; Referenzmessung; Kohäsion; Betondeckung
<i>d</i>	statische Höhe
<i>e</i>	Exzentrizität
<i>f</i>	Baustofffestigkeit; Faktor; Fehler; Frequenz; Pfeilhöhe; bezogene (Rippen-)Fläche
<i>g</i>	ständige Lasten; Erdbeschleunigung
<i>h</i>	Querschnittshöhe
<i>i</i>	Index
<i>k</i>	äquivalente Steifigkeit; Faktor

<i>l</i>	Länge
<i>m</i>	Masse
<i>n</i>	Anzahl
<i>p</i>	Umfang; Druck
<i>q</i>	(gleichmässig) verteilte Last
<i>r</i>	Radius
<i>s</i>	Rissabstand; Bügel-/Stababstand
<i>t</i>	Dicke
<i>u</i>	Umlenkkräfte
<i>ü</i>	Lagerüberstand
<i>v</i>	Völligkeitsgrad
<i>w</i>	Verschiebung; Rissweite
<i>x</i>	Druckzonenhöhe
<i>x, y, z</i>	kartesische Koordinaten

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Verdrehung; Faktor; Bruchwinkel
$\beta$	Faktor; Würfeldruckfestigkeit ([N-8], [N-9]); Spanngliedneigung; Winkel
$\gamma$	Lastfaktor; Widerstandsbeiwert; Schiebung; Raumgewicht
$\delta$	Messbereich; Faktor; Schlupf
$\epsilon$	Dehnung; Stauchung
$\zeta$	Faktor
$\eta$	Faktor; Spannkraftverluste; relative Koordinate
$\theta$	Haupttrichtungswinkel
$\kappa$	Verbundkoeffizient
$\lambda$	Koeffizient; Faktor
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\xi$	Faktor; Schwerpunktskoordinate; relative Koordinate
$\rho$	geometrischer Bewehrungsgehalt; Rohdichte
$\sigma$	Normalspannung; Hauptspannung;

	Standardabweichung	<i>adm</i>	zulässig
$\tau$	Schubspannung	<i>b</i>	Verbund
$\varphi$	Winkel der inneren Reibung	<i>c</i>	Beton; Zylinder
$\Phi$	dynamischer Beiwert	<i>cal</i>	Eichmessung
$\chi$	Krümmung	<i>cr</i>	Riss
$\psi$	Lastfaktor	<i>d</i>	Bemessungsniveau
$\omega$	mechanischer Bewehrungsgehalt; Eigenkreisfrequenz	<i>dec</i>	dekomprimiert, Dekompressions...
<b>Weitere Zeichen</b>		<i>dis</i>	Störung; entfestigend
$\emptyset$	(Stab-)Durchmesser; Durchschnitt	<i>e</i>	effektiv
$\Delta$	Zuwachs; Differenz; Anteil	<i>el</i>	elastisch
$\Sigma$	Summe	<i>f</i>	Feder; Festigkeit
<b>Fusszeiger – Zahlen, Symbole</b>		<i>fr</i>	frei
0	initial; Kennwert	<i>g</i>	ständige Lasten; Gleichmass
0.2	0.2% bleibende Dehnung	<i>gl</i>	global
1...4	Kennwerte; Indizes	<i>gr</i>	Grenz...
28	nach 28 Tagen	<i>h</i>	verfestigend
$\infty$	Langzeitwert	<i>i</i>	Index; innen
$\perp$	Querdruck (Druck positiv)	<i>id</i>	idealisiert
I	ungerissen-elastisch	<i>inf</i>	unten
II	gerissen-elastisch	<i>k</i>	charakteristisch
<b>Fusszeiger – Grossbuchstaben</b>		<i>krit</i>	kritisch
<i>A</i>	Index; Fläche	<i>m</i>	mittlere(r); Mitte; Mörtel
<i>B</i>	Index	<i>max</i>	maximal, Maximum
<i>D</i>	Draht	<i>min</i>	minimal, Minimum
<i>F</i>	Bodenanker	<i>p</i>	Spannstahl; Prüfwert; polar
<i>G</i>	Eigenlasten	<i>pre</i>	vorfabriziert
<i>LM</i>	Lastmodell	<i>q</i>	verteilte (Nutz-)Last
<i>Ort</i>	Ortbeton	<i>r</i>	Gebrauchsniveau; radial
<i>P</i>	Vorspannung	<i>red</i>	reduziert
<i>Q</i>	Einzellast; Nutzlast	<i>s</i>	Betonstahl
<i>R</i>	Widerstand; Rippen; Resultierende	<i>stat</i>	statisch
<i>T</i>	Spannglied	<i>sup</i>	oben
<i>V</i>	Querkraft	<i>t</i>	Zug; Dicke
<b>Fusszeiger – Kleinbuchstaben</b>		<i>tot</i>	total
<i>a</i>	aktiv; Auflast; aussen	<i>u</i>	Bruch
		<i>v</i>	Verankerung; Querkräfte
		<i>w</i>	Würfel; Durchbiegung; Steg
		<i>y</i>	Fliessen



