Verbundprobleme bei Spannbett-Vorspannung

Autor(en): **Birkenmaier, Max**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 26

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-73402

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

pflegten wir auch das Quartettspiel. Selbstverständlich kam an solchen Abenden auch das «Fachsimpeln» nicht zu kurz, wobei ich mir noch manch guten Rat holen konnte. Nach meinem Wegzug von Zürich trafen wir uns dann wieder bei Konzerten, bei Veranstaltungen des SIA und auch wieder privat.

Zusammenfassend darf man sagen, dass Bekanntschaften, die unter derartigen Voraussetzungen zustandekommen, auch deshalb sehr angenehm und interessant sind, weil sich dann Menschen in der Regel als Menschen und nicht in von Erfolgszielen und Leistungsdruck geprägten Rollen begegnen.

Schlussbemerkung

Musik als Ausgleich kann sehr befriedigend und seelisch beruhigend wirken, auch wenn Musizieren oft im Moment als Anstrengung erscheint. Gerade mit Musik kann oft ein ausgefeiltes Teamwork erreicht werden, das seinesgleichen sucht. Vielleicht bildet die Musik für den Ingenieur auch deshalb einen Kontrapunkt zu seiner Tätigkeit, weil sie als gefühlsmässiges Erlebnis weit von der Technik entfernt ist, in der Ausführung aber sehr viel technisches Geschick erfordert. Zudem bekommt man zu den Instrumenten ein ganz anderes Verhältnis, wenn man technisch in der Lage ist, hinter die Kulissen zu blicken.

Als heiteren Schlusspunkt sei noch erzählt, wie sich vor kurzem in meiner Funktion als Kulturingenieur eine unfreiwillige Querverbindung zur Kultur ergeben hat. Ein angehender Lehrer im Thurgauischen Lehrerseminar hatte sich im Rahmen einer Arbeitswoche mit der Kultur in seinem Kanton zu befassen. So musste er eine Untersuchung machen, in der dargestellt wurde, wie und woraus das sog. kulturelle Leben aufgebaut und organisiert ist. So wandte er sich an die kantonale Verwaltung und fragte die Telefonistin, ob es denn auch so etwas wie eine kantonale Kulturstelle oder ein Kulturdepartement gebe. Die Telefonistin stellte sogleich die Verbindung zum Kulturingenieur her, d.h. mit dem Schreibenden. Nach einem längeren Gespräch bedankte sich der Seminarist mit der Meinung, dass er doch nicht an den Falschen geraten sei. Damit ist bewiesen, dass aktive kulturelle Tätigkeit gar kein so abwegiger Ausgleich für den (Kultur-)Ingenieur bedeutet!

Verbundprobleme bei Spannbett-Vorspannung

Max Birkenmaier, Zürich

Einführung

Im Spannbett hergestellte vorfabrizierte Beton-Bauteile haben im letzten Jahrzehnt auch in unserem Lande weite Verbreitung gefunden. Bei solchen Bauteilen werden Spannstähle in Form *profilierter Stahldrähte* ⌀ 4–6 mm oder *Litzen* ⌀ ⅜–½″ auf 70–80 % ihrer Zugfestigkeit vorgespannt und im Spannbett verankert. Dann wird der Bauteil betoniert und damit die Spannstähle in Verbund mit dem Beton gebracht. Nach genügendem Erhärten des Betons werden die Stähle vom Spannbett gelöst, wobei die in den Stählen wirkende Vorspannkraft durch Haftung und Verbund in den Bauteil übertragen und verankert wird.

Für das einwandfreie Tragverhalten ist die Zuverlässigkeit der Verankerung der Spannstähle im Bauteil eine wesentliche Voraussetzung. Daher müssen bei der Bemessung die im Verankerungsbereich der Spannstähle auftretenden Beanspruchungen sowohl für den Gebrauchszustand wie auch für den Bruchzustand sorgfältig beachtet werden.

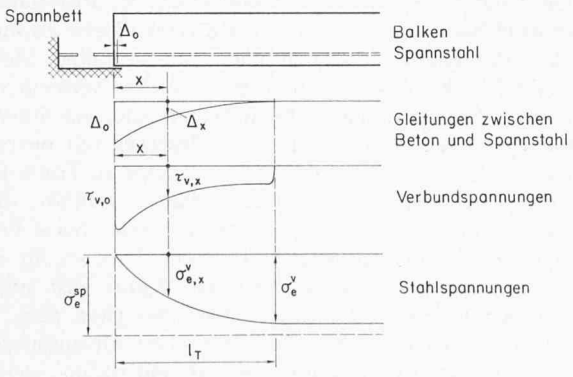


Bild 1. Übertragungsbereich

Überprüfung der Spannungen und Ermittlung der schlaffen Stahleinlagen

Für den Gebrauchszustand, d.h. unter der Einwirkung von *Vorspannung, Nutzlast* und *Eigengewicht,* sind die in diesem Bereich auftretenden Spannungen zu überprüfen und die erforderlichen schlaffen Stahleinlagen zu ermitteln. Dazu muss der im Übertragungsbereich des Bauteils vorhandene Verlauf der Vorspannung bekannt sein.

In Bild 1 ist schematisch dargestellt, wie beim Lösen vom Spannbett der Spannstahl um ein kleines Mass Δ_o in den Beton hineingleitet und wie diese Gleitungen Δ_x auf einer Strecke l_T stetig gegen Null abnehmen. Auf der gleichen Strecke wirken zwischen Stahloberfläche und Beton die Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ welche die Vorspannkraft in den Bauteil eintragen. Die Spannungen im Spannstahl wachsen von Null am Balkenende auf den Wert σ_e^v im Abstand l_T an. Dabei ist σ_e^v etwas kleiner als die im Spannbett vorhandene Stahlspannung $\sigma_e{}^{sp}$, denn beim Ablassen treten im Balken Druckspannungen und somit Verkürzungen auf.

Die für eine vollständige Eintragung der Spannkraft erforderliche Strecke l_T wird als «Übertragungslänge» bezeichnet (transfer length). Durch Beton-Kriechen und -Schwinden, wie auch durch Stahlrelaxation wird die eingetragene Vorspannkraft mit der Zeit um 10–20 % abgemindert. Die Übertragungslänge l_T wird durch diese Einflüsse jedoch nur wenig vergrössert.

Jeder Spannstrahl übt in seinem Übertragungsbereich eine Sprengwirkung auf den umgebenden Beton aus, d.h. es treten hier neben den Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ ringförmig um den Stahl verlaufende *Beton-Zugspannungen* auf. Diese Zugspannungen müssen vom Beton allein aufgenommen werden, da die zusammenhaltende Bügelbewehrung eine eventuelle Rissebildung nicht verhindern, sondern nur die Rissweite begrenzen kann. Das Entstehen von Aufplatzrissen längs des

Spannstahles muss zur Sicherstellung des Verbundes auf alle Fälle vermieden werden. Daher darf für Spannbett-Bauteile nur ein Beton hoher Festigkeit (Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w,28} > 400$ kp/cm²) verwendet werden, und die Spannstähle müssen eine ausreichende Betonüberdeckung $\ddot{u}$ haben (Bild 2). Man kann näherungsweise annehmen, dass die Summe aller Ringzugkräfte auf der Strecke l_T eines Spannstahles einer resultierenden Ringkraft von etwa ¼ der zu verankernden Vorspannkraft $V = \sigma_e^v \cdot F_e$ entspricht. Diese Ringkraft erzeugt auf der Fläche $1{,}25 \cdot \ddot{u} \cdot l_T$ eine *mittlere Betonspannung* von:

$$\sigma_{b,z} = \frac{0{,}25 \cdot \sigma_e^v \cdot F_e}{1{,}25 \cdot \ddot{u} \cdot l_T}$$

