

Ermittlung der vorhandenen Spannkraft in 50 Jahre alten Brückenträgern und Vergleich der Verluste nach EC2

Im Zuge des Bauvorhabens Hauptbahnhof Wien konnten Untersuchungen an 50 Jahre alten Spannbetonbrückenträgern durchgeführt werden. Die Untersuchungen gliederten sich in zwei Teilbereiche. Der erste Bereich umfasste Großversuche zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. Diese wurden in [1] ausführlich beschrieben. Vergleichbare Untersuchungen sind unter anderem in [2] zu finden. Der vorliegende Beitrag stellt den zweiten Teil der Untersuchungen dar und befasst sich mit der Ermittlung der vorhandenen Vorspannkraft nach einer Nutzungsdauer von 50 Jahren. Des Weiteren wird ein Vergleich zu den rechnerisch ermittelten Spannkraftverlusten nach EC2 sowie der Einfluss der unterschiedlichen Randbedingungen auf die Ergebnisse gezeigt.

Remaining prestressing force of 50 year old bridge girders and prestressing losses according to EC2

In the course of the construction project Central Railway Station Vienna a research project on 50 year old prestressed bridge girders was carried out. The research project was subdivided into two parts. The first part included ultimate shear load tests of the girders. These tests were described in [1], comparable tests see [2]. This article describes the second part of the analysis and deals with the measurements of the remaining prestressing forces after a service life of 50 years. Furthermore, a comparison of the measured prestressing losses with the calculated prestressing losses according to EC2 and the influence of different boundary conditions is shown.

1 Einleitung

Zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Spannbetontragwerke kann es erforderlich sein, die vorhandene Vorspannkraft zu bestimmen. Diese kann entweder abgeschätzt oder rechnerisch bestimmt werden. In Einzelfällen kann die bestehende Vorspannkraft auch direkt am Bauwerk gemessen werden. Das Freilegen einzelner Spannglieder, das Applizieren von Dehnmessstreifen sowie das anschließende Durchtrennen bei gleichzeitiger Messung der Rückverformung des Spannstahls ermöglicht es, die vorhandene Vorspannkraft direkt am Bauwerk zu bestimmen. Derartige Messungen wurden z. B. im Zuge der Instandsetzung der Koror-Babeldaob Brücke in Palau [3] durchgeführt. Ähnliche Messungen wurden von Trost [4] bzw. Günter [5] im Zuge von Abbrucharbeiten getätigt. An bestehenden Bauwerken werden derartige Messungen aufgrund der punktuellen Zerstörung des Bauwerks selten durchgeführt.

Bei der nachträglichen rechnerischen Bestimmung von Spannkraftverlusten nach EC2 [6] von alten Betontragwerken, z. B. nach 50 Jahren, ergeben sich nach EC2 [6] oft unbekannte Randbedingungen. Aufgrund von fehlenden Aufzeichnungen ist die Belastungsgeschichte der Bauwerke (vor allem der Zeitpunkt des Vorspannens) oft nicht bekannt. Des Weiteren haben die relative Luftfeuchtigkeit RH und die verwendete Zementart einen Einfluss auf die Höhe der Spannkraftverluste.

Nachstehend werden Versuche zur Ermittlung der Vorspannkraft in 50 Jahre alten Brückenträgern sowie der Vergleich der Ergebnisse mit den rechnerisch ermittelten Verlusten gezeigt.

2 Beschreibung des Brückentragwerks

Das Tragwerk bestand aus einem einachsig gespannten T-Querschnittssystem, das zur Überbrückung einer S-Bahn Station unter dem alten Busbahnhof am Südtirolerplatz in Wien erbaut worden war. Die Trägerlänge betrug 18,09 m bei einer Spannweite von 17,64 m. Der Trägerabstand in Querrichtung betrug 3,33 m. Die Konstruktionshöhe betrug zwischen 1,18 m im Auflagerbereich und 1,38 m in Feldmitte. Die Stegbreite variierte ebenfalls von 60 cm im Auflagerbereich und 20 cm in Feldmitte. Die Stegbreite des Untergurtes betrug durchgehend 60 cm (Bilder 1 und 2).



Bild 1. Spannbetonträger während des Aushubs [1]
Fig. 1. Prestressed girder at removal [1]

