

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 94 (1976)
Heft: 40

Artikel: Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Erläuterungen zur Richtlinie 34 der Norm SIA 162
Autor: Grob, Josef / Thürlimann, Bruno
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73173>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 24.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Erläuterungen zur Richtlinie 34 der Norm SIA 162

Von Josef Grob und Bruno Thürlimann, Zürich

DK 624.04

Die Bemessung eines Tragwerkes hat die *Sicherstellung* seiner *Nutzung* als auch seiner *Tragfähigkeit* zum Ziel. Entsprechend fordert die Norm SIA 162, Ausgabe 1968, in Art. 3.02 sowohl ein normales Verhalten der Bauwerke unter Gebrauchslast als auch eine ausreichende Bruchsicherheit. Angaben über den Bruchwiderstand sind jedoch nur für die Biegung vorgespannter Tragwerke (Art. 5.12) sowie für Schub in Platten und Balken (Richtlinie 17) enthalten. In allen anderen Fällen musste man sich im wesentlichen damit begnügen, die festgelegten zulässigen Spannungen einzuhalten.

Die Richtlinie 34 vereinheitlicht unter Berücksichtigung der oben genannten Grundsätze die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Sie verlangt ausdrücklich ein normales Verhalten unter Gebrauchslast hinsichtlich Rissbildung und Verformungen. Eine zentrale Bedeutung kommt der *Bestimmung des Bruchwiderstandes* zu, der ein entscheidendes Kriterium für die Sicherheit eines Tragwerkes darstellt. Die Richtlinie 34 verwendet dabei für alle Beanspruchungsfälle dasselbe Bruchmodell, das damit auch auf kombinierte Beanspruchungen anwendbar ist.

Die Tatsache, dass sowohl die Belastung als auch der Bruchwiderstand nur mit mehr oder weniger grossen Unsicherheiten erfasst werden können, verlangt die Annahme von *Sicherheitsbeiwerten*. Die in der Richtlinie 34 angegebenen Werte basieren im wesentlichen auf Art. 3.02 der Norm SIA 162. Die Bemessung kann grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten erfolgen, indem dafür gesorgt wird, dass entweder sämtliche Querschnitte einen ausreichenden Querschnittswiderstand gegenüber den elastisch ermittelten Schnittkräften aufweisen oder dass eine genügende Bruchsicherheit des gesamten Tragwerkes gegenüber den Nennlasten des Gebrauchszustandes vorhanden ist.

Bei der *Querschnittsbemessung* muss folgende Ungleichung erfüllt sein:

$$(1) \quad \frac{W_r}{s_w} \geq S' (s_{Li} \cdot L_i) \quad \text{oder} \quad W_r \geq S^* = s_w \cdot S' (s_{Li} \cdot L_i)$$

Es bedeuten:

| | | | |
|-------|---|----------|-------------------------------|
| L_i | Nennlasten | W_r | rechnerischer Bruchwiderstand |
| S' | Schnittkräfte infolge $(s_{Li} \cdot L_i)$ | s_{Li} | Lastfaktoren |
| S^* | Schnittkräfte unter rechnerischer Bruchlast | s_w | Widerstandsfaktor |

Umlagerungen der Schnittkräfte bei statisch unbestimmten Tragwerken infolge unelastischer Verformungen dürfen dabei berücksichtigt werden, sofern das nötige Verformungsvermögen gewährleistet und ein normales Verhalten des Tragwerkes unter Gebrauchslasten sichergestellt ist.

Neben der Querschnittsbemessung regelt die Richtlinie 34 die *Bemessung eines Tragwerkes nach der Plastizitätstheorie*

durch Nachweis einer genügenden rechnerischen Traglast. Dieses Verfahren wurde bisher unter Berufung auf den Ausnahmeartikel (Art. 11.01) bereits praktisch angewendet. Damit eine ausreichende Bruchsicherheit des Tragwerkes vorhanden ist, muss folgende Bedingung eingehalten werden:

$$(2) \quad P_r' \left(\frac{W_r}{s_w} \right) \geq P' (s_{Li} \cdot L_i) \quad \text{oder} \\ P_r (W_r) \geq P^* = s_w \cdot P' (s_{Li} \cdot L_i)$$

mit:

| | |
|--------|---|
| P_r | rechnerische Traglast, berechnet mit den Querschnittswiderständen W_r |
| P_r' | reduzierte rechnerische Traglast, berechnet mit den verminderten Widerständen W_r/s_w |
| P' | Belastung infolge $(s_{Li} \cdot L_i)$ |
| P^* | erforderliche rechnerische Traglast |

Der grosse Vorteil der Richtlinie 34 liegt darin, dass für alle Beanspruchungsfälle dasselbe Rechenmodell verwendet wird. Für das Verständnis der Richtlinie 34 genügt es aus diesem Grunde, die Bemessung eines Stahlbetonträgers unter *Biegung*, *Normalkraft* und *Querkraft* zu erklären. Die Bemessung auf Torsion sowie für kombinierte Beanspruchungen erfolgt analog. Dazu sei auf entsprechende Veröffentlichungen (z. B. [4], [6], [7], [11]) hingewiesen.

Fachwerkmodell

Theoretische Grundlagen

Als Modell für die Wirkungsweise eines Stahlbetonträgers im Bruchzustand wird ein *Fachwerk mit variabler Neigung der Betondruckdiagonalen* angenommen. In ihm bilden die Längsstäbe die Gurtungen, die Bügel die Pfosten, und die Betondruckdiagonalen die Streben. Dabei sind die Längsstäbe zwecks einfacher mathematischer Behandlung zu Gurtstäben zusammengefasst (Bild 1).

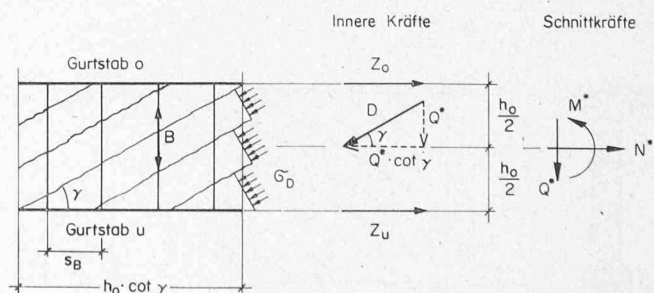


Bild 1. Schubwandenelement

Da die Betondruckdiagonalen ein *kontinuierliches Druckfeld* erzeugen, können die Betondruckspannungen σ_D als gleichmässig über die Querschnittshöhe verteilt angenommen und in einer Resultierenden D in Scheibenmitte zusammengefasst werden. Eine Zerlegung dieser Resultierenden zeigt, dass aus einer Schubbeanspruchung Q^* eine in Scheibenmitte wirkende Längskraft $Q^* \cdot \cot \gamma$ resultiert.

Wird ein Ausbrechen der Druckdiagonalen durch einen engen Bügelabstand und/oder starke Gurtstäbe verhindert, so erhält man durch die Betondruckspannungen σ_D eine gleichmässige Beanspruchung der Bügel im dargestellten Schubwandelement.