## Bezeichnungen

### **Kopfzeiger – Grossbuchstaben**

*F* Feldbereich

*S* Stützenbereich

### **Kopfzeiger – Kleinbuchstaben**

*exp* experimentell, Versuchs...

*l* links

*r* rechts

*theo* theoretisch

### **Kopfzeiger – Zahlen, Symbole**

[ ]\* Bruchniveau

$\overline{[ ]}$  äquivalent

[ ]' 1. Ableitung; von unten

[ ]'' 2. Ableitung

# Literatur

## Normen, Richtlinien, Empfehlungen

- [N-1] ASTRA (1998). *Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen*; Richtlinie, Ausgabe 1998, Bundesamt für Strassen, Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale Bern, 1998, 29 pp.
- [N-2] fib (1990). *CEB-FIP Model Code 1990*; Norm, Ausgabe 1990, Fédération Internationale du Béton (vormals Comité Euro-International du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte), Thomas Telford London, 1990, 437 pp.
- [N-3] SIA 160 (1956). *Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten*; Norm, Ausgabe 1956, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 40 pp.
- [N-4] SIA 160 (1970). *Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten*; Norm, Ausgabe 1970, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 81 pp.
- [N-5] SIA 160 (1989). *Einwirkungen auf Tragwerke*; Norm, Ausgabe 1989, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 104 pp.
- [N-6] SIA 161 (1990). *Stahlbauten*; Norm, Ausgabe 1990, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 116 pp.
- [N-7] SIA "162" (1906). *Provisorische Vorschriften über Bauten in armiertem Beton auf den schweizer. Eisenbahnen*; Okt. 1906, Eidg. Post- und Eisenbahndepartement, Bern, 6 pp.
- [N-8] SIA 162 (1956). *Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten*; Norm, Ausgabe 1956, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 48 pp.
- [N-9] SIA 162 (1968). *Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*; Norm, Ausgabe 1968, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 48 pp.
- [N-10] SIA 162 (1989/93). *Betonbauten*; Norm, Ausgabe 1989, Teilrevision 1993, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 86 pp.
- [N-11] SIA 162/5 (1997). *Erhaltung von Betontragwerken*; Empfehlung, Ausgabe 1997, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 44 pp.
- [N-12] SIA 169 (1987). *Erhaltung von Ingenieur-Bauwerken*; Empfehlung, Ausgabe 1987, Ausserkraftsetzung Juli 1997, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 20 pp.
- [N-13] SIA V 191 (1995). *Vorgespannte Boden- und Felsanker*; Empfehlung, Ausgabe 1995, Verlängerte Vernehmlassung, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 64 pp.

- [N-14] SIA 462 (1994). *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Tragwerke*; Richtlinie, Ausgabe 1994, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 16 pp.
- [N-15] SIA 469 (1997). *Erhaltung von Bauwerken*; Norm, Ausgabe 1997, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 20 pp.
- [N-16] SIA SC0 (2000). *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*; Normentwurf, interne Vernehmlassung 2000, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 64 pp.

