Vorspanngrad von Freivorbaubrücken: Hinterfragung der Methode des Verformungsausgleichs

Autor(en): **Vogel, Thomas**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **116 (1998)**

Heft 26

PDF erstellt am: **29.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-79531

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Thomas Vogel, Zürich

Vorspanngrad von Freivorbaubrücken

Hinterfragung der Methode des Verformungsausgleichs

Einige Freivorbaubrücken aus den sechziger und siebziger Jahren weisen übermässige Durchbiegungen unter ständigen Lasten auf, die zum Teil immer noch zunehmen. Die Gebrauchstauglichkeit ist dadurch betroffen, so dass von einem Schaden gesprochen werden kann. Der Quotient aus Durchbiegung infolge Vorspannung und ständiger Lasten, der als Bemessungskriterium dienen könnte, wird hinterfragt und kommentiert. Die Untersuchung lässt Empfehlungen für künftige Bauten zu.

Die ersten Freivorbaubrücken in Stahlbeton wurden in der Schweiz vor über 25 Jahren gebaut. Die Bauweise hat sich bewährt, insbesondere wenn es gilt, grosse Spannweiten zu überbrücken und das Terrain unter der Brücke zu schonen und nur lokal zu beanspruchen.

Schadenfälle

Trotzdem gibt es einzelne Objekte, die grössere als die berechneten und durch Überhöhung kompensierten Durchbiegungen aufweisen, sowie solche, deren Durchbiegungen keinem Endwert zustreben. Die Tragsicherheit wird dadurch nicht beeinflusst, hingegen allenfalls die Gebrauchstauglichkeit, wenn die Funktionstüchtigkeit (z.B. der Entwässerung), der vorausgesetzte Fahrkomfort sowie das Aussehen beeinträchtigt sein können. Sind solche Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr akzeptierbar, muss deshalb von einem Schaden gesprochen werden.

Die Methode des Verformungsausgleichs

Die Forschungsgruppe um Prof. R. Favre bearbeitete ab 1983 im Rahmen der Brückenforschung des damaligen Bundesamts für Strassenbau (ASB) ein Projekt [1], stellte die Resultate als Bericht vor und publizierte sie anschliessend in [2].

Die Autoren schlagen als Mass für den Vorspanngrad einen Verformungsausgleichgrad β vor, der wie folgt definiert ist:

$$\beta = - \frac{w_c(P_m)}{w_c(g)}$$

mit w_c elastische Verformung in Feldmitte
P_m mittlere Vorspannkraft (zwischen $t = 0$ und $t = \infty$)
g ständige und eventuelle quasiständige Einwirkungen.

Sie verwenden sodann β, um einen erforderlichen Vorspanngrad abhängig von den gestellten Anforderungen wie folgt zu postulieren:

- $\beta \geq 0{,}9$: erhöhte Anforderungen
- $\beta \geq 0{,}8$: normale Anforderungen
- $\beta \geq 0{,}7$: geringe Anforderungen
- $\beta \geq 0{,}6$: sehr geringe Anforderungen

Ferner definieren sie α_c als Winkel der Tangenten der Biegelinie bei Unstetigkeitsstellen (Gelenke, Endauflager), berechnet am elastischen System mit kurzfristiger Steifigkeit. Sie fordern dann

$$(1+\varphi)\,|\alpha_c(g) + \alpha_c(P_m)| \leq \alpha_{zul}$$

mit φ als Endkriechzahl und begrenzen diesen Wert α_{zul} auf 0,5‰ für Autobahnbrücken und Brücken auf Hauptstrassen sowie auf 1,0‰ für Brücken auf Nebenstrassen.

1
Zusammenstellung der behandelten Objekte

Nr.	Strasse	Name	Ort	Baujahr	Verstärkung	Quelle
1	A 2	Schwarzwaldbrücke	Basel	1971-73		[3] [4]
2	A 1	Felsenaubrücke	Bern	1972-74		[3] [4]
3	A 9	Ganterbrücke	Simplon	1976-80		[3] [4]
4	A 2	Viadotto della Biaschina	Leventina	1979-83		[3] [4]
5	381 a	Lorzentobelbrücke	Zug	1982-85		[3] [4]
6	A 9	Pont de Chandoline	Sion	1987-89		[3] [4]
7	A 13	Hinterrheinbrücke	Thusis	1991-94		[3] [4]
8	A 9	Viaducs de Chillon	Veytaux	1966-67	1995	[5] [6]
9	A 9	Ponts sur la Paudèze	Pully	1971-73		[7]
10	A 9	Ponts sur la Lutrive	Lutry	1971-72	1988	[8]
11	A 12	Pont s/Veveyse de Fégire	Châtel-St-Denis	1979-80	1995	[9] [10]

Die gesamte Untersuchung basiert auf Hohlkastenbrücken, die auf einem Lehrgerüst oder im Taktvorschub erstellt wurden. Sie erhebt jedoch den Anspruch auf umfassendere Gültigkeit.