Mit $\frac{h_0}{s_B} \cdot \cot \gamma$ Bügel pro Schubwandelement

ergibt sich folgende Beziehung zwischen der Querkraft Q^* und den Bügelkräften (B = Bügelzugkraft eines Bügels):

$$(3) \quad Q^* = B \cdot \frac{h_0}{s_B} \cdot \cot \gamma$$

Ist das Schubwandelement durch ein Biegemoment M^* , eine Normalkraft N^* und eine Querkraft Q^* beansprucht, so liefern die Gleichgewichtsbedingungen gemäss Bild 1 folgende Gurtstabkräfte:

$$(4) \quad Z_o = -\frac{M^*}{h_0} + \frac{N^*}{2} + \frac{Q^*}{2} \cdot \cot \gamma$$

$$Z_u = \frac{M^*}{h_0} + \frac{N^*}{2} + \frac{Q^*}{2} \cdot \cot \gamma$$

Falls anstelle der konzentriert angenommenen Obergurtkraft die Ausdehnung der Betondruckzone in Rechnung gestellt wird, verringert sich der Hebelarm der inneren Kräfte gegenüber dem Wert h_0 . Dieser Umstand kann berücksichtigt werden, indem der Anteil aus Querkraft den aus Biegemoment und Normalkraft resultierenden Gurtstabkräften, wie man sie durch Anwendung der Biegetheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) erhält, überlagert wird.

$$(5) \quad Z_o = Z_o(M^*, N^*) + \frac{Q^*}{2} \cdot \cot \gamma$$

$$Z_u = Z_u(M^*, N^*) + \frac{Q^*}{2} \cdot \cot \gamma$$

Stahlbeton- und Spannbetonträger können im wesentlichen in *unter-* und *überbewehrte Balken* unterteilt werden. Bei unterbewehrten Trägern wird die Traglast durch Stahlfließen, bei überbewehrten durch Versagen des Betons eingeleitet.

Will man einen *unteren Grenzwert* der Bruchlast erhalten, so müssen neben den *Gleichgewichtsbedingungen* auch die *Plastizitätsbedingungen* eingehalten werden, nach denen keine Kraft die betreffende Fliesskraft übersteigen darf (unterer Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie). Beschränkt man sich

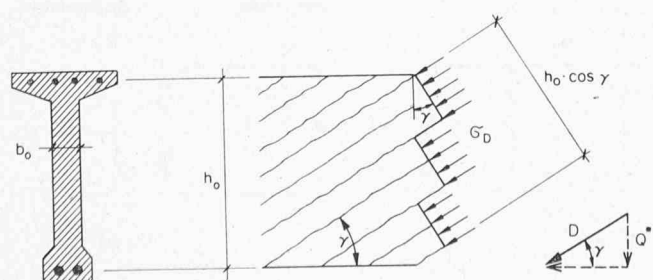


Bild 2. Beanspruchung der Betondruckdiagonalen

auf unterbewehrte Träger, so genügen die Plastizitätsbedingungen für die Bügel- und Gurtstabkräfte.

$$(6) \quad Z_o \leq Z_{fo}, \quad Z_u \leq Z_{fu}, \quad B \leq B_f$$

mit

Z_{fo}, Z_{fu} Fliesskraft des oberen, bzw. unteren Gurtstabes

B_f Fliesskraft eines Bügels

Ein *Betonversagen* kann durch Stauchen der Biegedruckzone oder der Betondruckdiagonalen verursacht werden. Dieses spröde Versagen muss vermieden werden. Daher ist die Betonbeanspruchung zu kontrollieren.

Die Betonbeanspruchung in der Biegedruckzone wird durch Anwendung der Biegetheorie bestimmt. Die Beanspruchung der Betondruckdiagonalen resultiert aus der Diagonalkraft D (Bild 2).

$$\sigma_D = \frac{D}{b_0 \cdot h_0 \cdot \cos \gamma} = \frac{Q^*}{b_0 \cdot h_0 \cdot \sin \gamma \cdot \cos \gamma}$$

Wird die nominelle Schubspannung τ^* als Bezugsgrösse eingeführt,

$$(7) \quad \tau^* = \frac{Q^*}{b_0 \cdot h_0}$$

so ergibt sich folgender Ausdruck, der in Bild 3 in Funktion des Winkels γ aufgetragen ist.

$$(8) \quad \frac{\sigma_D}{\tau^*} = \frac{1}{\sin \gamma \cdot \cos \gamma}$$

Interessant ist die Feststellung, dass die Druckspannung σ_D innerhalb der angegebenen Grenzen des Winkels γ , die in folgenden noch erläutert werden, nicht stark variiert. Die

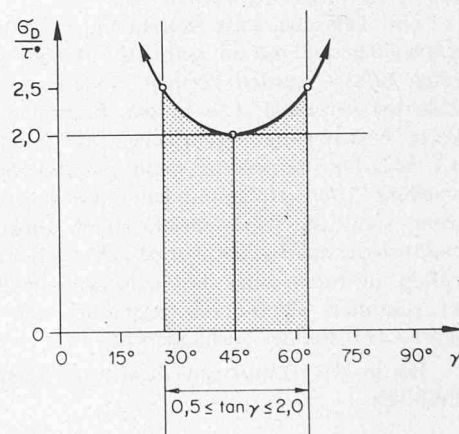


Bild 3. Druckspannung σ_D in Funktion von γ

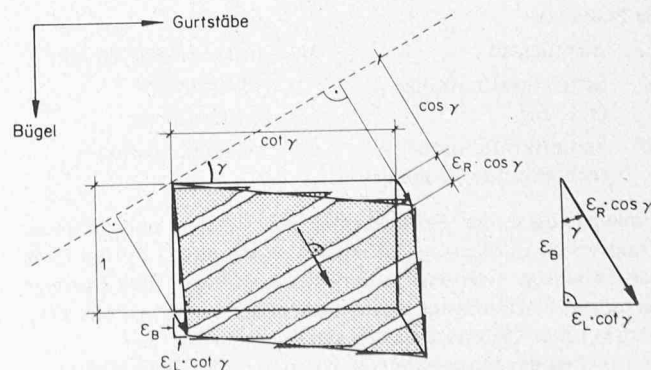


Bild 4. Verformungsdiagramm des Schubwandelements

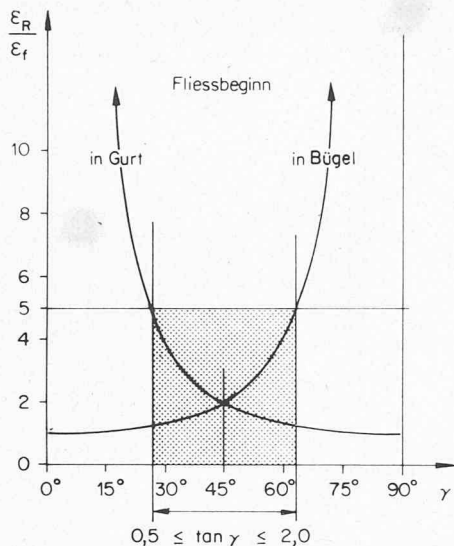


Bild 5. Begrenzung der Umlagerung ε_R ; Nominelle Rissdehnung, ε_f ; Stahldehnung bei Fließbeginn

grösste Abweichung vom Minimalwert bei $\gamma = 45^\circ$ beträgt nur 25 Prozent. Daher kann die Druckspannung σ_D durch Begrenzung der nominellen Schubspannung unabhängig von der Diagonalenrichtung γ kontrolliert werden.