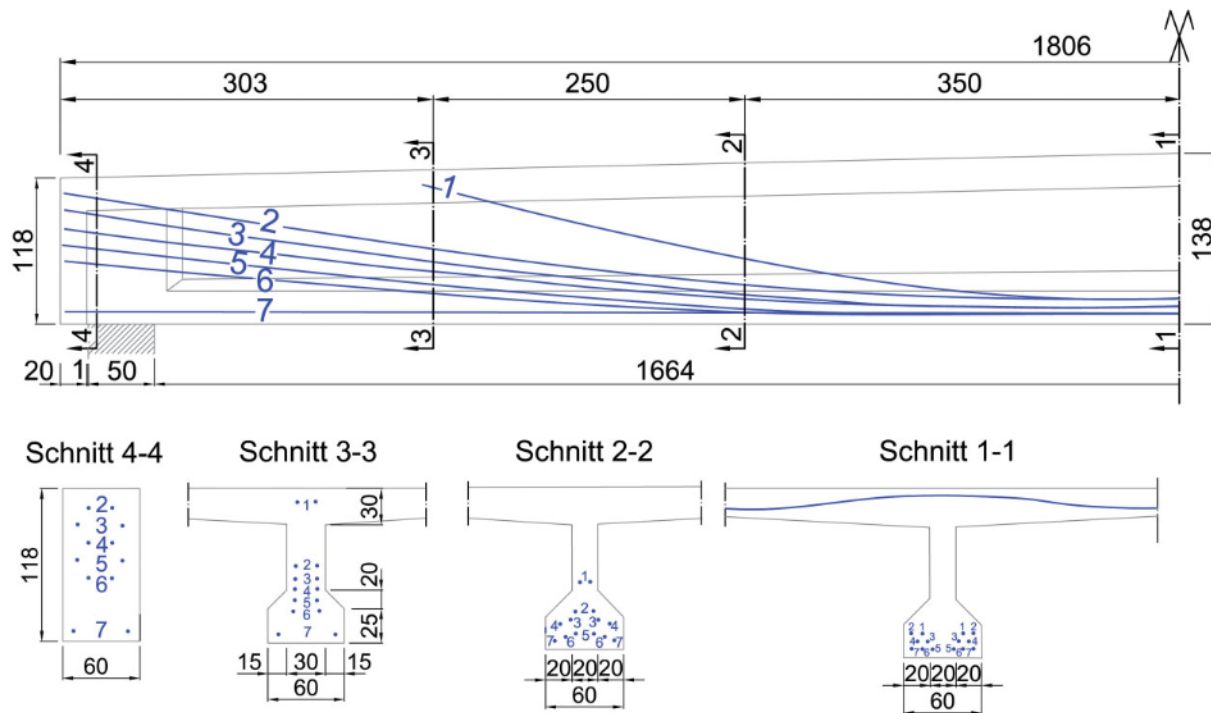


Bild 2. Lage und Bezeichnung der Spannglieder

Fig. 2. Position and numbering of the tendons

2.1 Vorspannung

Als Vorspannsystem kamen in Trägerlängsrichtung 14 Stück Spannglieder der Firma DYWIDAG [7] zum Einsatz. Es wurde ein Rundstahl $\varnothing 26$ mm der Stahlgüte St 75/105 verwendet. Bild 2 zeigt die Lage der Spannglieder im Längs- und Querschnitt. Die Spannglieder wurden in jeweils zwei identischen Paaren verlegt. Spanngliedpaar Nr. 1 wurde nicht bis zum Auflager geführt und in der Platte verankert. Die Spanngliedpaare 2 bis 7 wurden bis zum Auflager geführt, wobei es sich bei Spanngliedpaar Nr. 7 um gerade Spannglieder, bei allen anderen um parabelförmige Spannglieder handelte. Durch die starke Gliederung des Querschnitts, der in Mitte des Trägers lediglich eine Stegbreite von 20 cm aufweist und zum Auflager hin auf 60 cm aufgeweitet wird, waren die Spannglieder nicht nur im Aufriss sondern auch im Grundriss gekrümmt. Die Platte war in Querrichtung ebenfalls durchgehend mit Spanngliedern $\varnothing 26$ mm der Stahlgüte St 75/105 in einem Abstand von 75 cm vorgespannt.

Bild 3 zeigt das zum Einsatz gekommene Ankersystem. Die Spannglieder wurden einseitig vorgespannt. An der Spannseite kam eine Endverankerung bestehend aus einer Ankerplatte mit Bundmutter zum Einsatz. Diese Verankerung bestand aus einer Verankerungsmutter, deren Bund sich gegen die Ankerplatte abstützt. In der Ankerplatte waren drei Schlitze zum Einpressen des Mörtels angeordnet. Auf der Verankerungsseite kam eine Verankerung mit Mutter und Wendel zur Ausführung. Hierbei wurde auf dem Gewinde des Spannstahls in einem Abstand von 40 mm vom Stabende eine Ankermutter als Sperrkörper montiert. Die Ankermutter übertrug die Spannkraft auf den durch die Wendel umschnürten Beton.

Laut Zulassung [7] bestanden die Hüllrohre aus einem geriffelten Blech, dessen Durchmesser nur 3 bis 4 mm

größer als jener des Spannstahls war. Bild 4 zeigt ein durch einen Bohrkern verlaufendes Spannglied. Bei den unter Abschn. 3 beschriebenen Versuchen wurden stark unterschiedliche Verbundeigenschaften der Spannglieder festgestellt. Diese sind vermutlich auf eine unterschiedlich gute Qualität der Verpressarbeiten zurückzuführen.

3 Ermittlung der vorhandenen Vorspannkraft

3.1 Versuchsträger

Zur Entnahme der Versuchsträger wurde das Plattenbalkensystem mittels Trennschneider während des Betriebs der S-Bahn auf ca. 2/3 der Plattendicke eingeschnitten. Während der nächtlichen Betriebsunterbrechung wurde das letzte Drittel der Platte durchgeschnitten und die einzelnen Träger, die rund 65 t wogen, mittels Raupenkran herausgehoben. Im Zuge dieser Abbrucharbeiten wurden vier Träger auf Tieflader verladen und auf das Versuchsgelände transportiert. Drei dieser Versuchsträger wurden zur Ermittlung des tatsächlichen Schubtragverhaltens herangezogen [1, 2], wobei nur zwei Träger bis zum Versagen belastet wurden. An den zwei Trägern, die nicht bis zum Versagen belastet wurden, wurde die vorhandene Spannkraft in ausgewählten Stabspanngliedern ermittelt.

3.2 Allgemeiner Zustand der Versuchsträger

Alle ausgebauten Träger befanden sich in einem optisch sehr guten Zustand. Es konnten keinerlei Risse festgestellt werden. Beim Freilegen der Spannglieder konnte eine maximale Karbonatisierungstiefe von rund 2 cm bestimmt werden. Laut vorhandenen Planunterlagen kam ein Beton der Güte B500 zum Einsatz. Zur Bestimmung der tatsächlichen Betonfestigkeit wurden Bohrkern entnommen. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit betrug