### **Dissertationen, Fachbücher**

- [D-17] Altimore, F. M. (1995). *Stress Laminated Metal Plate Connected Truss Bridges*; Dissertation, University of Maine, Dec. 1995, 359 pp.
- [D-18] Alvarez, M. (1998). *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 236, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 1998, 182 pp.
- [D-19] Bachmann, H. (1967). *Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 13, ETH Zürich, Institut für Baustatik, Zürich, Juris Druck + Verlag Zürich, Juli 1967, 188 pp.
- [D-20] Blevins, R. D. (1984). *Formulas for Natural Frequency and Mode Shape*; Reprint Edition 1984, Krieger Publishing Malabar Florida, 1984, 492 pp.
- [D-21] Bruggeling, A. S. G.; Huyghe, G. F. (1991). *Prefabrication with Concrete*; Balkema Rotterdam, 1991, 380 pp.
- [D-22] Bruggeling, A. S. G. (1991). *Structural Concrete - Theory and its Application*; Balkema Rotterdam, 1991, 470 pp.
- [D-23] Cantieni, R. (1992). *Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge*; Dissertation, EMPA-Bericht Nr. 220, Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Dübendorf, 1992, 247 pp.
- [D-24] Fürst, A. (2001). *Vorgespannte Betonzugglieder im Brückenbau*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 267, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 2001, 124 pp.
- [D-25] Hassan, M. (1994). *Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation du comportement des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte*; Dissertation Nr. 1296, EPF Lausanne, Département de génie civil, 1994, 148 pp.
- [D-26] Kaufmann, W. (1998). *Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 234, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 1998, 147 pp.

- [D-27] Lampert, P. (1970). *Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 26, ETH Zürich, Institut für Baustatik, Zürich, Juris Druck + Verlag Zürich, Jan. 1970, 189 pp.
- [D-28] Leonhardt, F.; (1980). *Vorlesungen über Massivbau - Fünfter Teil: Spannbe- ton*; Springer Berlin, 1980, 296 pp.
- [D-29] Marti, P. (1980). *Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 104, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Okt. 1980, 176 pp.
- [D-30] Menn, C. (1990). *Stahlbetonbrücken*; Zweite, überarbeitete Auflage, Springer Wien, 1990, 541 pp.
- [D-31] Müller, P. (1978). *Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 83, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Kon- struktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 1978, 160 pp.
- [D-32] Muttoni, A. (1990). *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 176, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juni 1990, 158 pp.
- [D-33] Muttoni, A.; Schwartz, J.; Thürlimann, B. (1996). *Bemessung von Betontrag- werken mit Spannungsfeldern*; Birkhäuser Basel, 1996, 145 pp.
- [D-34] Oertle, J. (1988). *Reibermüdung einbetonierter Spannkabel*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 176, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Sept. 1988, 213 pp.
- [D-35] Roelfstra, G. (2001). *Modèle d'évolution de l'état de ponts-routes en béton*; Dissertation Nr. 2310, EPF Lausanne, Département de génie civil, 2000, 153 pp.
- [D-36] Schenkel, M. (1998). *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Be- tondeckung*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 237, ETH Zürich, Institut für Bau- statik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Sept. 1998, 162 pp.
- [D-37] Sigrist, V. (1995). *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*; Disser- tation, IBK-Bericht Nr. 166, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruk- tion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 1995, 159 pp.
- [D-38] Stoffel, Ph. (2000). *Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbe- tonbauten*; Dissertation, IBK-Bericht Nr. 251, ETH Zürich, Institut für Bau- statik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juli 2000, 185 pp.