Fragestellung

Es stellt sich nun die Frage, ob der Verformungsausgleichsgrad β ein geeignetes Mass ist, um das langfristige Verformungsverhalten von Freivorbaubrücken zu beurteilen, da bei diesen offensichtlich Probleme existieren. Der Autor erhielt vom Bundesamt für Strassenbau den Auftrag, für eine Anzahl Freivorbaubrücken die relevanten Daten, insbesondere deren β-Werte und Kenntnisse über das Langzeitverhalten zusammenzustellen, die Resultate zu interpretieren und einen Kommentar zum empfohlenen Vorgehen von Favre et al. abzugeben.

Grundlagen

Die Unterlagen über die Brückenobjekte wurden bei Projektverfassern, Experten und Prüfingenieuren zum Teil direkt, [3] und [4], zum Teil durch Vermittlung der Bauherrschaft, [5] bis [10], beschafft.

Von einer Vorspannunternehmung waren zudem Bemessungswerte von Freivorbaubrücken im Ausland bekannt, die jedoch leider nicht nach denselben Kriterien aufgearbeitet werden konnten.

In Bild 1 sind alle betrachteten Objekte mit detaillierter Quellenangabe aufgeführt. Nebst klassischen Voutenträgern enthält sie auch Schrägkabelbrücken, die im Freivorbau erstellt worden sind (Objekte Nr. 3 und 6). Obwohl allerorts dieselben Informationen eingefordert worden waren, ist die Datenlage sehr heterogen. Dies insbesondere deshalb, weil in [3] und [4] zielgerichtet Daten gesammelt und weiterbearbeitet wurden, in [5] bis [10] jedoch lediglich bereits bestehende Unterlagen aus dem Zusammenhang herausgenommen und weitergereicht wurden.

Um die Plausibilität der erhaltenen Daten zu prüfen, die Sensitivität der Methode zu überprüfen und die Angaben der Projektverfasser zu ergänzen, wurden an einem Feld des talseitigen Pont sur la Paudèze (Objekt Nr. 9) eigene Berechnungen angestellt.

Resultate

Verformungsausgleichgrad ß

In Bild 2 sind alle berechneten Verformungsausgleichgrade zusammengestellt, in Bild 3 sind sie zudem abhängig von der Spannweite aufgezeichnet.

Vorspanngrad nach Spannungszustand

Auslegungskriterium für die Wahl der Grösse der Vorspannung waren nebst der Gewährleistung der Tragsicherheit in der Regel der Spannungszustand im Bau- sowie im Endzustand jeweils für ständige und extremale Lasten auf Gebrauchsniveau für die beiden Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$.

Seit die Begriffe für den Vorspanngrad im SIA-Normenwerk nur noch am Rande vorkommen, werden sie leider etwas beliebig verwendet. Deshalb seien sie nachfolgend nochmals definiert (nach [3]):

- Volle Vorspannung: Auf dem Kennwertniveau der Einwirkungen treten in Richtung der Spannbewehrung keine Zugspannungen im Stahlbetonquerschnitt auf.
- Beschränkte Vorspannung: Die Zugspannungen im Stahlbetonquerschnitt dürfen auf Gebrauchsniveau begrenzte zulässige Werte nicht überschreiten.
- Teilweise Vorspannung: Es sind allein die Anforderungen einer ausreichenden Tragsicherheit mit der lediglichen Kontrolle eines akzeptablen Verhaltens des Stahlbetonquerschnitts hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

In Bild 4 sind für die Objekte aus [3] sowie für das selber nachgerechnete Objekt Nr. 9 die Vorspanngrade für jeweils drei Zustände über die ganze Hauptspannweite schematisch dargestellt.

Langzeitverhalten der betrachteten Brücken

Für das Langzeitverhalten werden die zitierten Referenzen zum Teil wörtlich übernommen, damit keine Information verlorengeht. Die Werkeigentümer verfügen sicher über ein Mehrfaches an Daten. Diese sind jedoch interpretationsbedürftig und wurden deshalb im Rahmen dieser Untersuchung nicht erhoben.