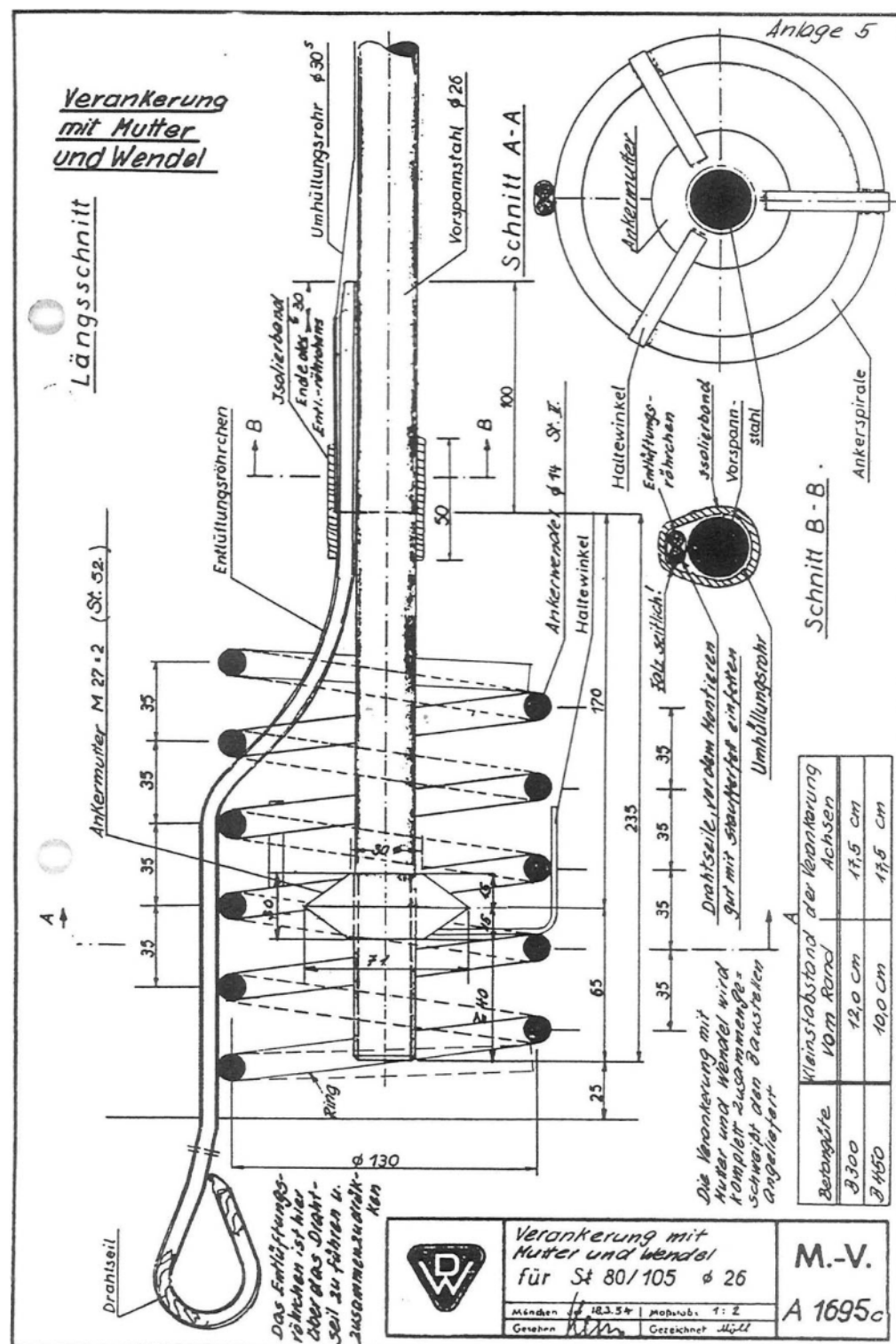


Bild 3. Ankersystem mit Ankerplatte und Bundmutter bzw. mit Mutter und Wendel [7]
Fig. 3. Anchor system with spiral and screw nut [7]

$f_{\text{cm,cube}} = 70,9 \text{ N/mm}^2$. Mit dem im EC2 [6] angegebenen Alterungsbeiwert β_{cc} kann die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen zurückgerechnet werden.

$$\beta_{cc(t)} = e^{\left[1 - \left(\frac{20}{t}\right)^{1/2}\right]} = e^{0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{18250}\right)^{1/2}\right]} = 1,272 \quad (1)$$

42,5N) gewählt wurde. Das Alter ist in Tagen einzusetzen und wurde mit 18250 Tagen (entspricht 50 Jahren) angesetzt. Die oben genannten Beiwerte werden in weiterer Folge auch für die Berechnung der Kriechverluste nach EC2 (siehe Abschn. 4) herangezogen. Mithilfe der Gl.

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \cdot f_{cm} \quad (2)$$

wobei $f_{\text{cm(t),cube}} = 70,9 \text{ N/mm}^2$ die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 50 Jahren ist, lässt sich die mittlere Wür-

Der Beiwert s stellt einen vom Zementtyp abhängigen Beiwert dar, der mit $s = 0,25$ (für CEM 32,5R bzw. CEM

wobei $f_{cm(t),cube} = 70,9 \text{ N/mm}^2$ die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 50 Jahren ist, lässt sich die mittlere Wür-





Bild 4. Bohrern mit Spannstahl, Hüllrohr und Verpressmörtel

Fig. 4. Drilling core with tendon, duct and grout



Bild 5. Freigelegte Verankerungen

Fig. 5. Opened anchorage

feldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ nach 28 Tagen für den untersuchten Beton zurückrechnen. Es ergibt sich somit ein Wert für $f_{cm,cube}$ von rund 56 N/mm^2 . Vergleicht man diesen Wert mit der laut Plan verwendeten Betongüte B500, was einem heutigem C40/50 entspricht, so zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Tabelle 1 zeigt die Ergebnisse der Zugversuche der entnommenen Spannstahlproben. Wie zu erkennen ist, ergibt sich laut den Versuchen eine Stahlgüte des Spannstahls von St 75/105. Im Zuge der unter Abschn. 3.3 beschriebenen Messungen bzw. im Zuge des späteren Abbruchs der Träger war es möglich, den Zustand der Verankerungen zu beurteilen. Bild 5 zeigt vier freigelegte Ankerköpfe. Wie zu sehen ist, wurden diese nicht ausinjiziert sondern lediglich ausgemauert. Bild 6 zeigt vollkommen freigelegte Ankerköpfe mit Bundmutter und Ankerplatte bzw. Mutter und Wendel. Trotz der zum Teil unzureichenden Injektion der Ankerköpfe befanden sich diese in einem optisch sehr guten Zustand. Es konnten bei keinem der vier Versuchsträger starke Korrosionsschäden an den Verankerungen bzw. an den Spannstählen selbst festgestellt werden. Lediglich eine leichte oberflächliche Korrosion war sichtbar.



Bild 6. Freigelegte Verankerungen während des Abbruchs

Fig. 6. Open anchorages during the deconstruction

Tabelle 1. Zugversuche an Spannstahlproben
Table 1. Tension tests of the tendons

Probe Nr.		1.2	1.3	2.5	2.6	2.7	2.8
Nenn Durchmesser	mm	26	26	26	26	26	26
Nennquerschnitt	mm ²	530,9	530,9	530,9	530,9	530,9	530,9
Istquerschnitt	mm ²	542,5	529,3	536,4	533,6	535,4	533,1
0,2% Dehngrenze	N/mm ²	730	788	817	793	740	810
Zugfestigkeit	N/mm ²	1055	1070	1087	1090	1093	–
Bruchdehnung A5	%	–	14,4	14,2	12,6	12,2	14,2
E-Modul	N/mm ²	210.000	215.000	–	202.000	213.000	–