Begrenzung der Diagonalenrichtung

Wie schon Bild 3 zeigt, kann die Diagonalenrichtung γ nicht beliebig von 45° abweichen, da die Betonbeanspruchung σ_D für 0° und 90° ins Unendliche ansteigt.

Die Umlagerung des Druckfeldes, ausgehend von der anfänglichen Neigung bei Rissbeginn bis zur Diagonalenrichtung im Bruchzustand, verlangt eine ausreichende Schubübertragung durch *Verzahnung in den Rissen*. Aufgrund der Tatsache, dass die Schubübertragung mit zunehmender Rissweite abnimmt, können die im folgenden begründeten *Umlagerungsgrenzen* eingeführt werden. Es wird ein unterbewehrtes Schubwandelement betrachtet. Aufgrund der Rissverzahnung kann sich dieses bei kleinen Rissweiten im wesentlichen nur senkrecht zu diesen Rissen bzw. senkrecht zu den Druckdiagonalen verformen (Bild 4).

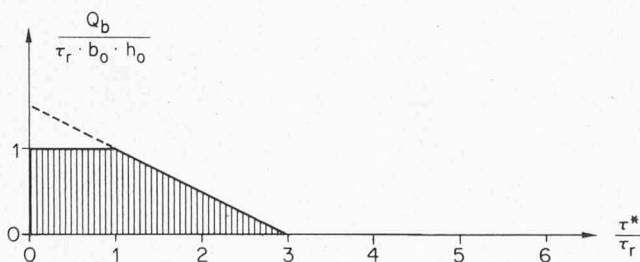


Bild 6. Zusätzlicher Schubwiderstand Q_b

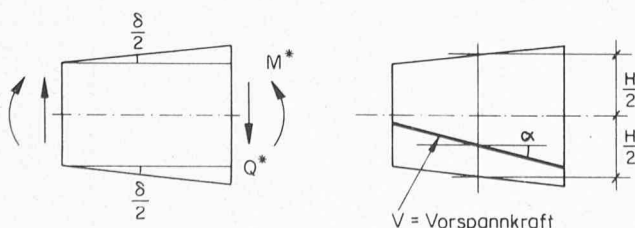


Bild 7. Veränderliche Höhe und geneigte Spannglieder

Der Verschiebungszustand wird beschrieben durch den Parameter ε_R , d.h. die mittlere Rissweite dividiert durch den mittleren Rissabstand (nominelle Rissdehnung).

Aus Bild 4 können folgende *kinematischen Bedingungen* erhalten werden. Die Schiebung γ_{BL} , welche die Winkeländerung des Schubwandelementes beschreibt, ist eine Funktion sowohl der Bügeldehnung ε_B als auch der Längsdehnung ε_L .

$$(9) \quad \gamma_{BL} = \varepsilon_L \cdot \cot \gamma + \varepsilon_B \cdot \tan \gamma$$

Die Dehnungen ε_L und ε_B sind durch die Beziehung

$$(10) \quad \varepsilon_B = \varepsilon_L \cdot \cot^2 \gamma$$

verknüpft, die für eine orthogonale Rissöffnung gültig ist. Der Verformungsparameter ε_R ist von den Dehnungen ε_L und ε_B wie folgt abhängig:

$$(11) \quad \text{Mit} \quad \begin{cases} \varepsilon_R \cdot \sin^2 \gamma = \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \cdot \cos^2 \gamma = \varepsilon_B \end{cases} \quad \varepsilon_R = \varepsilon_L + \varepsilon_B$$

Die beim Erreichen der Bruchlast vorhandenen Rissweiten können nun bei Gültigkeit der Bedingung (10) durch die nominelle Rissdehnung ε_R abgeschätzt werden, die für ein Fließen der Längs- und der Bügelbewehrung notwendig ist:

$$\text{Für Fließbeginn Gurt:} \quad \varepsilon_R = \varepsilon_f \cdot (1 + \cot^2 \gamma)$$

$$\text{Für Fließbeginn Bügel:} \quad \varepsilon_R = \varepsilon_f \cdot (1 + \tan^2 \gamma)$$

Wie Bild 5 zeigt, vergrössern sich die beim Erreichen der Bruchlast vorhandenen Rissweiten mit zunehmender Abweichung der Diagonalenrichtung von $\gamma = 45^\circ$ bzw. mit zunehmender Umlagerung. Eine Umlagerung der inneren Kräfte von der Riss- zur Bruchlast, bedingt durch eine Änderung der Diagonalenrichtung, ist nur möglich, solange eine ausreichende Schubübertragung in den Rissen vorhanden ist. Nehmen die Rissweiten sehr stark zu (vgl. Bild 5) so entfällt die Schubübertragung und eine weitere Umlagerung wird unmöglich. Die Diagonalenrichtung in Schubwänden lässt sich somit nicht beliebig variieren, sie bewegt sich nach Versuchen (siehe z.B. [6]) etwa in folgenden Grenzen:

$$(12) \quad 0,5 \leq |\tan \gamma| \leq 2,0$$

Berücksichtigung zusätzlicher Einflüsse

In Wirklichkeit kommen neben der Fachwerkwirkung noch *zusätzliche Schubwiderstände* aus der Betonzugfestigkeit, aus der Bildung eines Druckgewölbes bei kleinen nominellen Schubspannungen, aus dem Biegezugwiderstand der Flanschen, Verdübelung usw. vor. Der Widerstand aus der *Betonzugfestigkeit* ist dabei von wirtschaftlicher Bedeutung. Bei kleinen nominellen Schubspannungen $\tau^* \leq \tau_r$ (die Werte für τ_r sind in Bild 18 [Tabelle] festgelegt) treten noch keine Risse auf. Die Betonzugfestigkeit allein genügt zur Aufnahme der Schubbeanspruchung. Für hohe Werte $\tau^* \geq 3 \tau_r$ ist das Fachwerk praktisch voll ausgebildet. Zwischen dem ungerissenen Zustand, $\tau^* \leq \tau_r$, und dem voll entwickelten Fachwerk, $\tau^* \geq 3 \tau_r$, existiert ein Übergangsbereich. Beobachtungen an Versuchsbalken und neueste theoretische Untersuchungen [9] zeigen, dass der ursprüngliche Schubwiderstand des ungerissenen Betons durch die Entwicklung der Risse sukzessive abgebaut wird. Für die Bemessung der Bügelbewehrung wird aus diesem Grunde folgender linear abnehmende Abzug Q_b eingeführt: (Bild 6)

Für

$$(13) \quad \tau^* \leq \tau_r \quad Q_b = \tau_r \cdot b_o \cdot h_o$$

$$\tau_r < \tau^* < 3 \tau_r \quad Q_b = \frac{1}{2} \cdot (3 \tau_r - \tau^*) \cdot b_o \cdot h_o$$

$$\tau^* \geq 3 \tau_r \quad Q_b = 0$$

Der Einfluss von *Vouten* und *Vorspannung* kann auf sehr einfache Art und Weise berücksichtigt werden. Die Querkraft Q^* wird durch die effektiv auf den Balkensteg wirkende Querkraft Q_{eff} ersetzt.

$$(14) \quad Q^*_{\text{eff}} = Q^* - \frac{M^*}{y} \cdot 2 \cdot \tan \frac{\delta}{2} - V \cdot \sin \alpha$$

mit: y = Hebelarm der inneren Kräfte

Die Vorzeichenregelung für die Kräfte und Winkel geht aus Bild 7 hervor.