- Schwarzwaldbrücke (Objekt Nr. 1): «Obwohl im Bauzustand wie auch unter ständigen Einwirkungen im Endsystem ein hoher Vorspanngrad gewählt wurde, ist eine Nachregulierung der Brückennivellette im Bereich des Mittelgelenkes während der Nutzungsdauer notwendig.» [3]
- Felsenaubrücke (Objekt Nr. 2): «Das bisherige Langzeitverhalten des Brückenträgers bestätigt indirekt das Auslegungskriterium der beschränkten Vorspannung im Freivorbauzustand mit teilweise langen freien Standzeiten bis zum Fugenschluss.» [3]

Nr.	Objekt	Systemteil	Spannweite	ß-Wert
1	Schwarzwaldbrücke	Hauptspannweite	118,84 m	0,58
2	Felsenaubrücke	Hauptspannweite	144,00 m	0,84
3	Ganterbrücke	Hauptspannweite	174,00 m	0,69
4	Viadotto della Biaschina	Hauptspannweite	160,00 m	0,87
5	Lorzentobelbrücke	Hauptspannweite	128,00 m	1,28
6	Pont de Chandoline	Hauptspannweite	140,00 m	0,99
7	Hinterrheinbrücke Thusis	Hauptspannweite	115,00 m	0,73
		Randfeld	63,00 m	1,42
		Übergangsfeld	72,00 m	1,07
8	Viaducs de Chillon	Regelspannweite	92,00 m	0,76
		nach Verstärkung		0,80
9	Ponts sur la Paudèze	Hauptspannweite	104,00 m	0,78
10	Ponts sur la Lutrive	Hauptspannweite	143,50 m	0,64

2
Verformungsausgleichsgrade ß

- Viadotto della Biaschina (Objekt Nr. 4): «Mit dem bewusst nicht zu knapp gewählten Vorspanngrad weist das Bauwerk ein ausgezeichnetes Langzeitverhalten auf.» [3]
- Lorzentobelbrücke (Objekt Nr. 5): «Die Langzeitüberwachung zeigt für den Überbau den prognostizierten Verlauf des rheologischen Tragwerksverhaltens. Diese Deformationswerte werden allerdings durch grössere Baugrundsetzungen überlagert. Dank dem nicht zu knapp gewählten Vorspanngrad besteht jedoch kein Handlungsbedarf über die gesamte geplante Nutzungsdauer.» [3]
- Viaducs de Chillon (Objekt Nr. 8): «Bei den Gelenken (hier gleichzeitig Dilatationsfugen) wurde mittels optischem Nivellement und sogar mit blossem Auge eine starke Zunahme der Deformationen festgestellt. [...] Die Durchbiegungen scheinen stabil zu sein, obwohl dies wegen der grossen Schwankungen infolge Temperatur nur schwer zu beurteilen ist» [1]. Ein inzwischen ausgeführtes Instandsetzungsprojekt [6] soll mit Zusatzkabeln diesen Mangel beheben.
- Ponts sur la Paudèze (Objekt Nr. 9): «Auch diese Brücke [...] weist keine Stabilisierung ihres Verhaltens auf. Die Zunahme der Durchbiegung [von August 88 bis Februar 94, d.h. 22 Jahre nach Erstellung, Anm. d. Autors] liegt zwischen 6 und 12 mm.» [1]
- Ponts sur la Lutrive (Objekt Nr. 10): «Die Entwicklung der Durchbiegungen bei den beiden Autobahnbrücken über die Lutrive wurde seit 1973 [...] verfolgt. Diese Messungen zeigten in den Feldern mit Gerbergelenken eine starke Erhöhung der Durchbiegungen. Da man 1987 noch immer keine Anzeichen einer Stabilisierung feststellen konnte, entschloss man sich ein Jahr später, die beiden Brücken mit einer externen Vorspannung zu verstärken. [...] Man sieht, dass sich die beiden Brücken nach der Verstärkung unterschiedlich verhalten. Nach dem Spannen der Kabel bei der hangseitigen Brücke hebt diese sich zunächst um 4 cm, und die Durchbiegung am Ende des Brückenkragträgers stabilisiert sich. Bei der seeseitigen Brücke, die sich ebenfalls um 4 cm hob, nehmen die Durchbiegungen hingegen mit praktisch der gleichen Geschwindigkeit zu wie vor den Verstärkungsmassnahmen.» Für weitere Details sei auf [1] verwiesen, wo die Ponts de Lutrive ausführlich als Fallbeispiel beschrieben werden.
- Pont sur la Veveyse de Fégire (Objekt Nr. 12): «Die Durchbiegungen dieser Brücke streben keinem Endwert zu. Obwohl der Temperaturgradient keinen geringen Einfluss ausübt, stellt man seit 1988 eine Zunahme der Durchbiegungen von rund 12 mm fest.» [1]
- Übrige aufgeführte Objekte: Von den übrigen aufgeführten Objekten sind keine, insbesondere keine negativen Informationen zum Langzeitverhalten vorhanden.