**Fachartikel**

- [F-39] Azizinamini, A.; Boothby, T. E.; Shekar, Y. (1994). *Old Concrete Slab Bridges - Part I: Experimental Investigation*; ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 11, Nov. 1994, pp. 3284-3304.
- [F-40] Bachmann, H. (1994). *Die Methode der Kapazitätsbemessung*; Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 45, 3. Nov. 1994, pp. 942-946 sowie IBK-Sonderdruck Nr. 0005, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Dez. 1994, 5 pp.
- [F-41] Banz, A.; Bassetti, A.; Bailey, S. F.; Hirt, M. A. (1999). *Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken - Beurteilung mit aktualisierten Lastfaktoren*; Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 5, 5. Feb. 1999, pp. 101-106.
- [F-42] Base, G. D. (1955). *Further notes on the Demec, a demountable mechanical strain gauge for concrete structures*; Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 19, Mar. 1955, pp. 35-38.
- [F-43] Base, G. D.; Lewis, H. E. (1959). *Tests on 15-year-old, 54-ft-long Pre-tensioned Beams*; PCI Journal, Vol. 4, No. 1, June 1959, pp. 64-71.
- [F-44] Bažant, Z.; Kim, J.-K. (1984). *Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams*; ACI Journal, Proceedings, Vol. 81, No. 5, Sept./Oct. 1984, pp. 456-468.
- [F-45] Bažant, Z.; Cao, Z. (1987). *Size Effect of Shear Failure in Prestressed Concrete Beams*; ACI Journal, Proceedings, Vol. 83, No. 2, Mar./Apr. 1986, pp. 260-268.
- [F-46] Bažant, Z.; Sun, H.-H. (1987). *Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups*; ACI Materials Journal, Vol. 84, No. 4, July/Aug. 1987, pp. 259-272.
- [F-47] Belarbi, A.; Hsu, T. T. C. (1995). *Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression*; ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 5, Sept./Oct. 1995, pp. 562-573.
- [F-48] Benning, W.; Görtz, S.; Schwermann, R. (2000). *Photogrammetrie-gestützte Deformationsanalyse an Stahl- und Spannbetonbauteilen*; Allgemeine Vermessungsnachrichten 107/2000, Heft 10, Okt. 2000, Wichmann Karlsruhe, pp. 346-352.
- [F-49] Bez, R.; Cantieni, R.; Jacquemoud, J. (1987). *Modeling of Highway Traffic Loads in Switzerland*; IABSE Periodica, Issue 3/1987, Nr. P-117/87, pp. 153-168.
- [F-50] Birkenmaier, M. (1977). *Verbundprobleme bei Spannbettvorspannung*; Schweizerische Bauzeitung, Heft 26 / 95. Jg., 30. Juni 1977, pp. 426-433.

- [F-51] Bucher, C.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K. (1997). *EXTRA II - Pilotobjekt Wehrenbrücken Drakenburg - Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken*; Bautechnik 74/1997, Heft 5, Ernst & Sohn Berlin, pp. 301-319.
- [F-52] Cohen, J. S. (1993). *Investigation of Full-Scale Performance of Structures - Research Potentials*; Proceedings, Structures Congress '93 'Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation', Vol. I, Irvine California, Apr. 19-21 1993, ASCE, pp. 847-852.
- [F-53] Donzel, M. (2000). *Repair of Bridges under Traffic*; Proceedings, 16th Congress of IABSE, Lucerne, Sept. 18-21 2000, International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 324/325 und 8 pp. auf CD-ROM.
- [F-54] Fischer, O. (1998). *Der Bang Na Expressway Bangkok - Teil 2: Tragwirkung, Grossversuch, Berechnung*; Beton- und Stahlbetonbau 93/1998, Heft 2, Ernst & Sohn Berlin, pp. 36-41.
- [F-55] Goto, Y. (1971). *Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars*; ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, No. 4, Apr. 1971, pp. 244-251.
- [F-56] Huber, H.; Kropf, P.; Willi, J. (1999). *Viadukt Wassnerwald - Brückeninstandsetzung durch Teilersatz*; Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 18, 7. Mai 1999, pp. 369-374.
- [F-57] Ibell, T. J.; Morley, C. T.; Middleton, C. R. (1997). *A plasticity approach to the assessment of shear in concrete beam-and-slab bridges*; The Structural Engineer, Vol. 75, No. 19, Oct. 1997, pp. 331-338.
- [F-58] Janney, J.; Eney, W. J. (1957). *Full Scale Tests of Bridge On Northern Illinois Toll Highway*; Proceedings, 'World Conference On Prestressed Concrete', San Francisco California, July 1957, pp. A12/1-A12/18.
- [F-59] Kuhn, B. A. (1991). *Permanente Einstabanker - Praktische Erfahrungen im Kanton Zürich*; Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 9, 28. Feb. 1991, pp. 197-200.
- [F-60] Labia, Y.; Saiidi, M.; Douglas, B. (1997). *Full-Scale Testing and Analysis of 20-Year-Old Pretensioned Concrete Box Girders*; ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 5, Sept./Oct. 1997, pp. 471-482.
- [F-61] Ladner, M. (1967). *Über die Verschiebung des Trägersendes beim Rollenlager des einfachen Balkens*; Schweizerische Bauzeitung, 85. Kg., Heft 20, Mai 1967, pp. 359/360.
- [F-62] Marti, P. (1994). *Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren*; Festschrift Prof. J. Schneider zum 60. Geburtstag, IBK Publikation SP-001, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Mai 1994, pp. 143-150.