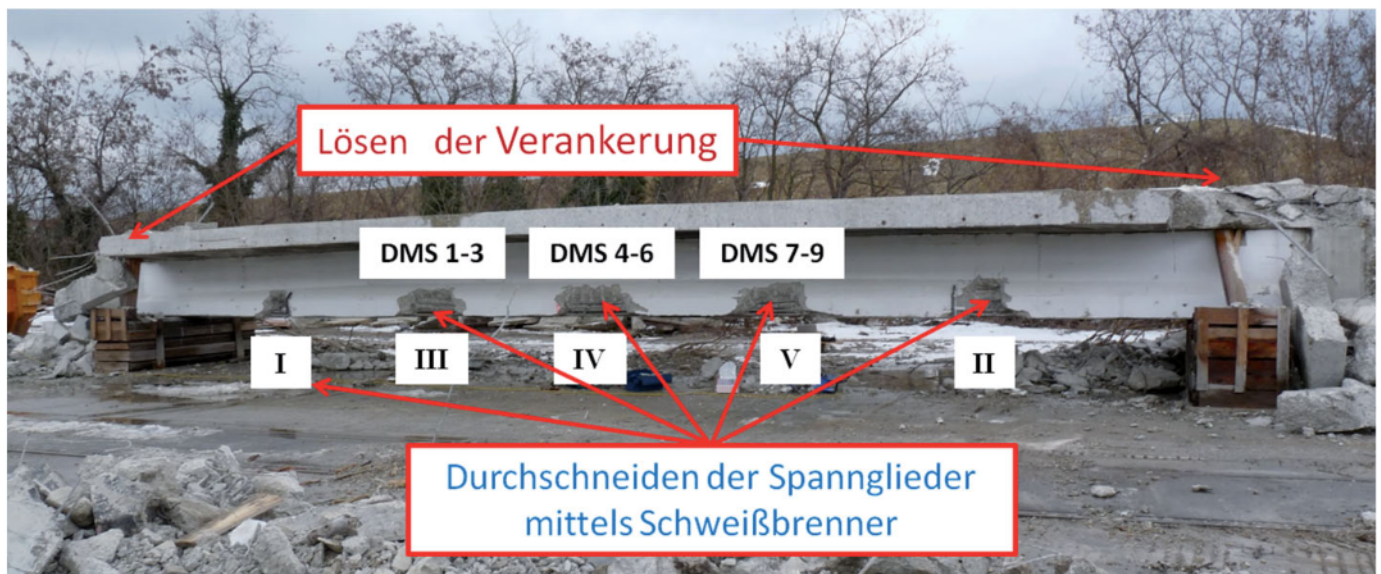


Bild 7. Versuchsaufbau mit Messtechnik zur Ermittlung der vorhandenen Vorspannkraft
Fig. 7. Test set-up for the determination of the actual prestressing force

3.3 Versuchsaufbau und Messeinrichtung Träger 4

Zur Ermittlung der tatsächlich vorhandenen Spannkraft wurden drei Spannglieder an insgesamt fünf Stellen des Trägers mittels Minibagger freigestemmt. Bei den freigelegten Spanngliedern handelte es sich um die Nummern 2, 4 und 7 (gemäß Bild 2). In den Bereichen III, IV und V (Bild 7) wurden die Hüllrohre aufgeschnitten, die Spannstähle freigelegt und anschließend Dehnmessstreifen appliziert (Bild 8). Durch die Rückverformung der Dehnmessstreifen infolge des Entspannens der Spannglieder kann auf die vorhandene Vorspannkraft geschlossen werden. Nach dem Applizieren der Dehnmessstreifen wurden die Verankerungen an beiden Enden des Trägers mithilfe eines Hydraulikbaggers mit Zange gelöst. Im Anschluss wurden die Stabstangen der Reihe nach in den Bereichen I, II, III, IV und V mithilfe eines Schweißbrenners durchtrennt (Bild 9). Beim Freilegen der Spannglieder war darauf zu achten, dass diese im Bereich zwischen Dehnmessstreifen und Schnittstelle vollkommen freigelegt wurden, um eine Übertragung der Spannkraft in den Beton über die Verbundwirkung auszuschließen. Aus diesem Grund wurden für die Auswertung der Spannkraftermittlung nur jene Messstellen herangezogen, die tatsächlich vollkommen freigelegt waren. Durch das Unterteilen des Trägers in einzelne Bereiche war es möglich, Erkenntnisse über die unterschiedliche Qualität des Injektionsmörtels bzw. des Verbundes des Spannstahls entlang eines Spanngliedes zu erlangen.

3.4 Versuchsergebnisse

Die gemessene Rückverformung betrug im Mittel 1,65‰, was einer vorhandenen Spannkraft von 185 kN entspricht. Die Standardabweichung der Ergebnisse liegt bei 15,3 kN. Der Variationskoeffizient liegt somit bei 8,3%. Tabelle 2 zeigt die für die Auswertung herangezogenen Messwerte. Da bei Träger 1 lediglich das gerade Spannglied Nr. 7 vollkommen freigelegt wurde, ergeben sich hier nur zwei Messwerte.



Bild 8. Freigelegte Spannglieder inkl. applizierter Dehnmessstreifen
Fig. 8. Open tendons with applied strain gauges



Bild 9. Durchtrennen der Spannglieder mittels Schneidbrenner [9]
Fig. 9. Cutting through the tendons [9]

Messwerte. Da bei Träger 1 lediglich das gerade Spannglied Nr. 7 vollkommen freigelegt wurde, ergeben sich hier nur zwei Messwerte.

Bild 9. Durchtrennen der Spannglieder mittels Schneidbrenner [9]

Fig. 9. Cutting through the tendons [9]



Tabelle 2. Stauchung der Dehnmessstreifen nach Durchtrennen der Stabspannglieder

Table 2. Strain relief of the strain gauges after the cutting through of the tendons

		Stauchung [‰]
Träger 1	DMS 3	1,77
	DMS 6	1,66
Träger 4	DMS 1	1,46
	DMS 2	1,51
	DMS 4	1,86
	DMS 5	1,71
	DMS 8	1,67
	DMS 9	1,55

Laut Zulassung [7] betrug die zulässige Spannkraft 307 kN. Geht man infolge fehlender Aufzeichnungen von einer 100% Ausnutzung der Spannglieder aus, würde dies Spannkraftverluste von 122 kN bedeuten. Dies entspricht 40% von P_{\max} bzw. einem $\Delta\sigma$ von 232 N/mm².