Interpretation

Langzeitverhalten

Gemäss den obigen Ausführungen zum Langzeitverhalten wurden die untersuchten Brücken in zwei Klassen eingeteilt. Zur Klasse «problematisch» gehören demnach

- Nr. 1 Schwarzwaldbrücke
- Nr. 8 Viaducs de Chillon
- Nr. 9 Ponts sur la Paudèze
- Nr. 10 Ponts sur la Lutrive
- Nr. 11 Pont sur la Veveyse de Fégire

Diese Brücken sind in Bild 3 mit einem leeren Kreis (○) bezeichnet. Alle übrigen Brücken gehören zur Klasse «problemlos» und sind in Abbildung 1 mit einem ausgefüllten Kreis (•) bezeichnet.

Verformungsausgleichgrad β

Keine Brücke mit $\beta > 0{,}8$ weist Probleme auf, eine weitere Steigerung von β lässt jedoch keine Vorteile erkennen. Typisch und vom statischen System her einleuchtend ist $\beta = 1{,}0$ für die Schrägkabelbrücke Pont de Chandoline (Objekt Nr. 6). Es gibt durchaus Brücken mit $\beta < 0{,}8$ ohne problematisches Langzeitverhalten. Allerdings weist die Ganterbrücke (Objekt Nr. 3, $\beta = 0{,}69$) infolge der Zugscheiben eine grosse Trägerhöhe und Steifigkeit im Stützenbereich und generell kleine Durchbiegungen auf. Die Hinterrheinbrücke Thusis (Objekt Nr. 7) ist stärker vorgespannt, als dies der Wert $\beta = 0{,}73$ für das Mittelfeld vermuten liesse. Die Vorspannetappen reichen in den Randfeldern praktisch bis zu den Widerlagern, und die Auflagerung der Kragarme auf den Widerlagern stellt damit einen beträchtlichen Systemwechsel dar. Somit entsprechen die Deformationen am Eingusssystem nur unzureichend den effektiven Verhältnissen. Allerdings ist die Brücke für eine endgültige Beurteilung des Langzeitverhaltens noch zu neu.

Spannungszustand

Aus Bild 4 ist ersichtlich, dass für den Endzustand «volle Vorspannung unter ständigen Lasten» eine sinnvolle Forderung ist. Bild 4 zeigt, dass sowohl für den Bau- als auch für den Endzustand unter extremalen Verkehrslasten Bereiche mit beschränkter Vorspannung auftreten können. Im Feldbereich wird für extremale Verkehrslasten sogar teilweise Vorspannung in Kauf genommen.

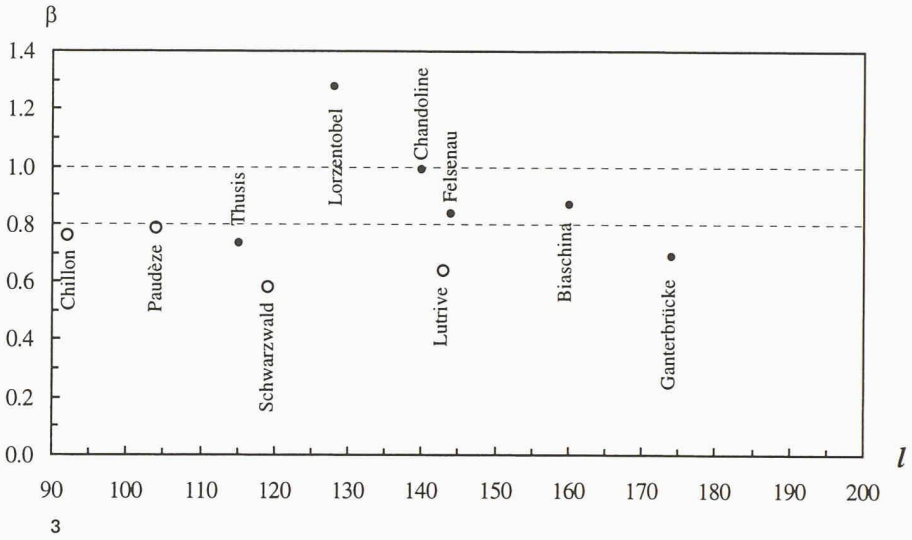
Tragwerkskonzept

Alle Brücken mit Scheitelgelenken weisen Probleme auf. Durch Scheitelgelenke lassen sich der Systemwechsel und damit die Umlagerungsschnittkräfte nach dem Fugenschluss minimal halten. Eine Feldvorspannung kann weitgehend entfallen; die Kontinuitätsvorspannung beschränkt sich auf den Gelenkbereich. Allerdings verliert das System beträchtlich an Steifigkeit. Zum Beispiel würden bei den Ponts sur la Paudèze (Objekt Nr. 9) durch die Einführung von Scheitelgelenken die Durchbiegungen um 90% zunehmen.