Geneigte Spannglieder bewirken eine vertikale Komponente, die durch den Abzug $V \cdot \sin \alpha$ in Gleichung (14) berücksichtigt ist. Um die Bemessung zu vereinfachen, wird die Kraft im Spannglied näherungsweise durch die Vorspannkraft V ersetzt. Eine Vorspannung beeinflusst natürlich auch das Risseverhalten durch eine Heraufsetzung der Risslast, d. h. der Anteil Q_b am Schubwiderstand verschwindet im Vergleich zu Stahlbetonbalken erst unter höheren nominellen Schubspannungen. Praktische Überlegungen zeigen, dass dieser Einfluss vernachlässigt werden kann, ausgenommen in denjenigen Fällen, wo selbst unter rechnerischer Bruchlast infolge der Wirkung einer Vorspannkraft noch keine Biegerisse auftreten (z. B. in den Auflagerbereichen von Spannbettträgern). Wenn die Biegerandzugspannungen unter rechnerischer Bruchlast den Wert $2 \tau_r$ nicht überschreiten, gestattet die Richtlinie 34 einen höheren Abzug Q_b als in (13) angegeben. Dieser Abzug ist in Fussnote 4 der Richtlinie 34 festgelegt, wobei der Faktor α die Erhöhung der rechnerischen Schubbrisslast durch die aus der Vorspannkraft resultierende Betondruckspannung bezeichnet (*Mohr'scher Spannungskreis*).

Vergleich mit Versuchen

Ein Vergleich mit Schubversuchen ([2] und [3]) zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment. Nur die Versuchsbalken, bei denen der Druckflansch unter Maximallast praktisch noch intakt war, bringen infolge der namhaften Plattenwirkung des Druckflansches deutlich höhere Widerstände $Q_{\text{Ex/Br}}$ als die theoretischen Rechenwerte $Q_{\text{Th/Br}}$, wie dies aus Bild 8 hervorgeht.

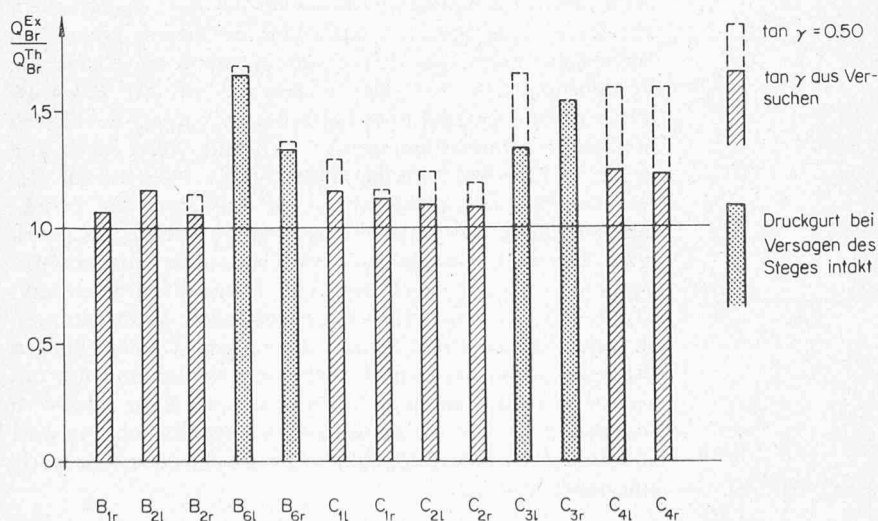


Bild 8 (oben). Vergleich Theorie-Experiment

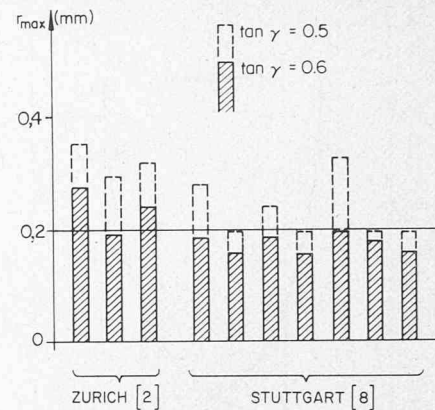


Bild 9. Grösste Schubrissweiten unter Gebrauchslast

Für die Bemessung, im folgenden Kapitel erläutert, werden engere Umlagerungsgrenzen vorgeschrieben als sie in Gleichung (12) angegeben sind.

$$(15) \quad \frac{3}{5} \leq |\tan \gamma| \leq \frac{5}{3}$$

Die Abklärung des Risseverhaltens von Versuchsbalken ([2] und [8]) zeigt, dass bei Einhaltung von Gleichung (15) ein normales Verhalten im Gebrauchszustand erreicht wird. Bild 9 zeigt die beobachteten maximalen Rissweiten r_{max} unter Gebrauchslast, bestimmt als theoretische Bruchlast dividiert durch einen globalen Sicherheitsfaktor von 1,8.

Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbalken

Bemessungsregeln

Die Entwicklung eines regelmässigen Fachwerkmodells, wie es im vorangegangenen Abschnitt beschrieben ist, wird in Balken durch *Krafteinleitungen* gestört. In ihrem Bereich entwickeln sich *fächerförmige Druckfelder* ([5] und [11]), die in Bild 10 schematisch dargestellt sind.

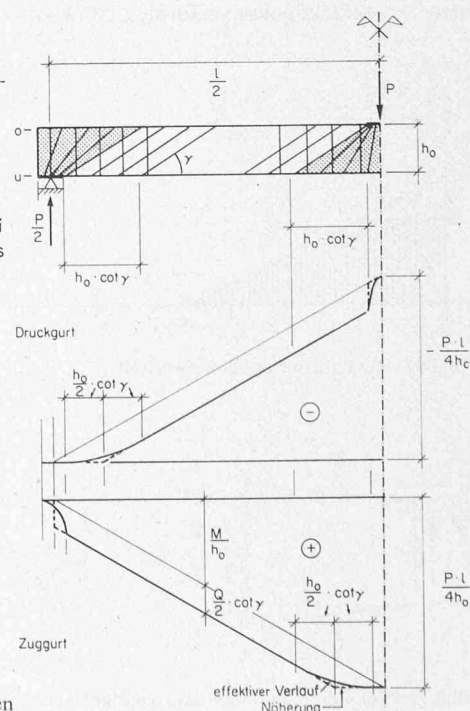


Bild 10 (rechts). Krafteinleitungen

Gleichgewichtsüberlegungen zeigen, dass die Bügelkräfte im Fächerbereich gleich gross sind wie im Bereich des regulären Fachwerkes, dass die Gurtkräfte hingegen durch die Ausbildung von fächerförmigen Druckfeldern gemäss Bild 10 beeinflusst werden. Der effektive Verlauf der Gurtkräfte kann durch die in Bild 10 eingezeichneten gestrichelten Geraden genügend genau angenähert werden. Das heisst, die Bemessung der Bewehrung sollte im Abstand $h_o/2 \cdot \cot \gamma$ von Kräfteinleitungen durchgeführt werden.