Damit kann folgende einfache Beziehung zum Abschätzen der erforderlichen Betonüberdeckung angegeben werden:

$$(1) \qquad \ddot{u} > \frac{\sigma_e^v \cdot F_e}{5 \cdot l_T \cdot \sigma_{b,z}}$$

Beispiel:

- Profilierter Stahldraht ⌀ 5 mm; $\sigma_e^v = 0{,}75 \cdot 17000 = 12750$ kp/cm²; $l_T = 65 \cdot \varnothing = 32{,}5$ cm; $\sigma_{b,z} = 8$ kp/cm² = zulässige mittlere Spaltzugspannung (bei Sicherheit ~ 2,0); $\ddot{u} > 1{,}9$ cm
- Litze ⌀ ½″ (12,3 mm), $\sigma_e^v = 0{,}75 \cdot 18000 = 13500$ kp/cm², $F_e = 0{,}93$ cm², $l_T = 100$ cm, $\sigma_{b,z} = 8$ kp/cm², $\ddot{u} > 3{,}1$ cm

Im Eintragungsbereich der Vorspannkräfte treten im Balken infolge Kraftausbreitung grössere *quergerichtete Zugkräfte* (Spaltzug- und Randzugkräfte) auf. Damit hier keine schädigenden Rissebildungen auftreten, müssen diese Zugkräfte durch *wirksame Bügelbewehrungen* abgedeckt werden. Auch dürfen in diesem Bereich die Betonabmessungen, insbesondere die Stegdicke, nicht zu klein gewählt werden. Genauere Angaben dazu findet man z.B. bei *Leonhardt* [1] oder *Kammenhuber und Schneider* [2].

Bruchsicherheit

Neben den üblichen Nachweisen im Gebrauchszustand muss vor allem auch kontrolliert werden, ob der Bauteil eine ausreichende Bruchsicherheit aufweist. Dazu ermittelt man die Schnittkräfte M_x^* und Q_x^* unter 1,8fachen Gebrauchslasten und prüft, ob der Bruchwiderstand der Querschnitte zur Aufnahme von M_x^* und Q_x^* ausreicht. Nach *Grob und Thürlimann* [3] kann die Wirkungsweise des Trägers im Bruchzustand durch ein Fachwerk mit variabler Neigung der Beton-Druckdiagonalen beschrieben werden. Damit können einfache Bemessungsformeln für die im Biege- und Schubbereich des Trägers erforderliche Längs- und Bügelbewehrung hergeleitet werden.

Zur Gewährleistung der Bruchsicherheit muss sorgfältig geprüft werden, ob die Spannstähle im Bauteil auch unter 1,8facher Gebrauchslast noch wirksam verankert sind. Dabei ist zu beachten, dass unter diesen erhöhten Lasten auch in der Nähe des Übertragungsbereiches l_T schräg verlaufende Risse entstehen können, was besonders bei Balken kurzer Spannweite oder mit hohen Nutzlasten in der Nähe des Auflagers zutrifft (Bild 3). In solchen Schnitten treten im Spannstahl Spannungen σ_e^* auf, die höher sind als die eingetragene Vorspannung σ_e^v. Die Grenze zwischen gerissenem und ungerissenem Bereich des Balkens (Strecke x_R in Bild 3) wird durch den Schnitt festgelegt, in welchem die Randzugspannung infolge Vorspannkraft V und Biegemoment M_x^* die Zugfestigkeit $\beta_{b,z}$ des Betons erreicht. Wegen der möglichen Streuungen der Zugfestigkeit in einem Bauteil muss für $\beta_{b,z}$ ein vorsichtiger Wert eingesetzt werden.

Mit bekannter Strecke x_R, kann nach [3] die in diesem Schnitt im Spannstahl auftretende Zugkraft $Z^* = \sigma_e^* \cdot F_e$ wie folgt bestimmt werden:

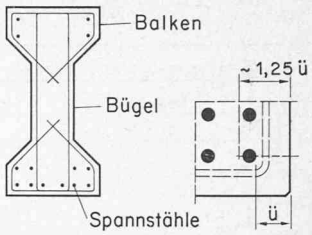


Bild 2. Betonüberdeckung

$$Z^* = \frac{M_x^*}{h_0} + \frac{Q_x^*}{2} \cdot \cot\gamma$$

Für $\gamma = 30°$ ist

$$(2) \qquad Z^* = \frac{M_x^*}{h_0} + Q_x^*$$

Nun kontrolliert man, ob die nach Bild 3 vorhandene Verbundlänge $(a + x_R)$ ausreicht, um die Zugkraft $Z^* = \sigma_e^* \cdot F_e$ so zu verankern, dass kein Hineingleiten des Spannstahles am Balkenende eintritt. Für diese Kontrolle muss man vom verwendeten Spannstahl die bei einer Spannung σ_e^* erforderliche minimale Verbundlänge ${}_{erf}l_v$ kennen. Somit muss die Bedingung $(a + x_R) \geq {}_{erf}l_v$ eingehalten werden.

Verbundeigenschaften

Die *Übertragungslänge* l_T und die erforderlichen *Verbundlängen* ${}_{erf}l_v$ sind wichtige Kennwerte zur Beschreibung der Verbundeigenschaften eines Spannstahles. Diese Kennwerte werden normalerweise aus Versuchen mit entsprechenden Prüfkörpern (Balkenversuchen, Ausziehversuchen usw.) ermittelt.

Versuchsergebnisse

Bestimmung der Übertragungslänge

Die Übertragungslänge l_T wird meist durch Messung der Betonstauchungen entlang des Versuchsbalkens ermittelt. In Bild 4 ist ein solcher Versuchsbalken, wie er in einer neueren amerikanischen Versuchsserie von *Karr und Hanson* [4] verwendet wurde, dargestellt. Die Balken wurden im Spannbett hergestellt und mit einer Litze ⌀ ⅜″ (~ 9,5 mm) vorgespannt. Im Zeitpunkt des Versuches hatte der Beton eine Zylinder-Druckfestigkeit von rund 300 kp/cm²; die Stahlspannung un-

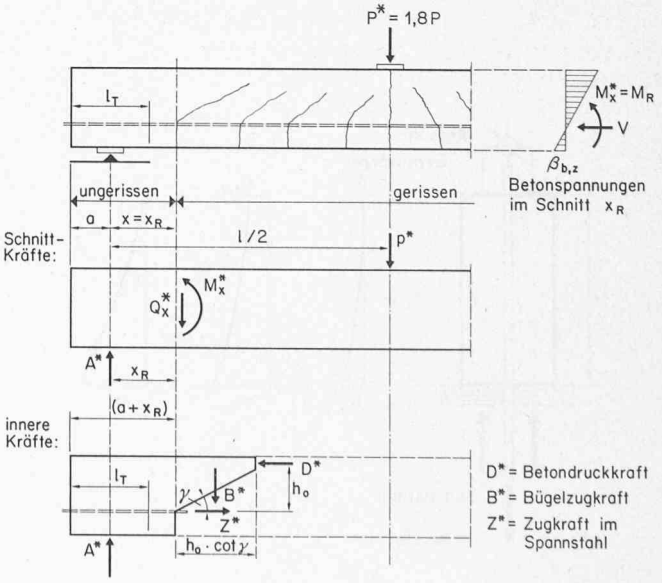


Bild 3. Auflagerbereich im Bruchzustand

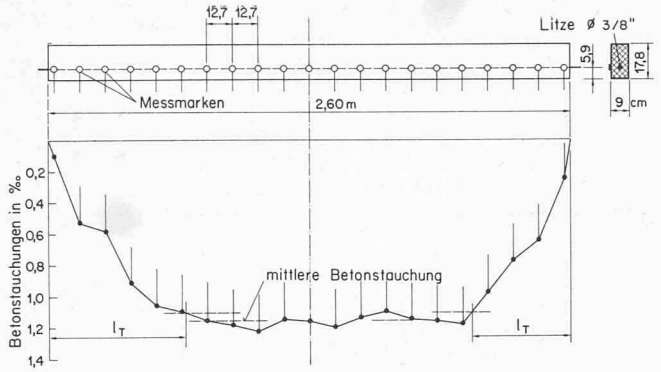


Bild 4. Bestimmung der Übertragungslänge für Litze ϕ 3/8"

mittelbar vor dem Lösen vom Spannbett betrug ~ 128 kp/mm².