Zudem weist die Biegelinie in jedem Scheitelgelenk einen Knick auf, was sich für die Benützer insbesondere bei hohen Geschwindigkeiten unangenehm bemerkbar macht.

Weitere objektive Kriterien

Es konnte gezeigt werden, dass weder die Grösse der Durchbiegungen bezüglich der Spannweite noch die Schlankheit von Stützen- und Feldquerschnitt einen signifikanten Einfluss auf das Langzeitverhalten haben.



3 ß-Werte abhängig von der Hauptspannweite

Weitere Feststellungen

Nicht weiter untersucht wurde die Häufung der Problemfälle bezüglich Region, Bauherrschaft, Projektverfasser, Stand der Kenntnisse, Vergabeverfahren usw., da die Unterlagen hierzu nicht vollständig genug sind. Allerdings sollen folgende Bemerkungen zu den vorliegenden Unterlagen nicht unterbleiben.

Zeitabhängige Vorspannverluste

Die Vorspannverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation belaufen sich in der Regel auf etwa 15%. Bei den Viaducs de Chillon wurde mit 8,3% gerechnet, wohl unter Berücksichtigung der angewandten Segmentbauweise, bei der das Schwinden zum Teil schon vor der Montage erfolgt, und die Schonzeit des Betons beim Vorspannen länger ist. Trotzdem scheint der verwendete Wert eher tief.

Reibungsverluste der Vorspannung

Freivorbaubrücken zeichnen sich durch folgende Kriterien aus, die einen Einfluss auf die Reibungsverluste haben:

- Die Kabel werden in der Regel in die bereits einbetonierten Hüllrohre eingezogen. Diese können aufgrund ihrer kleinen Steifigkeit Knicke aufweisen, denen die Kabel folgen müssen. Auch bleiben die Hüllrohre zum Teil lange leer und der Korrosion ausgesetzt, bis die Kabel eingezogen werden.
- Spannglieder in der Fahrbahnplatte weisen auch horizontale Krümmungen auf, da sie in Stegnähe verankert und dann gespreizt werden.
- Spannglieder, die im Hohlkasten verankert werden, weisen eine grosse Krümmung gleich hinter dem beweglichen Anker auf. Wird dort die Reibung unterschätzt, wirkt sich dies auf die Kabelkraft der ganzen Länge aus.
- Manche Brücken liegen in Kurven, werden aber am ebenen System berechnet. Die zusätzlichen Reibungsverluste müssen berücksichtigt werden.

Die genannten Faktoren führen alle zu tendenziell höheren Reibungsverlusten, als sie bei anderen Anwendungen der Vorspannung auftreten.

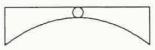
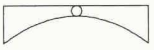
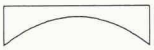
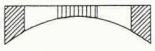
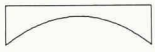
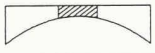
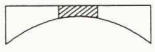
In [8] wurde mittels der gemessenen Spannwege eine mittlere Reibung abhängig von der Spanngliedlänge berechnet. Bei einer Länge von 70 m ergibt sich ein Reibungsverlust von 15%. Allerdings ist aus den beigelegten Spannprotokollen nicht das übliche Vorgehen ersichtlich. Um das Strecken der Litzen oder Drähte zu eliminieren, ist für den Spannweg eine Nullmessung bei einer initialen Kraft von 5 bis 10% von P_0 vorzunehmen, der Spannweg bei P_0 abzulesen und die Differenz auf 100% hochzurechnen.

Kommentare

Allgemeine Bemerkungen zur Methode

Der Verformungsausgleichgrad β basiert auf einer Verformungsberechnung, die, wie Hassan in [11] zeigt, von verschiedenen Annahmen abhängig ist, die in der Regel nicht verifiziert werden können, nämlich:

- Elastizitätsmodul des Betons, auch über die Zeit (Kriechen)
- Abminderung der Steifigkeit durch Rissebildung
- Mitwirkung weit auskragender oder nichttragender Querschnittselemente

Nr.	Objekt	Ende Freivorbau	Endsystem, t=∞ ständige Lasten	Endsystem, t=∞ extremale Lasten
1	Schwarzwaldbrücke			
2	Felsenaubrücke			
3	Ganterbrücke			
4	Viadotto della Biaschina			
5	Lorzentobelbrücke			
7	Hinterrheinbrücke Thusis			
9	Ponts sur la Paudèze			
	Legende	volle V.	beschränke V.	teilweise V.