- [F-63] Marti, P. (1994). *Shear Design of Variable Depth Girders with draped Prestressing Tendons in Prestressed Concrete in Switzerland 1990-1994*; report by the Swiss Group FIP on the occasion of the 12th FIP Congress, Washington, D.C., May 1994, pp. 16-19.
- [F-64] Marti, P. (1997). *How to Treat Shear in Structural Concrete*; James G. MacGregor Symposium, ACI 1997 Spring Convention, Seattle, Washington, April 9 1997, 18 pp.
- [F-65] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V. (1998). *Tension Chord Model for Structural Concrete*; Structural Engineering International, Vol. 8, No. 4, 1998, pp. 287-298.
- [F-66] Marti, P.; Fürst, A. (1998). *Neue Konzepte für unterspannte Brücken*; Tagungsband 'Externe Vorspannung und Segmentbauweise', Universität Fridericiana Karlsruhe (TH), 5.-7. Okt. 1998, Ernst & Sohn Berlin, 1998, pp. 133-140.
- [F-67] Miller, R. A.; Aktan, A. E.; Shahrooz, B. M. (1992). *Nondestructive and Destructive Testing of a Three Span Skewed R.C. Slab Bridge*; Proceedings of sessions sponsored by the Engineering Mechanics Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the Structures Congress 'Non-destructive Testing of Concrete Elements and Structures', San Antonio Texas, Apr. 13-15 1992, ASCE, pp. 150-161.
- [F-68] Morice, P. B.; Base, G. D. (1953). *The design and use of a demountable mechanical strain gauge for concrete structures*; Magazine of Concrete Research, Vol. 5, No. 13, Aug. 1953, pp. 37-42.
- [F-69] Olson, S. A.; French, C. W.; Leon, R. T. (1990). *Prestressed Concrete Girders after 20 Years in Service in Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation*; Vol. 187, NATO ASI Series E: Applied Sciences, Kluwer Academic Publishers Dordrecht, 1990, pp. 391-403.
- [F-70] Pan, T.-C.; Cheong, H. K. (1992). *Performance of Viaduct Girder Under Static and Dynamic Loading*; ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 6, No. 2, May 1992, pp. 96-106.
- [F-71] Plos, M.; Gylltoft, K.; Cederwall, K. (1991). *Full-Scale Shear Tests on two Bridges*; Proceedings, IABSE Colloquium 1991 'Structural Concrete', Stuttgart, 1991, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, pp. 649-654.
- [F-72] Rabbat, B. G.; Schultz, D. M. (1984). *25-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Girders Tested*; PCI Journal, Vol. 29, No. 1, Jan./Feb. 1984, pp. 177-179.
- [F-73] Riessauw, F. G.; Taerwe, L. (1980). *Tests on Two 30-Year-Old Prestressed Concrete Beams*; PCI Journal, Vol. 25, No. 6, Nov./Dec. 1980, pp. 70-72.
- [F-74] Scanlon, A.; Mikhailovsky, L. (1987). *Full-scale Load Test of Three-Span Concrete Highway Bridge*; Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 14, No. 1, 1987, pp. 19-23.