In Abständen von 12,7 cm sind entlang der Versuchsbalken Messmarken angebracht worden. Mit einem Setzdehnungsmesser (Messlänge 2×12,7 cm) wurden die Längenänderungen zwischen den Messpunkten vor und unmittelbar nach dem Entspannen der Litze genau ausgemessen. Daraus konnte der in Bild 4 dargestellte *Verlauf der Betonstauchungen* ermittelt werden.

Als Übertragungslänge wurde jene Strecke l_T definiert, die erforderlich ist, bis 95% der im Mittelteil des Balkens vorhandenen mittleren Betonstauchungen erreicht wird.

Es wurden bei 19 Versuchsbalken die folgenden *Übertragungslängen* l_T festgestellt:

Mittelwert	l_T = 60,7 cm
grösster Einzelwert	l_T = 99,1 cm
kleinster Einzelwert	l_T = 33,0 cm

Ausführliche und systematisch ausgewertete Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge sind 1963 von *Rüsch und Rehm* publiziert worden [5]. Bei diesen Versuchsreihen wurden folgende Übertragungslängen l_T ermittelt:

- *Litzen* aus glatten Einzeldrähten bis ⌀ 3 mm, Stahlqualität St 120/140 und St 160/180 l_T = 50–90 cm
- *Gezogene Drähte* bis ⌀ 5 mm mit aufgewalzter Profilierung (Rippenhöhe < 0,20 mm), Stahlqualität St 160/180 l_T = 25–80 cm
- *Vergütete Drähte* mit rechteckigem oder ovalem Querschnitt bis 30 mm², mit ausgeprägter Profilierung (Rippenhöhe 0,25–0,40 mm), Stahlqualität St 145/160 l_T = 20–50 cm

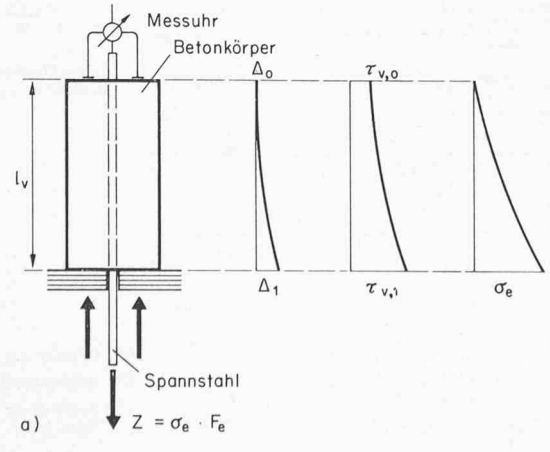
Kaar, La Fraugh und *Mass* [6] haben die folgenden l_T-Längen für Litzen, die durch Schneidbrenner vom Spannbett abgetrennt wurden, festgestellt:

Litze
- ⌀ 1/4" (6,4 mm), σ_e^{sp} = 136 kp/mm², l_T mittel = 32 cm
- ⌀ 3/8" (9,5 mm), σ_e^{sp} = 133 kp/mm², l_T mittel = 66 cm
- ⌀ 1/2" (12,7 mm), σ_e^{sp} = 123 kp/mm², l_T mittel = 105 cm

Ausziehversuche

Hinweise über die bei einer Zugbeanspruchung $Z = \sigma_e \cdot F_e$ erforderlichen Verbundlängen $_{erf}l_v$ können mittels Ausziehversuchen an Betonkörpern verschiedener Länge erhalten werden. Wie in Bild 5a dargestellt, wird bei solchen Versuchen die Zugkraft Z stufenweise bis zum Bruch (Verbundbruch oder Bruch des Stahles) gesteigert, wobei die auf der Gegenseite jeweils auftretenden Gleitungen Δ_0 gemessen werden. Man beobachtet, dass die Gleitungen, d.h. die *Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl,* auf der Zugseite den grössten Wert Δ_1 aufweisen und von dort aus stetig auf Δ_0 am Ende des Prüfkörpers abnehmen. Der Verlauf der Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ und der Stahlspannungen $\sigma_{e,x}$ ist in Bild 5a schematisch dargestellt. Bei sehr kleinen Gleitungen Δ_0 ist nur der Haft- und Reibungsverbund wirksam ($\tau_{v,o}$); bei grösseren Gleitwegen tritt zusätzlich der durch die Profilierung des Stahles bewirkte Scherverbund in Aktion.

In Bild 5b sind die in einer Versuchsreihe [7] erreichten grössten Stahlspannungen $_{max}\sigma_e$ in Abhängigkeit von der Länge l_v des Betonkörpers aufgetragen. Geprüft wurden Spannbetondrähte ⌀ 5 mm mit aufgewalzter Profilierung «Von Moos». Die Würfelfestigkeit des Betons betrug rund 400 kp/cm². Bei Verbundlängen $l_v > 30$ cm erreichte die Stahlspannung jeweils die Zugfestigkeit. Die bei Gleitungen Δ_0 = 0,01 – 0,5 – 1,0 mm auftretenden Stahlspannungen σ_e sind in Bild 5b ebenfalls angegeben. Die Kurven zeigen, dass bei den geprüften profilierten Spannbetondrähten die Zugkraft $Z_e = \sigma_e \cdot F_e$ zwischen Gleitbeginn und Bruch noch beträchtlich gesteigert werden konnte.



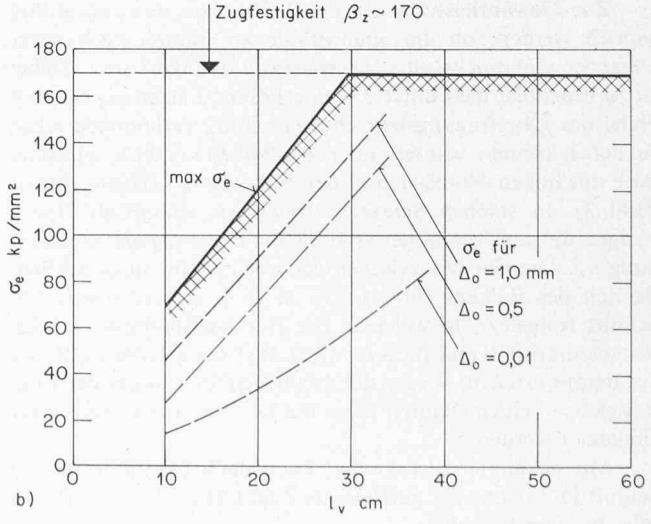


Bild 5. Ausziehversuche mit Spannbetondrähten ϕ 5 mm

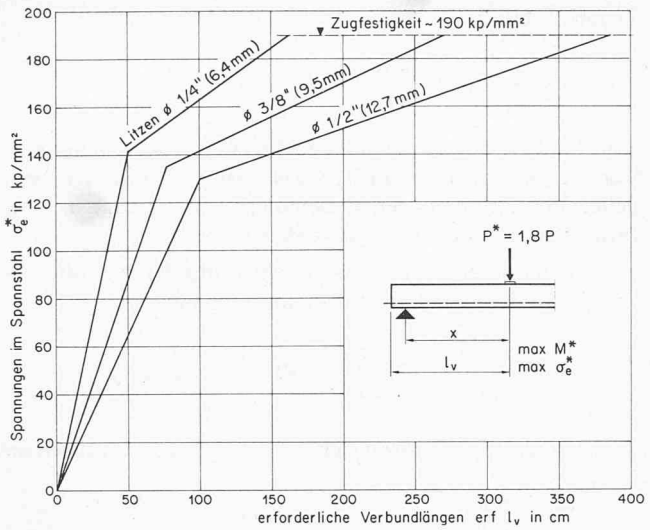


Bild 6. Verbundlängen für Litzen

Bemessungsregeln für Verbundlängen

Die Übertragung der Resultate von Ausziehversuchen auf den Auflagerbereich einer Spannbettkonstruktion ist nicht ohne weiteres möglich, denn in diesem Bereich überlagern sich nach Bild 3 die Verbundspannungen aus der Übertragung der Vorspannkraft mit denen aus der Zugkraft Z^*.