Als Mass für die Schubbeanspruchung wird die *nominelle Schubspannung* τ^* gemäss Gleichung (7) verwendet.

$$(16) \quad \tau^*(Q) = \frac{Q^*_{\text{eff}}}{b_o \cdot h_o}$$

Unterhalb dem Wert τ_r bilden sich keine Schubrisse aus, d.h. die Betonzugfestigkeit allein genügt zur Aufnahme der Schubbeanspruchung, weshalb keine oder nur eine konstruktive Bügelbewehrung vorgesehen werden muss.

$$(17) \quad \tau^* \leq \tau_r$$

Die Werte für τ_r sind in der Norm SIA 162 und in Richtlinie 34 tabellarisch in Funktion der Würfeldruckfestigkeit des Betons angegeben.

| | | | | |
|--|-----|-----|-----|------------|
| (18) β_{w28} (kg/cm ²) | 200 | 300 | 400 | ≥ 500 |
| τ_r (kg/cm ²) | 8 | 10 | 12 | 14 |

Damit der Bruch nicht durch ein Versagen der Betondruckdiagonalen verursacht wird, darf die nominelle Schubspannung τ^* den Wert τ_{\max} nicht überschreiten.

$$(19) \quad \tau_{\max} = 5 \tau_r \quad \text{für } s_B \leq \frac{h_o}{2} \text{ bzw. } s_B \leq 30 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max} = 6 \tau_r \quad \text{für } s_B \leq \frac{h_o}{3} \text{ bzw. } s_B \leq 20 \text{ cm}$$

Die *Tragfähigkeit der Betondruckdiagonalen* hängt ausser der Betonqualität auch von der Verankerung der Diagonalenkräfte in den Gurtungen ab, weshalb die obere Schubspannungsgrenze τ_{\max} in Funktion des maximalen Bügelabstandes s_B festgelegt ist.

Die endgültigen *Bemessungsgleichungen* für die Bügel- und die Längsbewehrung ergeben sich aus den Gleichungen (3), (4) bzw. (5) und (13).
Bügelbewehrung:

$$(20) \quad F_{eB}(Q) \cdot \sigma_{fB} = \frac{Q^*_{\text{eff}} - Q_b}{h_o} \cdot s_B \cdot \tan \gamma$$

jedoch $\geq \frac{1}{2} \cdot \tau_r \cdot b_o \cdot s_B$ (minimale Bügelbewehrung)

zusätzliche Längsbewehrung im Zuggurt:

$$(21) \quad F_{eL}(Q) \cdot \sigma_{fL} = \frac{1}{2} \cdot Q^*_{\text{eff}} \cdot \cot \gamma$$

Dabei kann die Diagonalenenneigung γ gemäss Gleichung (15) beliebig in folgendem Bereich gewählt werden:

$$(22) \quad \frac{3}{5} \leq |\tan \gamma| \leq \frac{5}{3}$$

Für die praktische Bemessung werden die Gleichungen (20) und (21) am besten in dimensionsloser Form wiedergegeben. Die entsprechenden Bemessungsdiagramme sind in Bild 11 für den praktisch vorkommenden Bereich der Diagonalenenneigung γ , d.h. von $\tan \gamma = 3/5$ bis $\tan \gamma = 1$, graphisch dargestellt.

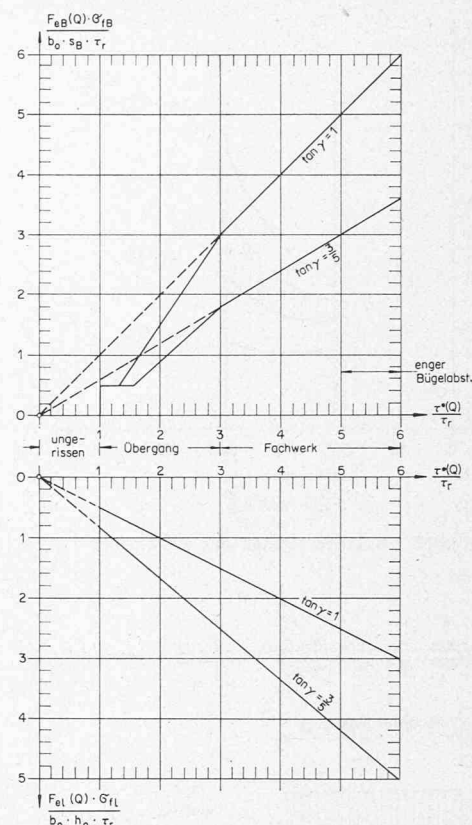


Bild 11. Bemessungsdiagramme

Aus Bild 11 ist klar ersichtlich, dass eine flachere Diagonalenenneigung zu einer Verringerung der Bügelbewehrung, aber auch zu einer Vergrösserung der zusätzlichen Längsbewehrung führt. In den meisten Fällen ist die vorhandene Längsbewehrung bereits genügend, so dass $\tan \gamma = 3/5$ gesetzt werden kann. Ausserdem zeigt die folgende Wirtschaftlichkeitsüberlegung, dass mit $\tan \gamma = 3/5$ die totalen Bewehrungskosten im allgemeinen ein Minimum erreichen.

Wahl der Diagonalenenneigung

Ist man frei in der Wahl der Diagonalenenneigung, sollte man diese so wählen, dass die *Bewehrungskosten minimal* werden. Ein Mass für das notwendige Stahlvolumen erhält man aus der Summe der Fliesskräfte [Gleichungen (3) und (4)], der Gurt- und der Bügelbewehrung, bezogen auf die Einheitslänge des Trägers. Der Einfachheit halber werden Haken, Stösse, Überlappungen usw. nicht berücksichtigt.

$$(23) \quad \bar{C} = \frac{M^*}{h_o} + \frac{N^*}{2} + Q^* \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \cot \gamma + \tan \gamma \right)$$

Mit Einführung des Verhältnisses η zwischen den Gewichtspreisen der Bügel- und der Gurtbewehrung ergibt sich folgender relative Preisindex:

$$(24) \quad C = \frac{M^*}{h_o} + \frac{N^*}{2} + Q^* \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \cot \gamma + \eta \cdot \tan \gamma \right)$$

$$\text{mit } \eta = \frac{\text{Einheitspreis Bügelbewehrung}}{\text{Einheitspreis Längsbewehrung}}$$

In Gleichung (24) beschreibt der Ausdruck c den günstigsten Wert des Winkels γ .