- [F-75] Shenoy, Ch. V.; Frantz, G. C. (1991). *Structural Tests of 27-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams*; PCI Journal, Vol. 36, No. 5, Sept./Oct. 1991, pp. 80-90.
- [F-76] Stoffel, Ph.; Marti, P. (1996). *Structural Evaluation of a 30-Year-Old Post-Tensioned Concrete Bridge*; Proceedings, 12. FIP-Symposium '96 'Post-Tensioned Concrete Structures', London, Sept. 25-27 1996, pp. 267-274.
- [F-77] Tabatabai, H.; Dickson, T. J. (1993). *Structural Evaluation of a 34-Year-Old Precast Post-Tensioned Concrete Girder*; PCI Journal, Vol. 38, No. 5, Sept./Oct. 1993, pp 50-63.
- [F-78] Takebayashi, T.; Deeprasertwong, K.; Leung, Y. (1994). *A Full-scale Destructive Test of a Precast Segmental Box Girder Bridge with Dry Joints and External Tendons*; Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings, Vol. 104, Issue 3, Aug. 1994, pp. 297-315.
- [F-79] Vogel, T. (1996). *Provided Testing to Failure of a 37 Year old Road Bridge*; Proceedings, International Seminar on Structural Assessment 'The Role of Large and Full Scale Testing', London, July 1-3 1996, City University London, pp. 115-123.
- [F-80] Vogel, T. (1999). *Neue Nutzungsanforderungen an bestehende Bauten: Zustandserfassung und wirtschaftliche Neudimensionierung*; Tagungsunterlagen, TFB-Tagung 984381 'Zusätzliche Beanspruchungen für bestehende Bauten: Verstärken mit Lamellen und durch Querschnittsvergrößerungen', TFB Wildegg, 17. März 1999, pp. 1-21.
- [F-81] Vogel, T. (2001). *Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch - Erste Ergebnisse eines Forschungsprojekts an der ETH Zürich*; tec21 (vormals Schweiz. Ingenieur und Architekt), Heft 24, 15. Juni 2001, pp. 19-24.
- [F-82] Walser, R.; Steiner, W. (1996). *Verstärkung Rheinbrücke Oberriet-Meiningen*; Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 44, 24. Okt. 1996, pp. 994-996.
- [F-83] Zhang, L. X.; Hsu, T. T. C. (1998). *Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Elements*; ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 1, Jan./Feb. 1998, pp 24-34.
- [F-84] Zwicky, D. (2000). *Structural Evaluation of 30-year-old Prestressed Concrete Girders*; Proceedings, 3rd International PhD Symposium in Civil Engineering, Vol. 2, Vienna, Oct. 5-7 2000, Institute of Structural Engineering, University of Applied Sciences Vienna, Austria, pp. 343-354.
- [F-85] Zwicky, D.; Vogel, T. (2001). *A concept for checking structural safety of existing girder bridges and comparison with full scale tests*; Proceedings, IAB-MAS '02 'First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management', Barcelona, July 14-16 2002, International Center for Numerical Methods in Engineering, Technical University of Catalonia Barcelona, Spain, pp. 455/456 und 8 pp. auf CD-ROM.



### Versuchsberichte, Dokumentationen, Autographien

- [V-86] Alvarez, M.; Marti, P. (1996). *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen*; IBK-Bericht Nr. 222, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Sept. 1996, 135 pp.
- [V-87] Bachmann, H. (1991). *Stahlbeton I & II - Grundzüge des Stahlbetons und des vorgespannten Betons*; Autographie, ETH Zürich, Departement Bau, Umwelt und Geomatik, Studiengang Bauingenieurwissenschaften (vormals Abteilung für Bauingenieurwesen), Zürich, 1991.
- [V-88] Bailey, S. F.; Antille, S.; Béguin, P.; Imhof, D.; Brühwiler, E. (2002). *Niveau de sécurité requis pour l'évaluation de ponts-routes existants - Erforderliches Sicherheitsniveau für die Überprüfung bestehender Brücken*; Bericht Nr. 566, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen Bern, Apr. 2002, 59 pp.
- [V-89] Bargähr, R.; Maag, P. (1999). *Experimentelle Untersuchungen an Einhängeträgern*; Diplomarbeit, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Juni 1999, 45 pp., unveröffentlicht.
- [V-90] Baumann, M.; Brianza, M.; Esner, K.; Thürlimann, B. (1987). *Versuche an der ersten vorgespannten Brücke der Schweiz*; IBK-Bericht Nr. 8301-1, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juni 1987, 73 pp.
- [V-91] Beal, D. B. (1982). *Destructive Testing Of A Reinforced-Concrete T-Beam Bridge*; Research Report 100, New York State Department of Transportation, Engineering Research and Development Bureau, Dec. 1982, 41 pp.
- [V-92] Bruderer, M.; Vetter, D. (2001). *Bruchversuch an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Jan. 2001, 87 pp., unveröffentlicht.
- [V-93] Bucher, G.; Fernandez, A. (2001). *Bruchversuch an einem Spannbetonträger*; Diplomarbeit, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Juli 2001, 71 pp., unveröffentlicht.
- [V-94] Cantieni, R. (1983). *Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz - 60 Jahre Erfahrung der EMPA*; Bericht Nr. 116/1, Abteilung 116 Massivbau, Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Dübendorf, Juli 1983, 78 pp.
- [V-95] Eibl, J.; Neuroth, U. (1988). *Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querkzug*; Forschungsbericht Nr. T2024, Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, IRB Verlag Stuttgart, 1988, 136 pp.