Bild 10 zeigt den Verlauf der gemessenen Stauchungen des Trägers 4 infolge des Entspannens in den einzelnen Bereichen I bis V. Bei den Dehnmessstreifen 3, 6 und 7 kam es zu einem Ausfall. Wie deutlich zu erkennen ist, zeigen die applizierten Dehnmessstreifen weder beim Entspannen der Verankerungen noch beim Durchschneiden im Bereich I eine Änderung des Messsignals. Beim Durchtrennen der Spannglieder im Bereich II zeigte sich bei Dehnmessstreifen 9, der sich in einer Entfernung von rund 2,5 m im Bereich V befand, bereits eine gemessene Stauchung von 0,61‰. Dies deutet auf einen schlechten Verbund bei Spannglied Nr. 7 hin, der vermutlich auf eine unzureichende Injektion des Hüllrohres zurückzuführen ist. Ähnliches zeigte sich bei der Durchtrennung der Spannglieder im Bereich III. Dehnmessstreifen 2 (Bereich III) und Dehnmessstreifen 5 (Bereich IV), die sich auf demselben Spannglied Nr. 4, jedoch in einem Abstand

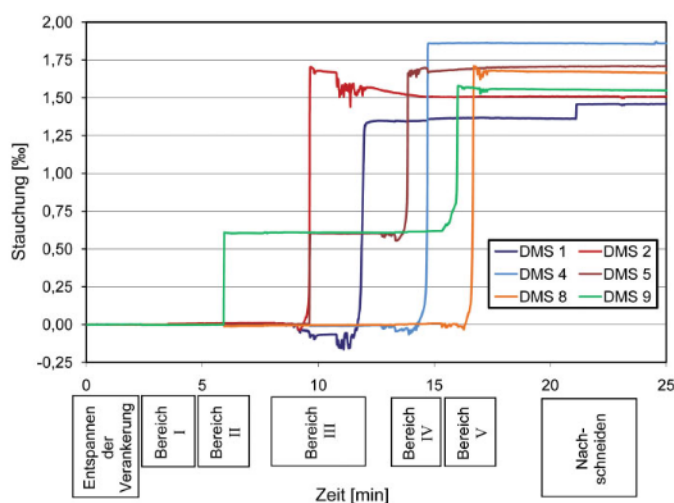


Bild 10. Stauchung der Dehnmessstreifen während des Durchtrennens der Stabspannglieder; Träger 4

Fig. 10. Strain relief of the strain gauges during the cutting through of the tendons, girder 4

von 2,5 m befanden, zeigten zeitgleich Verzerrungen. Somit kann auch bei Spannglied Nr. 4 zwischen Bereich III und IV von einem schlechten Verbund ausgegangen werden. In allen anderen Bereichen kann aufgrund der vorgenommenen Messungen von einem guten Verbund und somit auch von einer guten Qualität der Verpressarbeiten ausgegangen werden.

4 Rechnerische Spannkraftverluste laut Eurocode 2 [6]

Aufgrund von fehlenden Aufzeichnungen über den zeitlichen Bauablauf und das Vorspannen im Jahre 1959 sind der Kalkulation der rechnerischen Spannkraftverluste einige Annahmen zugrunde zu legen. Die Ermittlung der Verluste wird für den Querschnitt in der Mitte des Trägers durchgeführt.

4.1 Vorspannkraft zum Zeitpunkt t_0

Da keine Spannprotokolle vorhanden waren, wurde die maximal zulässige Vorspannkraft P_{\max} laut Zulassung [7] mit

$$P_{\max} = 0,55 \cdot f_{yk} \cdot A_p = 0,55 \cdot 1050 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \cdot 530,9 [\text{mm}^2] = 307 [\text{kN}] \quad (3)$$

angenommen. Auf eine Streuung der Vorspannkraft laut EC2 [6] (über r_{sup} bzw. r_{inf}) wird in weiterer Folge aus Gründen der Übersichtlichkeit der Ergebnisse nicht eingegangen.

4.2 Sofortige Spannkraftverluste

Bei der Berechnung der Reibungsverluste ist darauf zu achten, dass die Spannglieder sowohl horizontale als auch vertikale Umlenkwinkel besitzen (vgl. Bild 1). Der Reibungsbeiwert μ zwischen Spannglied und Hüllrohr beträgt laut Zulassung [7] $\mu = 0,26$, der ungewollte Umlenkwinkel $k = 0,5^\circ/\text{m}$.

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + k \cdot x)}) \quad (4)$$

mit:

- Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge x

Tabelle 3. Reibungsverluste in Trägermitte

Table 3. Friction losses in midspan of the girder

Spannglied Nr.	θ -vertikal [°]	θ -horizontal [°]	x bis Trägermitte [m]	$\Delta P_{\mu(x)}$ [kN]
1	14,3	4,3	6,10	28,7
2	8,8	3,5	9,09	22,6
3	8,8	4,8	9,08	24,3
4	7,7	4,2	9,06	22,1
5	6,3	4,2	9,05	20,2
6	5,5	3,0	9,04	17,6
7	0,0	0	9,03	6,2

Tabelle 4. Einflusslänge des Schlupfes der Verankerung
Table 4. Influence length due to the slip of the anchorage system

Spannglied Nr.	θ -vertikal [°]	θ -horizontal [°]	L_{sl} [m]
1	14,3	4,3	2,05
2	8,8	3,5	2,50
3	8,8	4,8	2,38
4	7,7	4,2	2,54
5	6,3	4,2	2,70
6	5,5	3	2,98
7	0	0	12,66

- μ Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
 $\mu = 0,26$ laut Zulassung [7]
 k ungewollter Umlenkwinkel $k = 0,5^\circ/\text{m}$ laut Zulassung [7]
 x Länge entlang des Spanngliedes

Der Schlupf infolge des Absetzens der Vorspannkraft beträgt laut Zulassung des verwendeten Verankerungssystems mit Bundmutter und Ankerplatte lediglich 1 mm. Tabelle 4 zeigt die Einflusslängen des Schlupfes für die unterschiedlichen Spannglieder. Aufgrund der planmäßigen Umlenkwinkel θ zeigt sich bei den parabelförmigen Spanngliedern Nr. 1 bis 6 keine Auswirkung des Schlupfes auf die Spannkraft in Trägermitte und somit auch kein Spannkraftverlust. Bei Spannglied Nr. 7 ergibt sich infolge des Schlupfes in Trägermitte jedoch ein Spannkraftverlust von 5 kN.