$$(25) \quad c = \frac{1}{2} \cdot \cot \gamma + \eta \cdot \tan \gamma$$

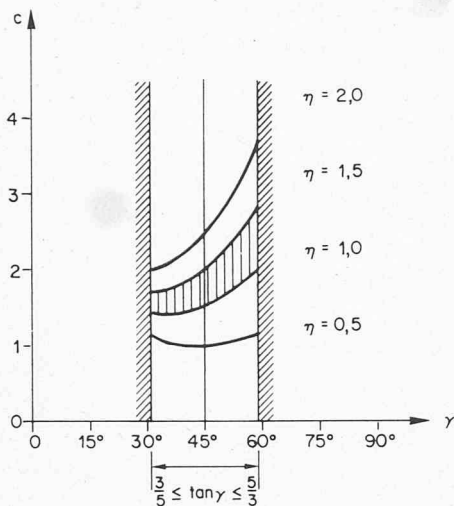


Bild 12. Relative Kosten der Bewehrung

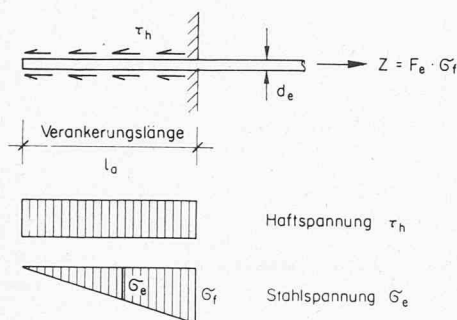


Bild 13. Verankerungslänge l_g aus Ausziehversuch

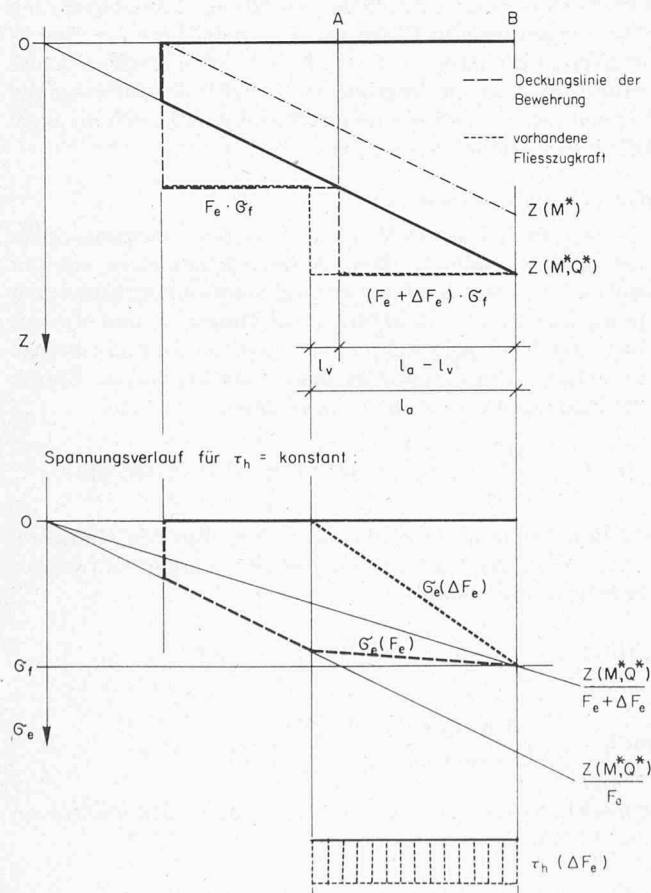


Bild 14. Vorbindelänge l_v

Diese Funktion ist in Bild 12 innerhalb des vorgeschriebenen Bereiches der Diagonalenneigung γ aufgetragen. Der Wert für η liegt praktisch im Bereich $1,0 \leq \eta \leq 1,5$. Das heisst: Die Wahl eines Winkels γ entsprechend $\tan \gamma = 3/5$ ergibt die wirtschaftlichste Lösung.

Vorbindelänge von Bewehrungsstäben

Die Verankerungslängen der Zugbewehrung von Balken sind in Art. 3.15 der Norm SIA 162 (1968) definiert und genormt. Im folgenden wird näherungsweise angenommen, dass die Haftspannungen τ_h konstant über die Verankerungslängen l_a verteilt sind und somit die Stahlspannung linear ansteigt (Bild 13).

Nach Art. 3.15 beträgt die Verankerungslänge für Stahl III ohne Haken:

- in der Zugzone: $l_a = 65 d_e$
 (26) im allgemeinen: $l_a = 45 d_e$
 bei Querdruck: $l_a = 30 d_e$

Diese Werte basieren im wesentlichen auf *Ausziehversuchen*. In Stahlbetonbalken ist meistens eine nicht konstante Beanspruchung vorhanden, welche die notwendige Vorbindelänge beeinflusst (siehe z.B. [11]). Das Problem der *Vorbindelänge* von Bewehrungsstäben wird hier am Beispiel einer linear veränderlichen Gurtkraft Z entsprechend Bild 10 behandelt. Die Bewehrung ist in den Querschnitten A und B abgestuft. Beim Querschnitt A muss die Vorbindelänge l_v folglich so gewählt werden, dass die beim Querschnitt A zugelegte Bewehrung ΔF_e im Querschnitt B voll mitwirkt. Dabei wird näherungsweise eine konstante Haftspannung, bzw. ein linearer Anstieg der Stahlspannungen angenommen.

Aus Bild 14 kann folgende Beziehung entnommen werden:

$$(l_a - l_v) \cdot \frac{dZ}{dx} = \Delta F_e \cdot \sigma_f$$

Diese Gleichung liefert mit

$$Z = \frac{M^*}{h_o} + \frac{Q^*}{2} \cdot \cot \gamma$$

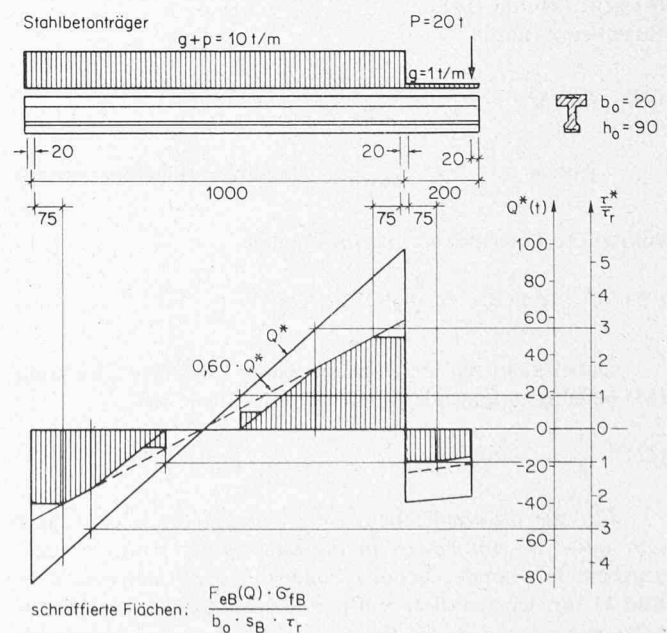


Bild 15. Beispiel Stahlbetonträger

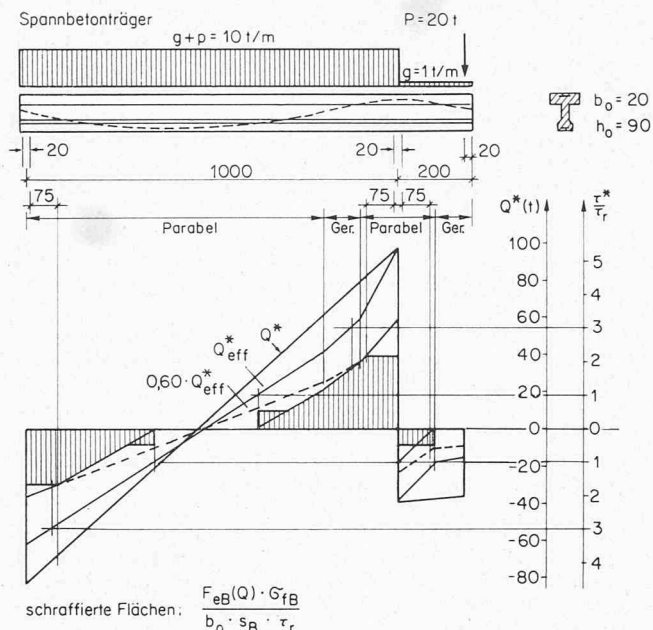


Bild 16. Beispiel Spannbetonträger

| | |
|-------------|--|
| B | Bügelzugkraft |
| B_f | Fliehkraft eines Bügels |
| D | Resultierende der Diagonaldruckspannungen |
| F_e | Stahlquerschnitt |
| $F_{eB}(Q)$ | Bügelquerschnitt infolge Querkraft |
| $F_{eL}(Q)$ | Querschnitt der zusätzlichen Längsbewehrung im Zuggurt |
| H | Querschnittshöhe |
| M^* | Biegemoment unter rechnerischer Bruchlast |

| | |
|------------------|---|
| N^* | Normalkraft unter rechnerischer Bruchlast |
| P | Nutzlast (t) |
| Q^* | Querkraft unter rechnerischer Bruchlast |
| Q_b | Schubwiderstand des Betons aufgrund seiner Zugfestigkeit |
| Q^*_{eff} | effektiv auf den Steg wirkende Querkraft unter rechnerischer Bruchlast |
| V | Vorspannkraft |
| Z_o, Z_u | Kraft im oberen bzw. unteren Gurtstab |
| Z_{fo}, Z_{fu} | Fliehkraft des oberen bzw. unteren Gurtstabes |
| b_o | minimale Stegbreite |
| c | Parameter für relative Bewehrungskosten |
| g | Eigengewicht (t/m) |
| h_o | Abstand der von den Bügeln umfassten oberen und unteren Längsbewehrung |
| l_a | Verankerungslänge aus Ausziehversuch |
| l_v | Vorbindelänge in Stahlbetonbalken |
| p | Nutzlast (t/m) |
| r_{max} | grösste Schubrissweiten unter Gebrauchslast |
| s_B | Bügelabstand |
| y | Hebelarm der inneren Kräfte |
| α | Neigung der Spannglieder |
| β_{w28} | Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen |
| γ | Neigung der Druckdiagonalen |
| γ_{BL} | Schiebung |
| δ | Winkel des Voutenanzuges |
| ε_B | Bügeldehnung |
| ε_L | Gurtdehnung (Längsdehnung) |
| ε_R | Verformungsparameter (nominelle Rissdehnung) |
| ε_f | Fliehkraft der Bewehrung |
| η | Verhältnis zwischen den Gewichtspreisen der Bügel- und der Längsbewehrung |
| σ_D | Druckspannung in den Betondiagonalen |
| σ_e | Stahlspannung |
| σ_f | Fliehkraft der Bewehrung |
| σ_{fB} | Fliehkraft der Bügelbewehrung |
| σ_{fL} | Fliehkraft der zusätzlichen Längsbewehrung im Zuggurt |
| τ^* | nominelle Schubspannung im Bruchzustand |
| τ_r | Rechenwert für untere Schubspannungsgrenze |
| τ_{max} | Rechenwert für obere Schubspannungsgrenze |

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{dM^*}{dx} + 0 = \frac{Q^*}{h_o}$$

(für Q^* und h_o konstant)

folgenden Ausdruck für die Vorbindelänge l_v :

$$(27) \quad l_v = l_a - \frac{\Delta F_e \cdot \sigma_f}{Q^*} \cdot h_o \geq 0$$

Gleichung (27) zeigt, dass die in einem Stahlbetonträger notwendige Vorbindelänge l_v kleiner oder höchstens gleich gross wie die Verankerungslänge l_a ist. Im weiteren ist ersichtlich, dass die Vorbindelänge l_v mit zunehmender Bewehrungszulage ΔF_e abnimmt.

$$\begin{aligned} \text{Beispiel: } \Delta F_e &= 2 \cdot \varnothing 28 = 12,32 \text{ cm}^2 & Q^* &= 45 \text{ t} \\ \sigma_f &= 4,6 \text{ t/cm}^2 & h_o &= 90 \text{ cm} \\ l_a &= 65 \cdot 2,8 = 182 \text{ cm (in der Zugzone)} \\ l_v &= 182 - \frac{12,32 \cdot 4,6}{45} \cdot 90 = 69 \text{ cm} \end{aligned}$$

Beispiele für Bügelbemessung

Am Beispiel eines Stahlbeton- (Bild 15) und eines Spannbetonbalkens (Bild 16) wird die Bemessung der Bügelbewehrung nach Richtlinie 34 erläutert.

Gegeben: Beton $\beta_{w28} = 300 \text{ kg/cm}^2$; $\tau_r = 10 \text{ kg/cm}^2$
Längsbewehrung ausreichend: $\tan \gamma = 0,60$

Gesucht: Bügelbewehrung

Zusammenfassung

Der Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Biegung und Schub ist aufgrund eines Fachwerkmodells mit variabler Neigung der Druckdiagonalen untersucht worden. Die Her-

leitung der Bruchlast erfolgt nach der Plastizitätstheorie. Um die Ausbildung eines Mechanismus durch Fließen der Armierung zu gewährleisten, müssen die Betonspannungen sowohl in der Biegedruckzone als auch in den Druckdiagonalen kontrolliert werden. Aufgrund der beschriebenen Theorie wurden neue schweizerische Richtlinien ausgearbeitet und für die Bemessung von biege- und schubbeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbalken eingeführt.

Résumé

La résistance à la rupture des poutres en béton armé soumises à la flexion et à l'effort tranchant a été analysée sur la base d'un modèle de treillis avec inclinaison variable des bielles. La déduction de la charge de rupture s'appuie sur la théorie de la plasticité. Pour avoir la certitude de la formation d'un mécanisme par écoulement des armatures, il est nécessaire de contrôler les contraintes dans le béton de la zone de compression et des bielles comprimées. Sur la base de la théorie exposée des recommandations suisses ont été développées et introduites pour le dimensionnement pratique des poutres en béton armé et précontraint soumises à la flexion et à l'effort tranchant.

