

# Betonbau

## Einführung in die Norm SIA 262

### Gebrauchstauglichkeit

Dr Olivier Burdet, Eidgenössische Technische Hochschule, Lausanne  
Dr Albin Kenel, Hochschule Rapperswil, Rapperswil

Auszug der Dokumentation D 0182, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003



# 10 Gebrauchstauglichkeit

Olivier Burdet, Lausanne und Albin Kenel, Rapperswil

## 10.1 EINLEITUNG

Unmittelbar nach ihrer Fertigstellung treten Tragwerke in die wichtigste Phase ihrer Nutzungsdauer ein: den Gebrauchszustand. Für diesen Zustand werden sie konstruiert und in diesem Zustand müssen sie ihre Funktion erfüllen. Es ist daher wichtig, dass das Tragwerksverhalten unter Gebrauchslasten die Ansprüche des Entwurfs erfüllt.

### 10.1.1 Bemessungskriterien

Die Norm *SIA 260 Ziffer 4.3.2* definiert die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit: die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks, den Benutzerkomfort sowie das Aussehen des Bauwerks. Die Bemessungskriterien der Gebrauchstauglichkeit zielen im wesentlichen auf Verformungen, Schwingungen, Dichtigkeit und Risse ab.

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sind für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen zu führen, in Ausnahmefällen auch für aussergewöhnliche Bemessungssituationen (z.B. Erdbeben für Bauwerksklasse III gemäss der Norm *SIA 261*). Die Norm *SIA 260 Ziffer 4.4.4* definiert die zu untersuchenden Kombinationen von Beanspruchungen zur Bestimmung der massgebenden Auswirkungen.

### 10.1.2 Nachweise nach SIA 262

Die Norm *SIA 262* konzentriert die Nachweise auf vier Bereiche: Beschränkung der Rissbreiten und der Verformungen, Schwingungen und Dichtigkeit. Die ersten beiden Nachweise werden detailliert, die letzteren dagegen kurz behandelt.

## 10.2 BETONZUGFESTIGKEIT

Betontragwerke sind im Gebrauchszustand gewöhnlich gerissen, so dass ihr Verhalten durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst wird.

### 10.2.1 Einfluss der Betonsorte

Die Betonzugfestigkeit wird einerseits durch den Spannungszustand und die Geometrie des Bauteils sowie die Witterungsbedingungen beeinflusst. Andererseits ist die effektive Zugfestigkeit eines Bauteils im allgemeinen kleiner als die an Probestücken im direkten Zugversuch ermittelten Prüfwerte der Festigkeit. Bei der Ermittlung der Betonzugfestigkeit durch andere Versuchstypen ergeben sich andere Prüfwerte, da diese von der Versuchsart abhängig sind. Daher sind die Werte in Tabelle 10.1 als Richtwerte für übliche Anwendungen zu betrachten. Während der Rechenwert der Betonzugfestigkeit gemäss *SIA 162*  $2.0 \text{ N/mm}^2$  für Betonsorten  $< (L) \text{ B } 35/25$  bzw.  $2.5 \text{ N/mm}^2$  für Betonsorten  $\geq (L) \text{ B } 35/25$  betrug, definiert die Norm *SIA 262* die Betonzugfestigkeit für jede Betonsorte unterschiedlich (Tab. 10.1). Der Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  für Normalbeton (mit  $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ ) kann in Anlehnung an [10.3] mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{in } [\text{N/mm}^2] \quad (10.1)$$

Die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit ist von vielen Faktoren abhängig, wie beispielsweise die Betonzusammensetzung, Art und Festigkeitsklasse des Zements, Zusatzmittel und -stoffe, Herstellungs- und Erhärtingsbedingungen sowie Art der Nachbehandlung. Richtwerte für die Entwicklung der Zugfestigkeit können *Fig. 1* der Norm *SIA 262* entnommen werden.