4.3 Zeitabhängige Spannkraftverluste

Die Gl. (5) stellt ein laut EC2 vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der zeitabhängigen Verluste an der Stelle x unter ständiger Last dar.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_c}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (5)$$

mit:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ absoluter Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern aus Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle x bis zum Zeitpunkt t
 ε_{cs} Schwinddehnung als absoluter Wert
 E_p E-Modul des Spannstahls
 E_{cm} E-Modul des Betons
 $\Delta \sigma_{pr}$ absoluter Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle c , zum Zeitpunkt t infolge Relaxation des Spannstahls; er wird für eine Spannung $\sigma_p = \sigma_{p(G+P_{max}+\psi_2 Q)}$ bestimmt
 $\varphi(t, t_0)$ Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei einer Lastaufbringung zum Zeitpunkt t_0

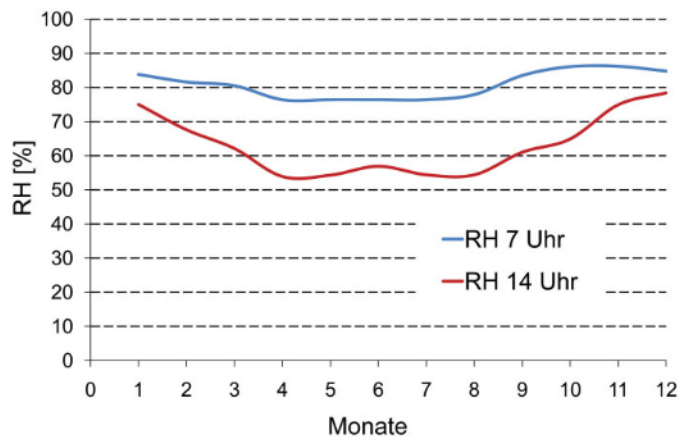


Bild 11. Mittlere Luftfeuchtigkeit in Wien [8]

Fig. 11. Air humidity in Vienna [8]

- $\sigma_{c,QP}$ Betonspannung in Höhe der Spannglieder aus Eigengewicht und Ausgangsspannung sowie gegebenenfalls weiterer Anteile aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination

Die Ermittlung der Kriechbeiwerte $\varphi(t, t_0)$ ist laut EC2 [6] von folgenden Faktoren abhängig:

- Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
- Geometrie des Trägers (Beiwert h_0)
- Relative Luftfeuchtigkeit RH
- Belastungszeitpunkt t_0 für die jeweilige Belastungsstufe

Die Zylinderdruckfestigkeit stellt aufgrund der vorhandenen Aufzeichnungen sowie der entnommenen Proben keine Unsicherheit in der Berechnung dar. Gleiches gilt für die Geometrie des Trägers. Bild 11 zeigt die Klimanormalwerte der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) [8] der relativen Luftfeuchtigkeit aller 7 und 14 Uhr Werte als langjähriges Mittel der Jahre 1971 bis 2000 für den Standort Wien Innere Stadt. Da es sich bei den Trägern um eine Überbrückung einer S-Bahn Station unterhalb des alten Busbahnhofs handelte, die nicht direkt dem Regen ausgesetzt, sonst jedoch frei bewettert war, ergibt sich eine mögliche Bandbreite der relativen Luftfeuchtigkeit RH im Bereich von 60 bis 80%.

Ein wesentlicher Einfluss auf die Kriechbeiwerte und somit auf die zeitabhängigen Spannkraftverluste ergibt sich aufgrund der Belastungsgeschichte. Vor allem auf den Zeitpunkt der Vorspannung und das Betonalter beim Aufbringen der Ausbaulast ist zu achten. Da auch hier keine Aufzeichnungen vorhanden waren, wurden unterschiedliche Belastungsgeschichten und die daraus folgenden Auswirkungen auf die rechnerischen zeitabhängigen Spannkraftverluste untersucht.

Bild 12 verdeutlicht den Einfluss des Belastungszeitpunktes auf die Kriechzahlen nach 50 Jahren. Folgende Belastungsgeschichten wurden der Berechnung zugrunde gelegt:

Belastungsgeschichte A:

- Volle Vorspannung + Eigengewicht $t_0 = 3$ d
- Ausbaulast ($9,6 \text{ kN/m}^2$) $t_1 = 28$ d
- 30% der Nutzlast von 5 kN/m^2 $t_2 = 90$ d

$\varphi(t, t_0)$	eine Spannung $\sigma_p = \sigma_p (G+P_{\max}+\psi 2Q)$ bestimmt	– Volle Vorspannung + Eigengewicht	$t_0 = 3 \text{ d}$
	Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei einer Lastauf-	– Ausbaulast (9,6 kN/m ²)	$t_1 = 28 \text{ d}$
	bringung zum Zeitpunkt t_0	– 30% der Nutzlast von 5 kN/m ²	$t_2 = 90 \text{ d}$



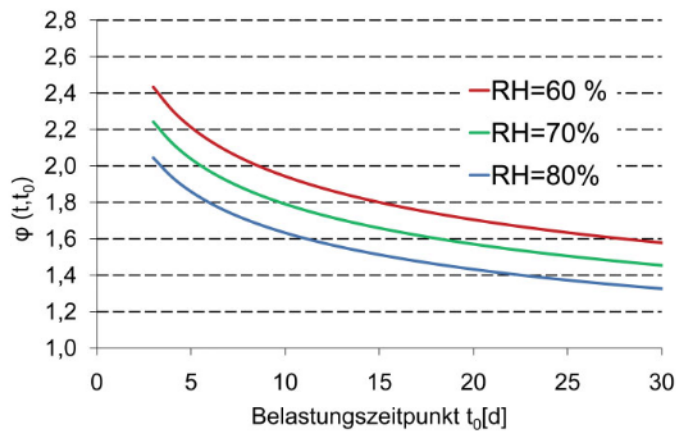


Bild 12. Einfluss des Belastungszeitpunktes auf die Kriechzahlen nach 50 Jahren

Fig. 12. Creep coefficient due to different load history after 50 years

Belastungsgeschichte B:

- Volle Vorspannung + Eigengewicht $t_0 = 7$ d
- Ausbaulast ($9,6 \text{ kN/m}^2$) $t_1 = 56$ d
- 30% der Nutzlast von 5 kN/m^2 $t_2 = 90$ d

Bei der Berechnung der Schwinddehnung ε_{cs} sind wiederum relative Luftfeuchtigkeit RH sowie Zementklasse und der Zeitpunkt des Beginns des Trocknungsschwindens zu beachten. Bezüglich der Zementklasse wurde angenommen, dass der für die damalige Zeit übliche Portlandzement PZ 375 verwendet wurde. Der Beginn des Trocknungsschwindens t_s wird mit 7 Tagen angenommen.