- [V-96] Eidgenössisches Departement des Innern (1975). *Brücken in Spannbeton (vorfabriziert)*; Dossier Nr. 331, Schweizerische Nationalstrassen – Standardprojekte für Brücken, Eidgenössische Drucksachen- und Materialzentrale Bern, 1975, 122 pp.
- [V-97] Fürst, A.; Marti, P. (1996). *Versuche an Trägern mit Unterspannung aus vorfabrizierten, vorgespannten Betonzuggliedern*; IBK-Bericht Nr. 243, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juni 1999, 108 pp.
- [V-98] Imhof, D.; Bailey, S. F.; Hirt, M. A. (2001). *Modèle de charge (trafic 40t) pour l'évaluation des ponts-routes a deux voies avec trafic bidirectionnel (Lastmodell (40t-Verkehr) zur Beurteilung zweispuriger Strassenbrücken mit Gegenverkehr)*; Bericht Nr. 556, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen Bern, Aug. 2001, 47 pp.
- [V-99] Kälin, Th; Derendinger, P. (1967). *Lehnenbrücke Wassnerwald – Statische Berechnung – N2 Baulos 4 Kantonsstrassenverlegung Wassnerwald*, Ingenieurbüro Th. Kälin, Schwyz, Mai 1967, 108 pp., unveröffentlicht.
- [V-100] Kaufmann, W.; Marti, P. (1996). *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*; IBK-Bericht Nr. 226, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Nov. 1996, 131 pp.
- [V-101] Köppel, S.; Vogel, T. (1997). *Feldversuch Steilerbachbrücke*; IBK-Bericht Nr. 231, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Sept. 1997, 66 pp.
- [V-102] Kollegger, J.; Mehlhorn, G. (1990). *Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung*; Heft Nr. 413, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Berlin, 1990, 132 pp.
- [V-103] Leonhardt, F.; Walther, R. (1962). *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*; Heft Nr. 151, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1962, 83 pp.
- [V-104] Marti, P.; Sigrist, V.; Alvarez, M. (1997). *Mindestbewehrung bei Betonbauten*; Bericht Nr. 529, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen Bern, Juni 1997, 55 pp.
- [V-105] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V. (1999). *Tragverhalten von Stahlbeton – Fortbildungskurs für Bauingenieure, ETH Zürich, 30.9./1.10.1999*; IBK-Publikation SP-008, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, September 1999, 301 pp.
- [V-106] Marti, P.; Stoffel, Ph. (1999). *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Betonbauten – Fortbildungskurs für Bauingenieure, ETH Zürich, 30.9./1.10.1999*; IBK-Publikation SP-009, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, September 1999, 87 pp.