In den USA hat man zur Klärung dieser Verbundfragen grössere Serien von Belastungsversuchen mit Spannbett-Balken kürzerer Spannweite herangezogen. *Hanson* und *Karr* [8] berichteten 1959 über Belastungsversuche an 47 vorgespannten Balken mit Spannweiten zwischen 1,20 m bis 8,60 m, die mit 1 bis 4 Litzen ⌀ ¼″ oder ⅜″ oder ½″ im Spannbett vorgespannt waren (Spannstahlanteil 0,31 % bis 0,95 %). Die Balken sind durch Einzellasten in Feldmitte oder in den Drittelspunkten bis zum Bruch belastet worden. Bei 13 Balken wurde im Bereich des grössten Momentes, d.h. im Lastangriffspunkt, der Biegebruch erreicht. Das gemessene Bruchmoment war durchweg 3 bis 10 % grösser als das berechnete M_{flex}. Bei 34 Balken wurde der Biegebruch durch Hineingleiten der Litzen am Balkenende eingeleitet. Das beim Gleitbeginn unter der Last vorhandene Moment M_{bond} war bis 25 % kleiner als das rechnerische Biegebruchmoment M_{flex}. Nach Gleitbeginn konnte die Last noch etwas gesteigert werden, bis der eigentliche Verbundbruch eintrat.

Aufgrund dieser Versuchsreihen konnten einfache Bemessungsregeln für die erforderlichen Verbundlängen hergeleitet werden. Dabei wurde nicht der Verbundbruch, sondern der *Beginn des Gleitens der Litze am Balkenende* als *massgebend* angesehen. Als Verbundlänge $_{erf}l_v$ wurde die Strecke zwischen Balkenende und dem Schnitt, wo das grösste Biegemoment $_{max}M^*$ auftrat, betrachtet, dies im Gegensatz zu Bild 3, wo die Verbundlänge nur die im ungerissenen Teil des Balkens vorhandene Strecke ist. Es wurde aus dem bei Gleitbeginn vorhandenen Moment M_{bond} die zugehörige Stahlspannung σ_e^* bestimmt und diese über der vorhandenen Verbundlänge l_v aufgetragen.

In Bild 6 sind nach *Martin und Scott* [9] solche Bemessungshilfen dargestellt. Man ermittelt in jenem Schnitt, wo unter 1,8facher Last das grösste Moment $_{max}M^*$ auftritt, die Stahlspannung $_{max}\sigma_e^*$ ($_{max}\sigma_e^*$ kann mit den bekannten Formeln für das Biegebruchmoment berechnet werden) und kontrolliert, ob eine genügende Verbundlänge $_{erf}l_v$ bis zu diesem Schnitt vorhanden ist. Ist die vorhandene Länge zu gering, muss der Stahlquerschnitt erhöht und damit $_{max}\sigma_e^*$ verringert werden, oder man muss einen Spannstahl mit kleinerem Durchmesser und besseren Verbundeigenschaften wählen.

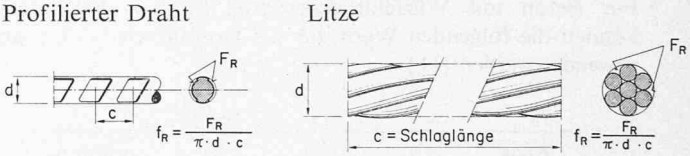
Legt man der Bemessung nicht den Gleitbeginn, sondern den *Verbundbruch* zugrunde, so ergeben sich kleinere Längen als nach Bild 6. Allerdings sollte man dabei wegen der möglichen grösseren Streuungen auch einen höheren Sicherheitsbeiwert als für Biegung ($s = 1{,}8$) einführen.

Verbundtheorie

Rechnerische Behandlung

Die Einordnung und Interpretation der aus Versuchen gewonnenen Daten ist auch bei Verbundproblemen sinnvoll nur möglich, wenn zur Beschreibung der Vorgänge ein *geeignetes physikalisches Modell* zur Verfügung steht. *Rehm* [10] hat 1961 ein Modell zur rechnerischen Behandlung von Verbundproblemen vorgelegt und ausführlich begründet. Mittels Ausziehversuchen an Probekörpern mit sehr kleinen Verbundlängen ($l_v < 2$ ⌀) wurde die Abhängigkeit der Verbundspannung $\tau_{v,x}$ vom Gleitweg Δ_x (Verschiebung zwischen Beton und Stahl) für Stähle verschiedener Profilierung ermittelt (sog. Verbundgesetze $\tau_{v,x} = f[\Delta_x]$).

In Bild 7 sind nach *Martin* [11] die Verbundgesetze für einige Spannstähle aufgetragen. Als Mass für die Stärke der Profilierung eines Stahles wird die «bezogene Rippenfläche» $f_R = F_R/F_M$, d.h. das Verhältnis der Rippenstützfläche F_R zur zugehörigen Mantelfläche F_M verwendet.



$f_R = F_R/F_M$
F_R = Rippen-Abstützfläche über einem Umfang
F_M = zugehörige Mantelfläche

Die in der Praxis meist verwendeten Spannstähle weisen normalerweise folgende bezogene Rippenflächen f_R auf:

- Litzen ⌀ ⅜″ und ½″ aus 7 glatten Drähten — $f_R = 0{,}005$–$0{,}010$
- gezogene Stahldrähte ⌀ 5 mm mit aufgewalzter Profilierung — $f_R = 0{,}010$–$0{,}015$
- Vergütete Stahldrähte bis 30 mm² Querschnitt mit ausgeprägter Profilierung — $f_R = 0{,}020$–$0{,}025$

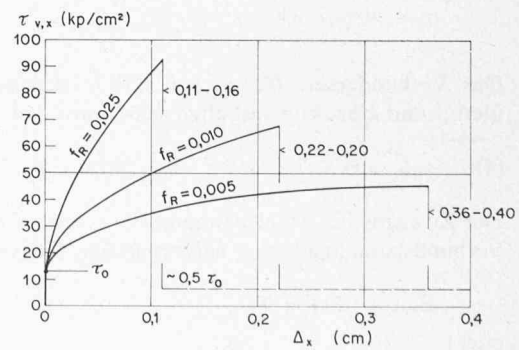


Bild 7. Verbundgesetze $\tau_{v,x} = f[\delta_x]$

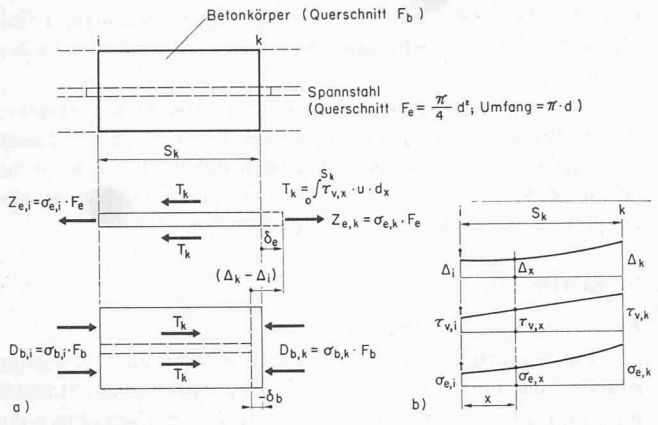


Bild 8. Verbundelement

Die Kurven in Bild 7 zeigen, dass ohne Gleitung $\Delta_x = 0$ nur der Haft- und Reibungsverbund τ_o wirksam ist. Mit zunehmender Gleitung Δ_x wird der Scherverbund aktiv, wodurch auch die Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ anwachsen. Bei einem Grenzwert der Gleitung Δ_G wird der Scherverbund überwunden und $\tau_{v,x}$ sinkt rasch ab, wobei nur noch ein geringer Reibungsverbund wirksam bleibt.