Die Verluste infolge Relaxation des Spannstahls wurden einerseits nach EC2 [6] für die Relaxationsklasse 3 (warmgewalzte und vergütete Stäbe) bzw. nach Leonhardt [10] berechnet. Aufgrund des geringen Vorspanngrades der Stabstangen von $0,55 \cdot f_{pk}$ ergeben sich jedoch laut EC2 sicherlich etwas zu hohe Werte, da der laut EC2 für die Berechnung zu verwendende Wert ρ_{1000} für eine Vorspannung von $0,7 \cdot f_p$ ermittelt wird und mit 4% anzusetzen ist. Tabelle 5 zeigt die Rechenwerte laut Leonhardt [10] für Spannungsverluste infolge Relaxation in % der Anfangsspannung für übliche Spannstähle entsprechend den Zulassungen. Für Stabstähle, die mit 55% vorgespannt werden, ergibt sich nach einer Zeitspanne von 500.000 Stunden ein Spannungsverlust von 2,8% der Anfangsspannung. Des Weiteren ist bei der Berechnung auf die

Tabelle 5. Rechenwerte für die Spannungsverluste infolge Relaxation in % der Anfangsspannung nach Leonhardt [10]
Table 5. Calculated stress losses due to relaxation in % of the initial stress according to Leonhardt [10]

		Zeitspanne nach dem Vorspannen in Stunden					
	σ_0	1	10	1000	5000	500000	10^6
Stabstähle	0,55 β_z	<1	<1	<1	1,5	2,8	3,2
	0,65 β_z	<1	1,1	2,0	3,1	4,8	5,0
	0,75 β_z	<1	2,0	5,0	5,5	7,0	7,5

Verwendung der zum jeweiligen Zeitpunkt vorhandenen Querschnittswerte (netto bzw. ideell) zu achten.

Tabelle 6 zeigt eine Zusammenstellung der zeitabhängigen Spannkraftverluste. Variiert wurden, wie schon erwähnt, einerseits die Belastungsgeschichte und andererseits die relative Luftfeuchtigkeit RH, wobei RH = 60% als untere und RH = 80% als obere Grenze angesehen werden können. Bei der Summierung der Verluste wurde die Variante nach Leonhardt [10] herangezogen. Wie zu erkennen ist, stellen die Kriechverluste mit rund 60 bis 65% den größten Teil der zeitabhängigen Verluste dar. Die Schwindverluste liegen in einem Bereich von 30 bis 35%. Die Relaxationsverluste betragen infolge des sehr geringen Vorspanngrades lediglich rund 5% der zeitabhängigen Spannkraftverluste.

4.4 Rechnerische Spannkraftverluste und Gegenüberstellung mit den Messergebnissen

Die Tabellen 7 und 8 zeigen die Summe der rechnerischen Spannkraftverluste für die einzelnen Spannglieder. Wie deutlich zu sehen ist, ergeben sich aufgrund der unterschiedlichen Umlenkwinkel deutliche Unterschiede zwischen Spannglied Nr. 7 bzw. 2 und 4. Um einen Vergleich der Verluste mit den Versuchen anhand der bestimmten Mittelwerte zu ermöglichen, wird des Weiteren ein gewichteter Mittelwert der rechnerischen Spannkraftverluste dargestellt. Die aus den Versuchen ermittelte mittlere vorhandene Vorspannkraft beträgt 185 kN. Die Verluste ergeben sich somit zu 122 kN pro Spannglied. Vergleicht man nun die in den Tabellen 7 und 8 dargestellten rechnerisch ermittelten gewichteten Mittelwerte, so zeigen sich beachtliche Unterschiede. Selbst für Belastungsgeschichte A, die mit einer vollen Vorspannung nach bereits drei Tagen an-

Tabelle 6. Berechnete zeitabhängige Spannkraftverluste

Table 6. Calculated time dependent losses for bonded tendons

		zeitabhängige Spannkraftverluste pro Spannglied [kN]					
		Belastungsgeschichte A			Belastungsgeschichte B		
		RH = 60%	RH = 70%	RH = 80%	RH = 60%	RH = 70%	RH = 80%
ΔP_c	nach EC2 [6]	50,3	47,4	44,2	44,2	41,5	38,7
ΔP_s	nach EC2 [6]	26,0	23,1	19,0	26,0	23,1	19,0
ΔP_r	nach EC2 [6]	7,7	7,9	8,0	8,5	8,6	8,8
	nach Leonhardt [10]	4,3	4,4	4,5	4,8	4,8	4,9
$\Sigma \Delta P_{c+s+r}$		80,6	74,9	67,7	75,0	69,4	62,6

Tabelle 7. Spannkraftverluste nach EC2 (Belastungsgeschichte A)

Table 7. Total losses per tendon according to EC2 (load history A)

Spannglied Nr.	Summe der rechnerisch ermittelten Spannkraftverluste nach Belastungsgeschichte A $\Delta P_{\mu(x)} + \Delta P_{\text{Schlupf}} + \Sigma \Delta P_{c+s+r}$						Gemessene Spannkraftverluste	
	RH = 60 %		RH = 70 %		RH = 80 %			
	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]
2	103,2	194	97,5	184	90,3	170	122	232
4	102,7	193	97	183	89,8	169		
7	91,8	173	86,1	162	78,9	149		
Gewichteter Mittelwert	98,7	186	93,0	175	85,8	162		
% von P _{max}	32,2 %		30,3 %		28,0 %		40 %	

Tabelle 8. Spannkraftverluste nach EC2 (Belastungsgeschichte B)

Table 8. Total losses per tendon according to EC2 (load history B)

Spannglied Nr.	Summe der rechnerisch ermittelten Spannkraftverluste nach Belastungsgeschichte B $\Delta P_{\mu(x)} + \Delta P_{\text{Schlupf}} + \Sigma \Delta P_{c+s+r}$						Gemessene Spannkraftverluste	
	RH = 60 %		RH = 70 %		RH = 80 %			
	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]	[kN]	$\Delta \sigma$ [N/mm ²]
2	97,6	184	92	173	85,2	160	122	232
4	97,1	183	91,5	172	84,7	160		
7	86,2	162	80,6	152	73,8	139		
Gewichteter Mittelwert	93,1	175	87,5	165	80,7	152		
% von P _{max}	30,3 %		27,9 %		25,7 %		40 %	

gesetzt wurde, und einer relativen Luftfeuchtigkeit von RH = 60 %, was zu rechnerisch maximalen Verlusten führt, ergibt sich ein Unterschied von 20,9 kN oder 17,1 %.