Für die Nachweise im Gebrauchszustand wird generell der Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  verwendet. Im Fall von aufgezwungenen oder behinderten Verformungen kann es jedoch angezeigt sein, die Auswirkungen mit dem oberen charakteristischen Wert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctk,0,95}$  zu bestimmen, sofern sich die Nichteisbildung eines Bauteils negativ auf die angrenzenden Elemente ausübt. Gemäss [10.3] kann dieser Wert mittels folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (262.8)$$

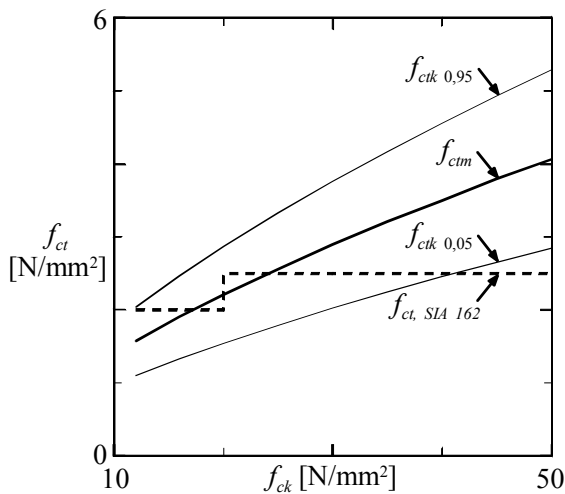


Bild 10.1 Zugfestigkeit von Normalbeton. Charakteristische Werte (oberer und unterer Wert).

Auch die Kennwerte von Leichtbeton gemäss Norm SIA 262 sind von der Betonsorte bzw. der Festigkeit abhängig. Der Mittelwert der Zugfestigkeit von Leichtbeton  $f_{lctm}$  ergibt sich näherungsweise aus:

$$f_{lctm} = f_{ctm} \left( 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \right) \quad (\text{vgl. 262.9})$$

wobei  $\rho$  die Trockenrohddichte in  $\text{kg/m}^3$  ist.

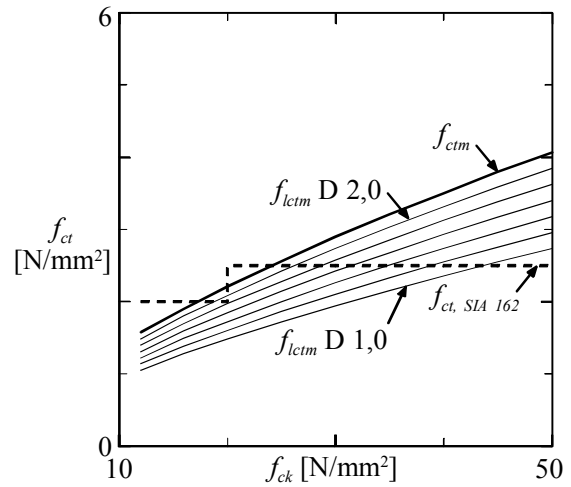


Bild 10.2 Betonzugfestigkeit von Leichtbeton mit unterschiedlichen Dichteklassen  $D$  [ $\text{t/m}^3$ ].

### 10.2.2 Einfluss der Bauteilabmessung

Eigenstressungen und Mikrorisse infolge Hydratationswärme und Schwinden im jungen Alter reduzieren die Festigkeit. Da dieser Effekt bei grossen Querschnitten deutlicher ausgeprägt ist, muss die Zugfestigkeit dementsprechend reduziert werden. Der Einfluss der Abmessung  $t$  wird über den Abminderungsbeiwert  $k_t$  berücksichtigt:

$$k_t = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot t} \quad t \text{ in [m]} \quad (262.84)$$

Betonorte										
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
LC	12/13	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	.../...
$f_{ck}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit									
C/LC	12	16	20	25	30	35	40	45	50	> 50
$f_{ctm}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	Mittelwert der Betonzugfestigkeit									
C	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	> 4,1
LC	Gleichung (262.9)									

Tabelle 10.1 Betonsorten und charakteristische Werte der Festigkeiten (Norm SIA 262, Tabelle 3, Auszug).

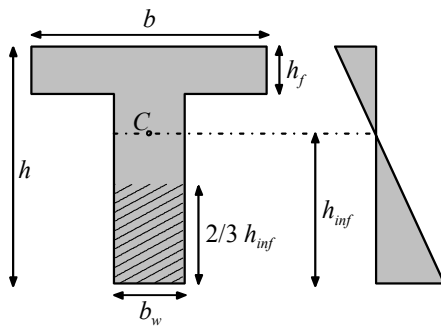


Bild 10.3 Massgebende Abmessung für den Abminderungsbeiwert  $k_t$

Massgebend ist die jeweils kleinste Abmessung des betrachteten Zuggurts, z.B. die Stegdicke beim Plattenbalken, falls diese kleiner ist als  $h/3$ , siehe Bild 10.3. Für Platten- und Rechteckquerschnitte unter Biegebeanspruchung folgt daraus  $t = h/3$ . Der Bemessungswert der Zugfestigkeit unter Berücksichtigung der Bauteilabmessung berechnet sich daher zu

$$f_{ctd} = k_t f_{ctm} \quad (262.83)$$

Die Norm SIA 162 und der Eurocode 2 [10.4] führen ebenfalls einen Reduktionsfaktor ein, der die Bauteilabmessung für die Bestimmung der Mindestbewehrung berücksichtigt (Bild 10.4).