Das im Versuch ermittelte Verbundgesetz (Bild 7) kann nach [10] mit folgendem Ansatz zutreffend beschrieben werden.

$$(3) \qquad \tau_{v,x} = \tau_0 + b \cdot \Delta_x^{1/\beta}$$

Für Beton mit Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w,28} \sim 400$ kp/cm² können die folgenden Werte für die Konstanten τ_0, b, β angewendet werden [11]:

f_R	τ_0	b	β	Δ_G
0,005	12,8	52	2,34	0,36–0,40
0,010	12,8	120	2,00	0,22–0,26
0,025	12,7	272	1,85	0,11–0,15

Rehm [10] hat für die rechnerische Behandlung von Verbundproblemen eine *Differentialgleichung 2. Ordnung* hergeleitet. Auch *Martin* [11] hat seinen umfangreichen Untersuchungen die Rehm'sche Differentialgleichung zugrunde gelegt.

Eine *einfache numerische Lösung* von Verbundaufgaben kann auch auf folgendem Weg erreicht werden. Man betrachtet gemäss Bild 8a ein Verbundelement von der Länge s_k (z. B. Ausschnitt aus einem Ausziehkörper). Am Schnittufer i des Elementes sei die Gleitung Δ_i, die Verbundspannung $\tau_{v,i}$ und die Stahlspannung $\sigma_{e,i}$ bekannt. Gesucht werden die im Schnitt k vorhandenen Werte von Δ_k, $\tau_{v,k}$ und $\sigma_{e,k}$ (Bild 8b).

Zur Vereinfachung der Rechnung wird angenommen, dass die Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ auf der Elementlänge s_k linear von $\tau_{v,i}$ nach $\tau_{v,k}$ anwachsen (Bild 8b).

$$\tau_{v,x} = \tau_{v,i} + (\tau_{v,k} - \tau_{v,i}) \cdot \frac{x}{s_k}$$

Das Verbundgesetz (Gl. 3) soll nur in den beiden Schnittufern i und k exakt eingehalten sein. Somit gilt:

$$(4) \qquad \tau_{v,i} = \tau_0 + b \cdot \Delta_i^{1/\beta} \; ; \quad \tau_{v,k} = \tau_0 + b \cdot \Delta_k^{1/\beta}$$

Der Zuwachs der Stahlspannung $(\sigma_{e,k} - \sigma_{e,i})$ wird durch die Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ hervorgerufen. Gemäss Bild 8a ist:

$$Z_{e,k} - Z_{e,i} = T_k$$

oder:

$$(\sigma_{e,k} - \sigma_{e,i})\, F_e = 1/2\, (\tau_{v,i} + \tau_{v,k}) \cdot u \cdot s_k$$

Daraus folgt:

$$(5) \qquad \sigma_{e,k} = \sigma_{e,i} + \frac{2\, s_k}{d} (\tau_{v,i} + \tau_{v,k})$$

Der Stahl verlängert sich auf der Strecke s_k elastisch um δ_e. Es werden *nur elastische Stahlverformungen berücksichtigt*; somit gelten die nachfolgenden Beziehungen nur, solange $\sigma_e \leq \sigma_{0,2}$ (Streckgrenze $\sim 0{,}9 \times$ Zugfestigkeit).

Berücksichtigt man, dass $\sigma_{e,x}$ quadratisch mit x anwächst, so erhält man nach kurzer Zwischenrechnung:

$$\delta_e = \frac{\sigma_{e,i}}{E_e} \cdot s_k + \frac{2\, s_k^2}{3\, E_e \cdot d} (2\, \tau_{v,i} + \tau_{v,k})$$

Der Betonkörper verformt sich auf der Strecke s_k elastisch um:

$$\delta_b = \int_0^{s_k} \frac{\sigma_{b,x}}{E_b} \cdot dx$$

Da in jedem Zwischenschnitt x Gleichgewicht $D_{b,x} = Z_{e,x}$ herrscht, so ist (siehe Bild 8a):

$$\sigma_{b,x} \cdot F_b + \sigma_{e,x} \cdot F_e = 0$$

$$\sigma_{b,x} = -\, \sigma_{e,x} \cdot \frac{F_e}{F_b} = -\, \sigma_{e,x} \cdot \mu \; ; \quad \mu = \frac{F_e}{F_b}$$

Im Vergleich zu den Gleitungen $(\Delta_k - \Delta_i)$ ist die Betonverformung δ_b klein; demnach ist eine genaue Ermittlung von δ_b meist nicht erforderlich. Somit ist:

$$\delta_b = -\, \mu \cdot \frac{E_e}{E_b} \cdot \int_0^{s_k} \frac{\sigma_{e,x}}{E_e} \cdot dx = -\, n \cdot \mu \cdot \delta_e$$

(negativ als Verkürzung)

Der Zuwachs der Gleitung $(\Delta_k - \Delta_i)$ des Stahles auf der Strecke s_k beträgt gemäss Bild 8a:

$$(\Delta_k - \Delta_i) = \delta_e - \delta_b$$

Im Falle, wo das betrachtete Betonelement auf Zug beansprucht ist (z. B. Zugzone eines vorgespannten Balkens), gilt: $(\Delta_k - \Delta_i) = \delta_e + \delta_b$.

Setzt man die Ausdrücke für δ_e und δ_b ein, so ist:

$$\Delta_k - \Delta_i = \frac{1 \pm n\mu}{E_e} \left[\sigma_{e,i} \cdot s_k + \frac{2\, s_k^2}{3\, d} (2\, \tau_{v,i} + \tau_{v,k}) \right]$$

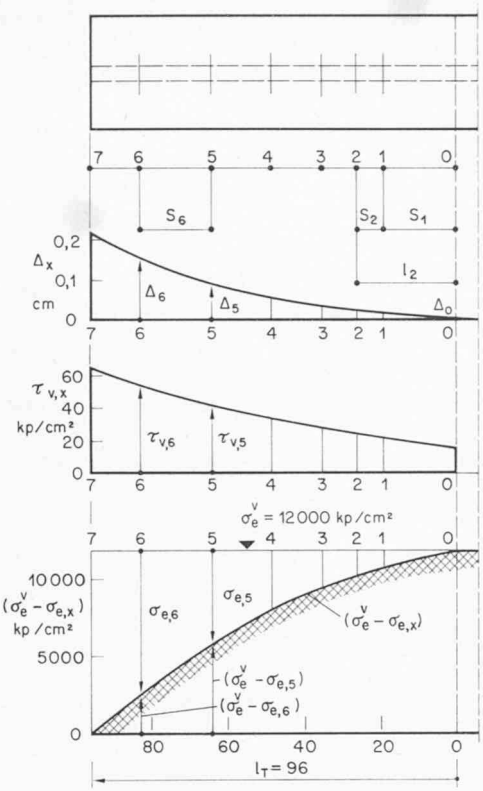
Mit $E_e' = \dfrac{E_e}{1 \pm n\mu}$ ist:

$$(6) \qquad \Delta_k = \Delta_i + \frac{1}{E_e'} \left[\sigma_{e,i} \cdot s_k + \frac{2\, s_k^2}{3\, d} (2\, \tau_{v,i} + \tau_{v,k}) \right]$$