Betrachtet man die in den Tabellen 7 und 8 dargestellten Spannkraftverluste, so liegen diese in einer Größenordnung von 26 bis 32 % der maximalen Vorspannkraft P_{\max} . Im Vergleich dazu liegt der gemessene Spannkraftverlust bei 122 kN oder 40 % von P_{\max} . Die Unterschiede in den rechnerischen Spannkraftverlusten infolge der unterschiedlichen Belastungsgeschichten und Randbedingungen liegen bei maximal 18 kN oder 6 % von P_{\max} , wobei sich die größten Unterschiede nicht aufgrund der Belastungsgeschichte, sondern aus der relativen Luftfeuchtigkeit RH ergeben (Tabelle 9).

Wie in Tabelle 9 deutlich zu erkennen ist, ergeben die rechnerischen Spannkraftverluste selbst bei ungünstigsten Annahmen (Belastungsgeschichte A, RH = 60 %) immer noch eine Unterschätzung der Verluste von 19,1 %. Bei einer mittleren Annahme der Randbedingungen von RH = 70 % und Belastungsgeschichte B ergibt sich bereits eine Unterschätzung der Verluste von 28,2 %.

5 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag zeigt die experimentelle Ermittlung der vorhandenen Spannkraft in 50 Jahre alten Brückenträgern sowie einen Vergleich der Verluste nach EC2.

Tabelle 9. Prozentsatz der rechnerisch ermittelten Spannkraftverluste im Vergleich zum gemessenen Spannkraftverlust

Table 9. Percentage of the calculated prestressing losses in comparison to the measured losses

	Belastungsgeschichte A	Belastungsgeschichte B	gemessen 100 %
RH = 60 %	80,9 %	76,3 %	
RH = 70 %	76,3 %	71,8 %	
RH = 80 %	70,4 %	66,2 %	

Die Streuung der Kriechbeiwerte $\varphi(t, t_0)$ und Schwinddehnungen ϵ_{cs} wird über unterschiedliche relative Luftfeuchten RH und Belastungsgeschichten berücksichtigt. Auf eine mögliche Streuung des E-Moduls sowie der Vorspannkraft (über r_{sup} und r_{inf} laut EC2) wird aus Gründen der Übersichtlichkeit der Ergebnisse nicht eingegangen.

Die gemessene Vorspannkraft betrug im Mittel 185 kN. Die Standardabweichung der Ergebnisse lag bei 15,3 kN. Der Variationskoeffizient liegt somit bei 8,3 %. Die gemessenen Spannkraftverluste ergaben sich zu 122 kN. Dies entspricht 40 % von P_{\max} bzw. einem $\Delta \sigma$ von 232 N/mm². Die Verluste sind somit deutlich höher als die nach EC2 rechnerisch ermittelten Werte (je nach Annahme zwischen 25,7 und 32,2 % von P_{\max}). Es ergibt sich

Der vorliegende Beitrag zeigt die experimentelle Ermittlung der vorhandenen Spannkraft in 50 Jahre alten Brückenträgern sowie einen Vergleich der Verluste nach EC2.

232 N/mm². Die Verluste sind somit deutlich höher als die nach EC2 rechnerisch ermittelten Werte (je nach Annahme zwischen 25,7 und 32,2% von P_{\max}). Es ergibt sich



somit eine Unterschätzung der Verluste in einer Größenordnung von 19 bis 34 %. Vergleichbare Messungen [3] ergaben ähnliche Werte und zeigten Verluste bis zu 50 % bei einer Unterschätzung von 25 %.

Bei den rechnerisch ermittelten Werten bleibt festzuhalten, dass sich aufgrund des geringen Vorspanngrades von $0,55 \cdot f_{pk}$ kaum ein Einfluss durch die Relaxation des Spannstahls ergibt. Die Belastungsgeschichte (der Zeitpunkt des Vorspannens wurde zwischen 3 und 7 Tagen variiert) zeigt geringere Unterschiede in den Verlusten, als dies durch die relative Luftfeuchtigkeit RH der Fall ist.

Bei den Versuchen wurden unterschiedlich gute Verbundeigenschaften in den einzelnen Bereichen der Spannlieder festgestellt. Dies könnte auf eine zum Teil mangelhafte Ausführung der Verpressarbeiten zurückzuführen sein. Der wesentliche Grund hierfür liegt jedoch sicherlich in dem sehr geringen Durchmesser des Hüllrohres, der lediglich um 3 bis 4 mm größer als der Spannstahldurchmesser war.

Literatur

- [1] Vill, M.; Schweighofer A. und Kollegger J.: Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 2, S. 86–95.
- [2] Vill, M.; Torghele, H.; Brunner, H. und Kollegger, J.: Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 4, S. 241–249.
- [3] Bazant, Z.; Qiang Yu; Guang-Hua Li; Klein, G. and Kristek, V.: Excessive Deflections of Record-Span Prestressed Box Girder. Concrete international. June 2010.
- [4] Trost, H.; Cordes, H. und Abele, G.: Untersuchungen beim Abbruch einer vorgespannten Stahlverbundträgerbrücke über den Mittellandkanal, Institut für Massivbau der technischen Hochschule Aachen, Bericht Nr. 12/79, 1979.
- [5] Günter, G. und Mehlhorn, G.: Untersuchung des Spannungsabfalls in einem vorgespannten Träger aus der Ab-

bruchmasse der Ernst Merck-Halle in Hamburg. Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991), Heft 2, S. 33–34.

- [6] ÖNORM EN 1992-1-1:2009: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2009.
- [7] Bayerisches Staatsministerium: Zulassungsbescheid für DYWIDAG – Spannverfahren ($\varnothing 26$ mm – Spannglied). Bayerisches Staatsministerium, München, 1957.
- [8] Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien, www.zamg.at
- [9] Hengl, H.: Großversuche an Spannbetonträgern. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, 2010.
- [10] Leonhardt, F.: Vorlesung über Massivbau – Fünfter Teil. Springer Verlag, Berlin 1980.



Dipl.-Ing. Dr.techn. Anton Schweighofer
Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13
1040 Wien, Österreich
schweighofer@mail.tuwien.ac.at



Dipl.-Ing. Dr.techn. Markus Vill
ÖBB – Infrastruktur AG
Abteilung Brückenbau und
konstruktiver Ingenieurbau
Praterstern 3
1020 Wien, Österreich
markus.vill@oebb.at



Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger
Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau
Karlsplatz 13
1040 Wien, Österreich
johann.kollegger@tuwien.ac.at