4
Vorspanngrad nach Spannungszustand

- Mitwirkung von Bewehrung und Vorspannung

Durch die Quotientenbildung werden alle diese Einflüsse eliminiert, und es bleibt lediglich die Unsicherheit bezüglich Verlusten an Vorspannkraft durch Reibung der Kabel, Kriechen und Schwinden des Betons sowie Relaxation des Spannstahls, die in den Wert P_m einfliessen.

Die Verwendung des Verformungsausgleichsgrads suggeriert, dass die Qualität einer Brücke mit dem Wert β sinke, und dass Werte unter 0,6 undiskutabel seien. Nun ist es aber möglich, Brücken mit zentrischer Vorspannung, d.h. mit $\beta=0$ zu bauen, was z.B. beim Taktvorschub auch vorkommt. Solche Brücken erfüllen jedoch ohne weiteres alle Anforderungen, sofern der Beton insbesondere im Stützenbereich in der Druckzone nicht überbeansprucht wird, und die Risse in der Zugzone fein verteilt oder sogar überdrückt sind. Die Definition von β muss deshalb als nicht konsistent bezeichnet werden.

Der Verformungsausgleichgrad β ist seiner Natur gemäss ein globaler Wert, der für jedes Brückenfeld bestimmt werden kann. Er kann deshalb auch nur Aussagen zum globalen Verhalten des Tragwerks, wie Deformationen, Abweichung vom elastischen Verhalten, Eigenfrequenzen und Dämpfungen, machen. Aussagen zu lokalen Phänomenen, wie z.B. übermässigen oder klaffenden Risse sind kaum möglich. Die Berechnung von β kann insbesondere bei Trägern variabler Höhe kaum ohne Rechenprogramme erfolgen, so dass der Einsatz als Bemessungskriterium kaum praktikabel ist. Der Nachweis von β bei bereits gewählter Kabelanordnung und -grösse ist hingegen einfach und fällt als Nebenprodukt jeder Computerberechnung an.

Ein während der Projektierung berechneter β-Wert kann nicht besser sein als die Annahmen bezüglich der Vorspannverluste aus Reibung und Langzeitvorgängen.

Wie die beschriebenen Fälle zeigen, können unplanmässige und vor allem nicht abklingende Durchbiegungen bei Freivorbaubrücken ein Problem darstellen. Es liegt deshalb nahe, als Kriterium des Vorspanngrads ebenfalls die Durchbiegungen zu wählen.

Die zur Berechnung des β-Werts erforderlichen elastischen Verformungen in Feldmitte am Eingusssystem berücksichtigen den typischen Bauvorgang in keiner Art und Weise.

Sichtbar und störend ist am Schluss nicht der Quotient der Verformungen aus Vorspannung und ständigen Lasten, sondern die Differenz. Das Problem «kleine Differenz grosser Zahlen» verschwindet durch die Quotientenbildung und geht als Kriterium verloren.

Die Berechnung der Verdrehung α_c ist mit denselben Unsicherheiten behaftet wie jede Durchbiegungsberechnung. Dennoch scheint es sinnvoll, zulässige Werte festzulegen, da ein Knick in der Fahrbahnnivellette sicher eine Komforteinbusse, wenn nicht gar eine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit darstellt.

Allgemeine Betrachtungen zu Grenzwerten der Gebrauchstauglichkeit

Wie bei allen Grenzwerten der Gebrauchstauglichkeit, die direkt überprüft werden können, ist jedoch Vorsicht geboten. Bei solchen Grössen ist in der Regel nicht sauber definiert, ob es sich um Mittel- oder Fraktilwerte, Ziel- oder Garantiewerte handelt. Der Bauherr betrachtet sie als Garantiewerte, die einzuhalten sind; der Ingenieur, der mit Mittelwerten rechnet, erhält einen Zielwert, der bei symmetrischer Verteilung von 50% aller Realisierungen überschritten wird. Um diesem Dilemma auszuweichen ist deshalb anzustreben, dass

- entweder der Gebrauchstauglichkeitsnachweis nicht massgebend wird
- oder Zielwerte als solche deklariert werden
- oder aber Garantiewerte als Fraktilwerte einzuhalten sind. In einem solchen Fall wäre auch für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit Sicherheitsfaktoren zu rechnen oder die Zuverlässigkeitstheorie anzuwenden.