Wird $\tau_{v,k}$ nach (4) eingesetzt, so ist:

$$(6a) \qquad \Delta_k = \Delta_i + \frac{1}{E_e'} \left[\sigma_{e,i} \cdot s_k + \frac{2\, s_k^2}{3\, d} (2\, \tau_{v,i} + \tau_0 + b \cdot \Delta_k^{1/\beta}) \right]$$

Aus (6a) kann, bei bekannten Werten für Δ_i, $\tau_{v,i}$, $\sigma_{e,i}$, die Gleitung Δ_k berechnet werden. Mit Δ_k kann aus (4) $\tau_{v,k}$ und aus (5) $\sigma_{e,k}$ bestimmt werden.



Beispiel:
Litze ⌀ ½″ ($d = 1{,}23$); $f_R = 0{,}010$;
$\mu \sim 0{,}5\,\%$; $E_e = 2{,}1 \cdot 10^6$; $n = 6$;

$$E_e' = \frac{E_e}{1 + n\,\mu} = 2{,}04 \cdot 10^6$$

Bild 9. Berechnung der Übertragungslänge l_T

Gl. 4: $\tau_{v,i} = 12{,}8 + 120 \cdot \Delta_i^{1/2}$; $\tau_{v,k} = 12{,}8 + 120 \cdot \Delta_k^{1/2}$

Gl. 5: $\sigma_{e,k} = \sigma_{e,i} + 1{,}63 \cdot S_k \cdot (\tau_{v,i} + \tau_{v,k})$

Gl. 7: $S_k^2 \cdot \dfrac{4\,\tau_{v,i} + 2\,\tau_{v,k}}{3{,}69} + S_k \cdot \sigma_{e,i} - 2{,}04 \cdot 10^6\,(\Delta_k - \Delta_i) = 0$

i / k	Δ_i / Δ_k	$\Delta_k - \Delta_i$	$\tau_{v,i}$ / $\tau_{v,k}$	S_k	l_k	$\sigma_{e,i}$ / $\sigma_{e,k}$	$\sigma_e^v - \sigma_{e,k}$
0	0,0001		14,0		0	0	12000
		0,0049		19,4			
1	0,005		21,3		19,4	1281	10719
		0,005		6,7			
2	0,010		24,8		26,1	1782	10218
		0,010		9,3			
3	0,020		29,8		35,4	2611	9389
		0,020		12,5			
4	0,040		36,8		47,9	3964	8036
		0,040		16,2			
5	0,080		46,7		64,1	6170	5830
		0,070		18,5			
6	0,150		59,3		82,6	9365	2635
		0,070		13,2			
7	0,220		69,1		95,8	12145	0
	cm,		kp/cm²				

Für die rechnerische Behandlung von Verbundproblemen unterteilt man den betrachteten Verbundkörper in einzelne Elemente von der Länge s_k. Ausgehend von bekannten Anfangswerten Δ_0 und $\sigma_{e,0}$ bestimmt man mit (6a) fortschreitend für jeden Abschnitt die entsprechenden Werte Δ_k und $\tau_{v,k}$ bzw. $\sigma_{e,k}$.

Da in (6a) die Unbekannte Δ_k auch in der Potenz $\Delta_k^{1/\beta}$ erscheint, ist die Auflösung dieser Gleichung etwas umständlich.

Wesentlich einfacher wird die Rechnung, wenn man jeweils einen Wert Δ_k wählt, womit auch nach (4) $\tau_{v,k}$ gegeben ist und die zugehörige Elementlänge s_k aus (6) bestimmt. Man erhält dazu aus (6) die folgende quadratische Bestimmungsgleichung für s_k:

$$(7) \qquad s_k^2 \cdot \frac{4\,\tau_{v,i} + 2\,\tau_{v,k}}{3\,d} + s_k \cdot \sigma_{e,i} - E_e' \cdot (\Delta_k - \Delta_i) = 0$$

Vergleiche mit genauen Ergebnissen nach [11] zeigen, dass der hier vorgeschlagene einfache Rechengang brauchbare Resultate liefert.

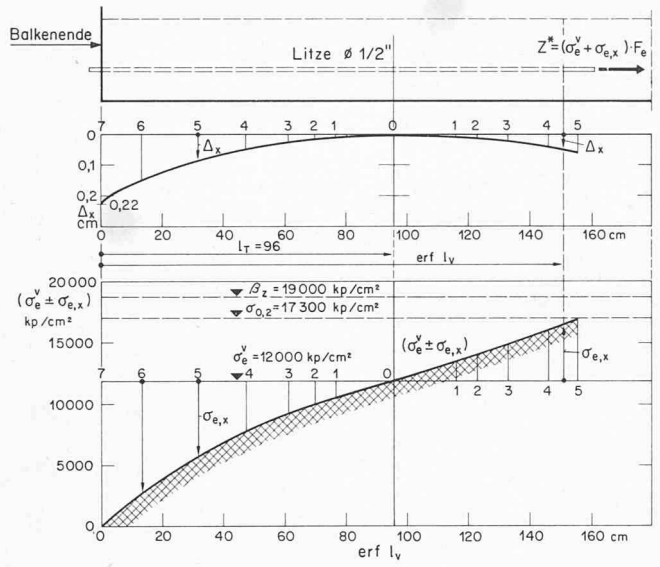
Berechnung der Übertragungslänge

In Bild 9 ist die Berechnung der Übertragungslänge l_T am Beispiel eines Spannstahles $d = 1{,}23$ cm (Litze ½″) dargestellt. Die einzutragende Vorspannkraft sei $V = \sigma_e^v \cdot F_e$, wobei $\sigma_e^v = 12000$ kp/cm² betrage. Der Rechnung wird ein Verbundgesetz gemäss Bild 7 mit $f_R = 0{,}010$ zugrunde gelegt. Man beginnt in jenem Schnitt 0, wo die Vorspannung σ_e^v voll eingetragen ist und daher keine Gleitung mehr auftritt. Von hier aus bestimmt man abschnittsweise gegen das Balkenende hin, die bei Gleitungen Δ_k auftretenden Verbundspannungen $\tau_{v,k}$ und dadurch bewirkte Änderung der Stahlspannung $(\sigma_{e,k} - \sigma_{e,i})$. Die Strecke l_T wird durch jenen Schnitt festgelegt, wo $\sigma_{e,k} = \sigma_e^v$ d.h. $(\sigma_e^v - \sigma_{e,k}) = 0$ ist. Die Rechnung wird zweckmässigerweise in Tabellenform durchgeführt (Bild 9). Ausgehend vom Anfangswert $\Delta_0 = 0{,}0001$ cm, $\tau_{v,0} = 14$ kp/cm² wird ein Wert $\Delta_1 = 0{,}005$ cm gewählt; mit (4) $\tau_{v,1} = 21{,}3$ kp/cm² bestimmt und anschliessend durch Auflösung der quadratischen Gleichung (7) $s_1 = 19{,}4$ cm berechnet. Aus (5) folgt daraus $\sigma_{e,1} = 1281$ kp/cm². In analoger Weise wird die Rechnung für den nächsten Abschnitt 1–2, mit einem gewählten Wert $\Delta_2 = 0{,}010$ cm fortgeführt usw.