- [V-107] Meyboom, J. (2001). *Experimental Investigation of Shear Diaphragms in Reinforced Concrete Slabs*; IBK-Bericht Nr. 263, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Juni 2001, 165 pp.
- [V-108] Noakowski, P. (1988). *Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rissbreite - Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug, Rechenhilfen für die Praxis*; Heft Nr. 394, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Berlin, 1988, 75 pp.
- [V-109] Rehm, G. (1961). *Über die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton*; Heft Nr. 138, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1969, 59 pp.
- [V-110] Rigendinger, H.; Maag, W. (1994). *Beanspruchung von Brückenbauten infolge Strassenlasten - Vergleich der Normen SIA 160 von 1956, 1970 und 1989*; Bundesamt für Strassenbau, Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale Bern, September 1994, 75 pp.
- [V-111] Rösli, A.; Kowalczyk, R.; Hofacker, H.; Sagelsdorff, R. (1963). *Die Versuche an der Glatzbrücke in Opfikon*; EMPA-Bericht Nr. 192, Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Dübendorf, 1963, 86 pp.
- [V-112] Rüschi, H.; Rehm, G. (1963). *Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen*; Heft Nr. 147, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1963, pp. 1-38.
- [V-113] Schäfer, K.; Schelling, G.; Kuchler, T. (1990). *Druck und Querkraft in bewehrten Betonelementen*; Heft Nr. 408, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Berlin, 1990, pp. 5-85.
- [V-114] Schenkel, M.; Vogel, T. (1997). *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung*; IBK-Bericht Nr. 228, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Mai 1997, 92 pp.
- [V-115] Schickert, G.; Krause, M.; Wiggenhauser, H. (1991). *Studie zur Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren bei Ingenieurbauwerken – ZfPBau-Kompodium*; Forschungsbericht 177, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin, 1991, 227 pp., vergriffen. WWW-Ausgabe (1999): [http://www.bam.de/service/publikationen/zfp\\_kompodium/welcome.html](http://www.bam.de/service/publikationen/zfp_kompodium/welcome.html)
- [V-116] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H. (1988). *Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querkraft*; Heft Nr. 389, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1988, pp. 11-98.
- [V-117] Schulte, O.; Straub, D. (2000). *Schubversuche an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Jan. 2000, 82 pp., unveröffentlicht.

- [V-118] SIA D 144 (1997). *Erhaltung von Betontragwerken - Einführung in die Empfehlung SIA 162/5*; SIA-Dokumentation D 0144, Referate der Tagung vom 1. Oktober 1997 in Zürich, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1997, 80 pp.
- [V-119] Sigrist, V.; Marti, P. (1993). *Versuche zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*; IBK-Bericht Nr. 202, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Nov. 1993, 90 pp.
- [V-120] Stempfle, H. (1999). *Schubversuch an einem Spannbetonträger*; Diplomarbeit, ETH Zürich / Universität Stuttgart, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Aug. 1999, 63 pp., unveröffentlicht.
- [V-121] StahlTon (1979). *Vorspanntechnik*; Produktdokumentation, StahlTon AG, Zürich.
- [V-122] StahlTon (1992). *Vorfabrikation StahlTon - Tragelemente - Fassaden*; Produktdokumentation, StahlTon AG, Zürich.
- [V-123] Stoffel, Ph.; Marti, P. (1997). *Modellversuche Europabrücke*; IBK-Bericht Nr. 227, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, März 1997, 118 pp.
- [V-124] Thürlimann, B.; Marti, P.; Pralong, J.; Ritz, P.; Zimmerli, B. (1983). *Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton*; Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Zürich, 13.-15. April 1983, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 252 pp.
- [V-125] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H. (1980). *Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung*; Heft Nr. 310, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1980, 151 pp.
- [V-126] Vogel, T. (1999). *Zustandsbeurteilung von Stahlbetontragwerken - Erkennen von potentiell spröden und plötzlichen Versagen bei Stahlbeton-Strassenbrücken*; Bericht Nr. 540, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen Bern, Juni 1999, 94 pp.
- [V-127] Walter, R.; Utescher, G.; Schreck, D. (1977). *Vorausbestimmung der Spannkraftverluste infolge Dehnungsbehinderung*; Heft Nr. 282, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, 1980, 44 pp.
- [V-128] Weber, B. (2001). *Tragwerksdynamik*; Autographie, ETH Zürich, Departement Bau, Umwelt und Geomatik, Studiengang Bauingenieurwissenschaften, Zürich, 2001, 170 pp.
- [V-129] Zwicky, D.; Vogel, T. (2000). *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*; IBK-Bericht Nr. 258, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, Nov. 2000, 167 pp.