Die Normen SIA 160 [12] und 162 [13] wählen nicht diesen Weg, sondern schreiben in der Regel Nachweise vor, die nicht direkt überprüft werden können. So wird z.B. bewusst auf die Berechnung von Rissweiten verzichtet, da dort dieselben Probleme auftreten. Einzig die Durchbiegungen entsprechen nicht diesem Konzept, und es ist deshalb als Vorteil anzusehen, dass diese bei Spannbetonkonstruktionen kaum massgebend werden.

Vielmehr sollte die Gebrauchstauglichkeit durch konzeptionelle Massnahmen garantiert werden; im vorliegenden Fall durch den weitestmöglichen Verzicht auf Gelenke im Brückenträger, insbesondere in Feldmitte.

Kommentar zu den vorgeschlagenen Werten

Verformungsausgleich β

Wie bereits aufgezeigt wurde, ist ein $\beta>0{,}8$ für weit gespannte Freivorbaubrücken zur Beherrschung der Durchbiegungen wohl vernünftig. Eine weitere Differenzierung ist jedoch problematisch.

Die vorgeschlagenen Anforderungsklassen und die zugehörigen Schwellenwerte stammen aus [11], wo Hassan für auf einem Lehrgerüst erstellte Brücken den Übereinstimmungsgrad R von Resultat einer Belastungsprobe und rechnerischer Voraussage zum Qualitätskriterium erhebt. Die in etwa lineare Abhängigkeit von R und β kommt dadurch zustande, dass die Rissebildung infolge Überschreitens der Betonzugfestigkeit zuerst in einzelnen Querschnitten beginnt und sich dann auf alle vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bereiche ausdehnt. Unter welchen Einwirkungen solche Risse allenfalls toleriert werden, ist im Nutzungsplan zu regeln. Der entsprechende Nachweis kann mit Spannungsnachweisen erbracht werden. Diese bedingen natürlich ebenfalls reali-

stische Annahmen für die Vorspannverluste und zusätzlich solche für die Umlagerungsschnittkräfte.

Wenn die Anforderungen an den β-Wert differenziert werden, kann es nur darum gehen, einen Zielwert mit einer gewissen Sicherheit zu erreichen. Der generelle Schluss «hoher Vorspanngrad = gute Qualität» ist unzulässig. Mit zunehmendem Vorspanngrad gewinnen folgende Phänomene an Bedeutung:

- Die maximalen Druckspannungen nehmen zu, so dass eventuell Kriechphänomene ohne asymptotisches Ende massgebend werden.
- Durch die hohen Biegedruckzonen im Bruchzustand verlieren die Querschnitte an Rotationsfähigkeit und somit die Brücken an Systemsicherheit.
- Je grösser die zentrischen Druckspannungen sind, desto grösser werden die Kriechverkürzungen des gesamten Überbaus mit Konsequenzen für Lagerwege, Stützenzwängungen, Verschiebemöglichkeit bzw. Abstand und Anzahl der Fahrbahnübergänge.

Verdrehung α_{zul}

Die Verdrehungen der Brückenenden geben in der Regel zu keinen Beanstandungen Anlass, wenn auch die Verformungen in Feldmitte beschränkt bleiben. Der in [13] geforderte Maximalwert

$$w_2 + w_3 \leq \frac{l}{700}$$

führt bei konstanter Steifigkeit beim einfachen Balken auf $\alpha \leq 4{,}6‰$ und beim Zweifeldträger auf $\alpha \leq 5{,}5‰$. Wird bei einem Gelenk in Feldmitte $l/700$ ausgenützt, erreicht der Winkel der Endtangenten im Gelenk bei konstanter Steifigkeit $\alpha = 7{,}6‰$. Die von Favre et al. vorgeschlagenen Werte für α liegen deshalb wohl eher tief.

Die tatsächlich gerechneten langfristigen α liegen denn auch in der Grössenordnung von 3 bis 7‰ bei Endtangenten und etwa 20‰ bei Scheitelgelenken [3]. Eine Beschränkung auf α_{zul} wird dann vor allem bei Gelenken in Feldmitte massgebend, was ja auch sinnvoll ist.

Empfehlungen

Projektierung von neuen Freivorbaubrücken

- Auf Gelenke in Feldmitte ist zu verzichten, auch wenn dadurch der Gesamtaufwand an Spannstahl steigt.
- Da die planmässigen Belagsstärken kaum unterschritten werden, führen alle Höhentoleranzen und teilweise auch die planmässigen Überhöhungen zu Mehrstärken und Mehrgewicht.
- Der Ansatz für die Reibungsverluste ist an ausgeführten Bauwerken zu kalibrieren.
- Die Kriech- und Schwindwerte des Betons sind vorsichtig und unter Berücksichtigung der lokalen Verhältnisse zu wählen.
- Da im Moment noch eine gewisse Unsicherheit bezüglich des Langzeitverhaltens von weit gespannten, schlanken Brücken besteht, ist es sinnvoll, bereits in Neubauten Vorkehrungen zu treffen, um eventuell später externe Zusatzkabel einbauen zu können. Der Mehraufwand ist gering und erlaubt später auch eine Aufrüstung für höhere Verkehrslasten oder andere Zusatzeinwirkungen.
- In der Ausführungsphase ist dem plangerechten Verlegen der Hüllrohre und der Kontrolle der effektiven Spannwege und Spannkräfte grösste Beachtung zu schenken.