Im Schnitt 7 erreicht $\sigma_{e,7} = 12145$ kp/cm², d.h. $(\sigma_e^v - \sigma_{e,7}) \sim 0$ womit die Strecke $l_T = \Sigma s_k = 96$ cm festgelegt ist.

Führt man die Rechnung weiter, bis zu jenem Schnitt, wo die Gleitung den Grenzwert $\Delta_G = 0{,}26$ cm erreicht, so erhält man eine Stahlspannung $\sigma_{e,k} \simeq 14500$ kp/cm². Bei Überschreiten von Δ_G fallen gemäss Bild 7 die Verbundspannungen $\tau_{v,x}$ rasch ab, so dass von hier an nur noch ein geringer Zuwachs der Spannung $\sigma_{e,x}$ möglich ist. Somit kann eine Litze ⌀ ½″, bei der das angenommene Verbundgesetz gilt, höchstens auf $\sigma_e^v \sim 14500$ kp/cm² vorgespannt und im Beton verankert werden.

Eine analoge Rechnung mit einem Verbundgesetz $f_R = 0{,}005$ (Bild 7) gibt für den gleichen Spannstahl bei $\sigma_e^v = 12000$ kp/cm² eine Übertragungslänge $l_T = 127$ cm. Für Spannbetondrähte ⌀ 5 mm mit aufgewalzter Profilierung erhält man für ein Verbundgesetz $f_R = 0{,}010$ eine Übertragungslänge $l_T = 45$ cm bei $\sigma_e^v = 12000$ kp/cm².



i k	Δ_i Δ_k	$\Delta_k - \Delta_i$	$\tau_{v,i}$ $\tau_{v,k}$	S_k	l_v	$\sigma_{e,i}$ $\sigma_{e,k}$	$\sigma_e^v + \sigma_{e,k}$
0	0,0001		14		96	0	12000
		0,0049		19,9			
1	0,005		21,3		116	1147	13147
		0,005		7,6			
2	0,010		24,8		124	1718	13718
		0,010		10,1			
3	0,020		29,8		134	2613	14613
		0,020		13,1			
4	0,040		36,8		147	4039	16039
		0,020		9,4			
5	0,060		42,2		156	5244	17244
	cm			kp/cm²			

Beispiel:

Litze ⌀ ½" ($d = 1{,}23$)
$f_R = 0{,}010$
$\mu \sim 0{,}5\%$; $E_e = 2{,}1 \cdot 10^6$; $n = 6$

$$E'_e = \frac{E_e}{1 - n\mu} = 2{,}17 \cdot 10^6$$

Gl. 4: $\tau_{v,k} = 12{,}8 + 120 \cdot \Delta_k^{1/2}$

Gl. 5: $\sigma_{e,k} = \sigma_{e,i} + 1{,}63 \cdot S_k \cdot (\tau_{v,i} + \tau_{v,k})$

Gl. 7: $$S_k^2 \frac{4\tau_{v,i} + 2\tau_{v,k}}{3{,}69} + S_k \cdot \sigma_{e,i} - 2{,}17 \cdot 10^6 (\Delta_k - \Delta_i) = 0$$

Bild 10. Berechnung der Verbundlänge $_{erf}l_v$

Berechnung der Verbundlängen

In Bild 10 ist die rechnerische Ermittlung der für Stahlspannungen $\sigma_e^* > \sigma_e^v$ erforderlichen Verbundlängen $_{erf}l_v$ dargestellt. Der betrachtete Verbundkörper soll im ungerissenen Bereich der Zugzone eines vorgespannten Balkens liegen, d.h. die Verbundlängen sollen sich vom Balkenende bis zum ersten Biegeriss erstrecken (siehe auch Bild 3). Gemäss Bild 9 erreicht am Ende der Übertragungslänge l_T der Spannstahl die Spannung σ_e^v. Wird in diesem Schnitt die Spannung über σ_e^v hinaus vergrössert, so reicht die Strecke l_T zum Abtragen dieser höheren Spannung nicht mehr aus und der Stahl beginnt am Balkenende hineinzugleiten. Somit kann die Spannung nur bei Verbundlängen $l_v > l_T$ über σ_e^v auf $(\sigma_e^v + \sigma_{e,x})$ anwachsen, ohne das Hineingleiten auftritt. Versuche von *Kurr* und *Hanson* [4] an 108 Balken kleiner Abmessungen (Bild 4) zeigten, dass bei Verbundlängen $l_v = l_T$ schon eine geringe Erhöhung der Stahlspannung über σ_e^v hinaus zu einem Verbundbruch führen kann. Daher wird für die Berechnung des bei einer Verbundlänge $l_v > l_T$ möglichen Spannungszuwachses $\sigma_{e,x}$ im Schnitt 0, wo $l_v = l_T$ ist, begonnen, denn dort ist die Gleitung $\Delta_0 \sim 0$ und $\sigma_{e,x} = \sigma_{e,o} = 0$. Von $l_v = l_T$ aus wird die Rechnung abschnittsweise gegen die Balkenmitte vorangetrieben.

In Bild 10 ist für die gleichen Annahmen wie in Bild 9 diese Berechnung dargestellt. Es werden nacheinander Δ_k-Werte gewählt, mit (4) $\tau_{v,k}$ bestimmt, hierauf mit (7) s_k berechnet und dann mit (5) $\sigma_{e,k}$ ermittelt.

Das Beispiel zeigt, dass zur Verankerung einer Zugkraft $Z^* = (\sigma_e^v + \sigma_{e,x})\ F_e$ mit $(\sigma_e^v + \sigma_{e,x}) = 17243$ kp/cm² ($\sim$ Streckgrenze) eine Verbundlänge von $l_v = 156$ cm erforderlich ist. Eine analoge Rechnung mit einem Verbundgesetz $f_R = 0{,}005$ (Bild 7) gibt für Litzen ½" eine Verbundlänge $l_v = 201$ cm, bei $(\sigma_e^v + \sigma_{e,x}) = 17300$ kp/cm². Ein Spannstahl ⌀ 5 mm mit aufgewalzter Profilierung, der mit $\sigma_e^v = 12000$ kp/cm² vorgespannt ist, benötigt für die Verankerung bis $(\sigma_e^v + \sigma_{ex}) = 17300$ kp/cm² eine Strecke $l_v = 72$ cm (Rechnung mit $f_R = 0{,}010$).

Aus dem in Bild 10 dargestellten Verlauf der Gleitung Δ_x erkennt man, dass die Vorspannung sich günstig auf die Verankerungsmöglichkeiten eines Spannstahles auswirkt. Ohne Vorspannung, d.h. beim einfachen Ausziehen, zeigt nämlich eine mit den gleichen Annahmen ($f_R = 0{,}01$; $d = 1{,}23$; $\Delta_G = 0{,}26$) durchgeführte Berechnung, dass eine grösste Spannung von $_{max}\sigma_e^* \sim 14500$ kp/cm² nicht überschritten werden kann.

Die gezeigten Verbundrechnungen setzen eine genaue Kenntnis des Verbundgesetzes des betreffenden Spannstahles voraus. Diese Verbundgesetze können aufgrund von Ausziehversuchen an kurzen Betonkörpern gemäss Bild 5 ermittelt werden. Bei solchen Versuchen müssen für jede Laststufe neben der Stahlspannung σ_e auch die Gleitungen am unbelasteten und am belasteten Ende des Betonkörpers sehr genau gemessen werden (Δ_0 und Δ_1 gemäss Bild 5).