Summary

A theoretical analysis of the strength of reinforced concrete beams subjected to combined bending and shear has been presented on the basis of a truss model with variable inclination of the concrete diagonals forming a continuous compression field. The analysis of the carrying capacity is based on the theory of plasticity. In order to insure the formation of a mechanism by yielding of the reinforcing steel, both the concrete stresses in the bending compression zone and in the inclined compression field have to be limited. Based on the

analysis presented in this paper new Swiss Specifications have been prepared and introduced for the design of reinforced and prestressed concrete beams under bending and shear.

Verdankungen

Die beschriebenen Untersuchungen waren Teil eines Forschungsprogrammes am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich und wurden vom Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten und von der Kommission für die Revision der Norm SIA 162 in grosszügiger Art und Weise unterstützt. Dafür möchten die Autoren ihren aufrichtigen Dank aussprechen.

Literaturverzeichnis

- [1] H. Bachmann, B. Thürlimann: «Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzuglatten und Spannbeton». Sonderdruck aus der Schweizerischen Bauzeitung, 84. Jahrgang, Hefte 33 und 34, 18. und 25. Aug. 1966. Bericht Nr. 8, Institut für Baustatik, ETH Zürich, August 1966.
- [2] R. Caflisch, B. Thürlimann: «Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken», Bericht Nr. 6504-2, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Okt. 1970.
- [3] R. Caflisch, R. Krauss, B. Thürlimann: «Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Serie C», Bericht Nr. 6504-3, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Feb. 1971.
- [4] J. Grob: «Traglast von Stäben mit dünnwandigen offenen Querschnitten», Bericht Nr. 56, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Juni 1975.
- [5] J. Grob, B. Thürlimann: «Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams under Bending and Shear», IVBH-Abhandlungen, Band 36-II, Zürich, 1976.
- [6] P. Lampert: «Torsion und Biegung von Stahlbetonbalken», Sonderdruck aus der Schweizerischen Bauzeitung, Januar 1970, Bericht Nr. 27, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Januar 1970.
- [7] P. Lampert, B. Thürlimann: «Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending», Sonderdruck aus IVBH-Abhandlungen, Band 31-I, Zürich 1971, Bericht Nr. 42, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Januar 1972.
- [8] F. Leonhardt, R. Walther: «Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung», Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1962.
- [9] P. Marti, B. Thürlimann: «Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit», Beton- und Stahlbetonbau, 72. Jahrgang, Heft 1, Januar 1977.
- [10] P. Müller: «Failure Mechanisms for Reinforced Concrete Beams», IVBH-Abhandlungen, Band 36-II, Zürich 1976.
- [11] B. Thürlimann, J. Grob, P. Lüchinger: «Torsion, Biegung und Schub in Stahlbetonträgern», Vorlesungsunterlagen, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1975.
- [12] B. Thürlimann, P. Lüchinger: «Steifigkeit von gerissenen Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung», Sonderdruck aus Beton- und Stahlbetonbau, 68. Jahrgang, Heft 6, Juni 1973. Bericht Nr. 46, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Juni 1973.
- [13] «Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton», Norm SIA 162, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1968.
- [14] «Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken», Richtlinie 34 zu Norm SIA 162, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1976.

Adresse der Verfasser: Dr. J. Grob, c/o Ingenieurbüro Schneller, Schmidhalter und Ritz, Nordstr. 11a, 3900 Brig, und Prof. Dr. B. Thürlimann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Höggerberg, 8093 Zürich.

Wasser als Dichtungsmedium

Bauausführungsgerechtes Abdichtungssystem für Stehtankanlagen

Von Karl Vogt, Wildegg

DK 621.642.3

Grundlagen

Die für Auffangbecken für Stehtankanlagen massgebende Verfügung des Eidgenössischen Departementes des Innern über den Schutz der Gewässer gegen Verunreinigung durch flüssige Brenn- und Treibstoffe, sowie anderer wassergefährdender Lagerflüssigkeiten vom 27.12.1967, bekannt unter der Kurzbezeichnung TTV (Technische Tank-Vorschriften) verlangt für Grosstankanlagen das Erstellen von Auffangbassins, die in der Lage sind, im Katastrophenfall den Inhalt der Tanks aufzufangen und am Versickern in den Untergrund zu verhindern. Die dabei abzudichtenden Flächen sind im allgemeinen gross. Die an sie gestellte Anforderung, es sei die Dichtheit durch Überfluten des Bodens mit Wasser nachzuweisen (TTV Art. 57, Absatz 2), hat die Baufachleute vor schwierige Probleme gestellt. So basieren die im Verlaufe der Jahre entwickelten konstruktiven Lösungen im wesentlichen auf der Dichtungswirkung von qualitativ hochwertigen Baustoffen. Da diese Dichtungsmedien kostspielig sind, trachtete man danach, sie möglichst dünnsschichtig auszuführen.

Die Gefahr der Beschädigung solch dünner Dichtungsschichten schon während des Baus durch Unachtsamkeit ist gross. Weiter ist die Beständigkeit der Schichten durch die verschiedenartigsten Umwelteinflüsse im Verlauf der ganzen Gebrauchsdauer oft problematisch und im Fall eines Ölunfalles kann eine vorher nie beanspruchte Dichtungsschicht unter der plötzlich unerwarteten Belastung versagen.

Entwicklung

Diese Problematik hat die Verantwortlichen der Carburabau beim Bau der Grosstankanlage Altishausen (TG) schon im Projektstadium veranlasst, zusammen mit dem projektierenden Ingenieurbüro (Staudacher und Siegenthaler AG, Zürich) nach anderen Lösungsmöglichkeiten für das Abdichtungsproblem zu suchen. Der im Baugelände anfallende, zum Teil sehr nasse, lehmige Boden führte zu einer Zusammenarbeit mit der Abteilung für Bodenstabilisierung der Betonstrassen AG, Wildegg. Diese drei Stellen haben in enger Zusammenarbeit bei der Realisation der Grosstankanlage Altishausen ein Bauausführungsgerechtes (BAG) Abdichtungssystem für Grosstankanlagen entwickelt. Das System BAG wurde zur allgemeinen Zulassung dem Eidgenössischen Amt für Umweltschutz angemeldet und hat diesen «Ausweis», praxisgemäss vorerst provisorisch, im Januar 1975 erhalten. Versuchsweise sind mit Zustimmung der zuständigen Gewässerschutz-Amtsstellen Anlagen in Lengwil (TG) und Rothenburg (LU) erstellt worden. Nach der Ausweiserteilung stehen im Bau die Grosstankanlage Rümliang, eine Tankanlage des OKK in Herbligen (BE) und eine Erweiterung der Anlagen in Rothenburg (LU), bei denen die Bassinabdichtungen nach diesem System erstellt werden.

Das Prinzip

Als Dichtungsmedium wirkt beim Dichtungssystem BAG Wasser, das durch den natürlichen Meteorwasseranfall oder