Instandsetzung oder Veränderung von bestehenden Brücken

Mit einer zusätzlichen Vorspannung - meist extern im Kasteninnern geführt - sollen in der Regel Durchbiegungen kompensiert und ein rissefreier Querschnitt sichergestellt werden. Wie bei jeder Erhaltungsmassnahme sollte im Rahmen der Überprüfung zuerst das vorliegende Schadensbild erklärt werden können. Das bedingt, dass die vorhandenen Spannungen eruiert werden, sei dies durch Nachvollzug der Belastungsgeschichte, Auswertung der statischen Risse oder andere Methoden.

Bei einem bestehenden Bauwerk muss auch die Einleitung der zusätzlichen Vorspannkraft verfolgt werden, können doch nichttragende Bauteile, blockierte Lager und dergleichen die wirksame Vorspannkraft abmindern.

Schlussbemerkung

Der Vorspanngrad einer Freivorbaubrücke ist nur eines von vielen Kriterien eines guten Entwurfs. Die Tragsicherheit in allen Bauzuständen, mehrheitlich bei noch nicht injizierten Spanngliedern sowie die Forderungen an den Spannungszustand vor und nach dem Fugenschluss ergeben in der Regel bereits einen minimalen Vorspanngrad. Der Verformungsausgleichsgrad β kann als Beurteilungskriterium dienen, sagt aber nichts aus über die Verformungsempfindlichkeit eines Systems. Letztlich verbleibt eine realitätsnahe Abschätzung der Verformungsparameter des Betons und der Vorspannverluste sowie deren Erreichen in einem gut überwachten Bauprozess.

Literatur

[1] *Favre R., Burdet O., Charif H., Hassan M., Markey I.*: Beurteilung von Massivbrücken aufgrund von Belastungsversuchen und Langzeitbeobachtungen - Empfehlung für die Vorspannung. IBAP, EPF Lausanne, deutsche Fassung, 127 S., September 1995

[2] *Favre R., Burdet O.*: Wahl einer geeigneten Vorspannung. Beton- und Stahlbetonbau Band 92, Heft 3, S. 61-67, 1997

[3] *Maag W.*: Freivorbaubrücken in Spannbetonbauweise - Vorspanngrad der Hauptspannbewehrung. H. Rigendinger, Chur, 8. Januar 1996, unveröffentlicht

[4] *Maag W.*: Grundlagen der Berechnung des Verformungsausgleichsgrades, H. Rigendinger, Chur, 30. August 1996, unveröffentlicht

[5] Piguet & Associés: Viaducs de Chillon - Pont aval. Assainissement et précontrainte additionelle. Extrait de la note de calcul, Lausanne, 10.8.68, unveröffentlicht

[6] Piguet & Associés: Viaducs de Chillon - Pont aval. Hypothèses de calcul - charges, précontrainte. Note de calcul d'origine, Lausanne, 14.10.94, unveröffentlicht

[7] Piguet: Ponts sur la Paudèze. Note de calculs (extraits), Lausanne, 16.5.72, unveröffentlicht

[8] Schmidt & Partner: Ponts sur la Lutrive - Auswertung der Spannprotokolle und Untersuchung des Einflusses der erhöhten Spannkraftverluste auf die Betonspannungen (und damit auf die Verformungen). Bericht mit Anhängen, Basel, 17.11.87, unveröffentlicht

[9] Realini & Bader: Ponts de la Fégire. Note de calculs (extraits), Epalinges, nicht datiert, unveröffentlicht

[10] Freyssinet: Ponts de la Fégire - Procès verbale de mise en tension de cable. 11/95, unveröffentlicht

[11] *Hassan M.*: Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte. Dissertation Nr. 1296, 149 S., EPF Lausanne, 1994

[12] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Einwirkungen auf Tragwerke. Norm 160, Ausgabe 1989, 104 S., Zürich, 1989

[13] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Betonbauten. Norm 162, Ausgabe 1989, Teilrevision 1993, 86 S., Zürich 1993

Adresse des Verfassers:
Thomas Vogel, dipl. Bauing. ETH SIA, Professor für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 8093 Zürich