Bei kürzeren Prüfköpern kann die Auswertung unter Annahme eines linearen Verlaufes der Verbundspannungen $\tau_{v,x}$, d.h. mit (5) und (6) durchgeführt werden. Damit kann für jede Laststufe der Zusammenhang zwischen Gleitung Δ_x und Verbundspannung $\tau_{v,x}$ ermittelt werden. Aus diesen Resultaten lässt sich dann ein mittleres Verbundgesetz, wie in Bild 7 dargestellt, herleiten.

Literaturverzeichnis

[1] *F. Leonhardt:* «Vorlesungen über Massivbau», Zweiter Teil: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin, 1975.

[2] *J. Kammenhuber* und *J. Schneider:* «Arbeitsunterlagen für die Berechnung vorgespannter Konstruktionen». Ra-Verlag, Rapperswil, 1974.

[3] *J. Grob* und *B. Thürlimann:* «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken». Schweiz. Bauzeitung, H. 40, 1976.

[4] *P. H. Karr* und *N. W. Hanson:* «Bond fatigue tests of beams simulating pretensioned concrete crossties». Journal of the Prestressed Concrete Institute, Sept.–Oct., 1975.

[5] *H. Rüsch* und *G. Rehm:* «Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 147, 1963.

[6] *P. H. Karr, R. W. La Fraugh* and *M. A. Mass:* «Influence of concrete strength on strand transfer length». Journal of the Prestressed Concrete Institute, Oct., 1963.

[7] *«Über die Haftung von Spannstählen im Beton»*. Zusammenfassender Bericht über Versuchsreihen November 1963 bis März 1965. Stahlton AG, Zürich.

[8] *N. W. Hanson* and *P. H. Karr:* «Flexural bond tests of pretensioned prestressed beams». ACI Journal, Proceedings, V. 55, No. 7, 1959.

[9] *L. D. Martin* and *N. L. Scott:* «Development of prestressing strand in pretensioned members». ACI Journal, Aug., 1976.

[10] *G. Rehm:* «Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton». Deutscher Aussschuss für Stahlbeton, H. 138, 1961.

[11] *H. Martin:* «Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung». Deutscher Aussschuss für Stahlbeton, H. 228, 1973.

Aspekte der Wandlung im SIA-Normenwerk

Von **Aldo Cogliatti,** Zürich

Mehr als 100 Jahre sind es her, seit sich SIA-Mitglieder für die allgemeine Einführung des «metrischen Systems» beim Bundesrat verwendet haben. Da begleitete offenbar noch *Poesie* die trockenen Regeln, nannten sich doch die Initianten «Freunde des Meters und des Fortschritts», wie *Alfred Hässig* in der Festschrift anlässlich des 100jährigen Bestehens unseres Vereins schrieb.

Seit jener Zeit ist das SIA-Normenwerk zu einer weitgefächerten Sammlung über die *Regeln der Bautechnik und der Baukunst* herangewachsen. Dutzende von Kommissionen mit mehreren hundert Ingenieuren und Architekten, vielfach Experten im eigenen Fachgebiet, sind dauernd für die Anpassung und Neugestaltung tätig und trotz der traditionell ehrenamtlichen Tätigkeit unserer Mitglieder beansprucht die Betreuung, die Ausrüstung und der Vertrieb durch unser Generalsekretariat mehr als die Hälfte der Vereinsrechnung. Rund eine Tonne ausgehende Post je Tag vermag den Wandel in der Bedeutung unserer zentralen Aufgabe mitzudokumentieren. Poesie ist recht selten geworden, für den «Meter» erwärmt sich keiner mehr, bestimmt nicht für die Umstellung sämtlicher Normen auf die neuen SI-Einheiten!

Einige Streiflichter mögen diesen Wandel heute beleuchten, zu Ehren und zum Geburtstag unseres rüstigen Jubilars, hat er doch während mehr als drei Jahrzehnten, trotz seiner reich befrachteten Vorlesungspläne, intensiv und verantwortungsbewusst an den sogenannten *«Bauingenieurnormen»* mitgearbeitet. Auf die Bedeutung dieser besonderen Normen-Gruppe aus verschiedenen Blickwinkeln möchte ich mich denn auch heute beschränken.

Bedeutung für die Gesellschaft

Zum Bedürfnis nach Schutz vor Naturkatastrophen gesellt sich in steigendem Masse die Notwendigkeit, die Gefahrenherde in unseren eigenen Werken rechtzeitig auszuschalten, bzw. zu begrenzen. Das Mass der Sicherheit gegenüber einem Versagen unserer Bauwerke im weitesten Sinne durchzieht denn auch die Konstruktionsnormen wie ein roter Faden.

1891 verloren 79 Passagiere ihr Leben, als ein Zug die einstürzende Brücke bei *Münchenstein* unter sich begrub. Die erste «Eidgenössische Verordnung über Berechnung und Prüfung von eisernen Brücken» war die Reaktion auf eine zu knapp bemessene Konstruktion.

Seither ist wohl folgendes Grundschema der Verknüpfungen unverändert geblieben: Beschränkung (bzw. Bestimmung) der Belastungen einerseits, der minimalen Qualität der Baustoffe anderseits und Festlegen zulässiger Ausnützungsgrenzen. Aber welch ein Wandel hat sich in der Sicherheitsphilosophie selbst abgespielt. *Jörg Schneider* hat in seinen Arbeiten eindrücklich auf die Parallelen zur Entwicklung der Gesellschaftsstrukturen hingewiesen.

Man könnte grob zusammenfassen, dass sich das Sicherheitsempfinden in jeder Beziehung relativiert hat. Und dies spiegelt sich auch im Wandel der Normen. So diskutieren wir heute die Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten gewisser Lastkombinationen und die entsprechenden Prognosen für mögliche Schadenereignisse. Wir setzen dann die Folgekosten derartiger Risiken in Beziehung zu den Gestehungskosten und der gewünschten Lebensdauer des Bauwerkes. Der Sicherheitsbegriff hat sich um Dimensionen erweitert, ist notwendigerweise mit den Baustoffen und ihren Kombinationen immer komplexer geworden. Entsprechend wuchs das Bedürfnis nach umfassender Darstellung. Es erscheint deshalb natürlich, wenn heute die grundlegenden Arbeiten für eine neue Sicherheits-Norm mit einheitlicher Philosophie für alle Baustoffe im Gange sind.

Für die *Öffentlichkeit* enthalten diese Normen also ein Wesentliches: Das ausgewogene, dem Stand der Erkenntnis und der Gesellschaftsstruktur angepasste Mass für die erforderliche Sicherheit unserer Bauwerke.

Kriterien für die Behörden

Norm bedeutet Richtschnur und erlaubt somit ganz allgemein den Bezug auf ein gut umschriebenes, wohl definiertes Mass. Viele Länder unterhalten einen Staatsapparat für die Festsetzung dieser Regeln der Baukunst. Die Resultate sind nicht ermutigend. Schwerfälligkeit, mangelnder Bezug zur Baupraxis, Unverständnis für die Belange der Wirtschaft werden kritisiert, ganz abgesehen von den enormen Bearbeitungskosten. Es ist bezeichnend, dass beispielsweise die Behörden in *Frankreich* (trotz der stark zentralistischen Verwaltung) gerade auf Grund solcher Erfahrungen heute eine *enge Zusammenarbeit mit der Privatwirtschaft* für das Normenschaffen suchen.

Bei uns hat sich im Laufe der Zeit ein gut organisiertes Verfahren entwickelt. Alle Schritte, vom ersten Kommissionsentwurf über Vernehmlassung, Bereinigung und Rekursbehandlungen bis zur Drucklegung sind systematisch geregelt. Dabei wird eine breite Übereinstimmung erreicht, die in zunehmendem Masse die Verbindlichkeit stützt. Die