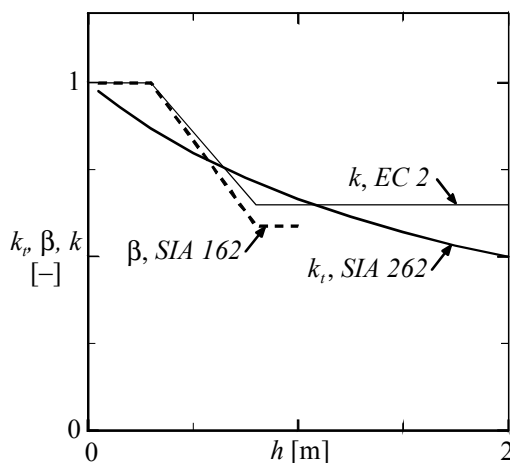


Bild 10.4 Normierte Abminderungsbeiwerte für die effektive Betonzugfestigkeit im Vergleich

## 10.3 RISSBILDUNG

Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff, welcher auf dem Zusammenwirken der eingelegten Bewehrung mit dem umgebenden Beton basiert. Erst die Rissbildung ermöglicht die Aktivierung der Bewehrung zur Aufnahme von Zugbeanspruchungen. Die Rissbildung ist demnach eine normale Erscheinung und notwendig für die Funktion von Stahlbetontragwerken. Das Ziel der Nachweise zur Rissbeschränkung im Gebrauchszustand ist es, dass sich Risse bilden, ohne die Funktionstüchtigkeit bzw. das Aussehen und den Komfort des Benutzers schwerwiegend zu beeinträchtigen.

### 10.3.1 Ursachen der Rissbildung

Während der Herstellung und der Nutzung von Stahlbetontragwerken entstehen im allgemeinen Risse. Als Ursache für das Auftreten von Rissen kommen unter anderem in Frage:

- zu rasches Austrocknen des Betons
- Temperatureinwirkung, z.B. aus Hydrationswärme
- Schwinden
- Lasteinwirkung
- aufgezwungene oder behinderte Verformungen
- Frosteinwirkung.

Feine Risse haben in der Regel keine nachteiligen Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit.

### 10.3.2 Anforderungen

Die Rissbildung ist durch geeignete Massnahmen zu begrenzen, falls Anforderungen gestellt werden (*SIA 262 Ziffer 4.4.2.2*) hinsichtlich:

- Aussehen
- Komfort und Nutzung
- Dichtigkeit
- spezielle Umwelteinflüsse
- Dauerhaftigkeit.

Klaffende Risse oder übermässige Verformungen können sich nachteilig auf das Aussehen des Tragwerks auswirken. Ebenso können der Komfort und die Nutzung aufgrund ungenü-

gender Dichtigkeit oder zu geringer Steifigkeit und den entsprechenden Verformungen Schaden nehmen.

In der Projektbasis sind bezüglich Rissbildung Anforderungen festzulegen, welche unter Beachtung der oben genannten Ursachen zu wählen sind. Falls spezielle Vorgaben bestehen, können auch andere Anforderungen definiert werden. Bezüglich Rissbildung wird unterschieden zwischen *normalen*, *erhöhten* und *hohen Anforderungen*:

- *Normale Anforderungen* sind ausreichend, wenn Risse toleriert und keine besonderen Ansprüche an die Dichtigkeit und das Aussehen gestellt werden. In diese Klasse gehören in erster Linie der Witterung entzogene Bauteile üblicher Hochbauten. Falls spezifische Vorgaben fehlen, sind mindestens die normalen Anforderungen einzuhalten.
- *Erhöhte Anforderungen* werden gestellt, wenn besondere Ansprüche an die Nutzung und das Aussehen bestehen und eine gute Rissverteilung angestrebt wird.
- *Hohe Anforderungen* werden gestellt, wenn eine Begrenzung der Rissbreite für ständige und häufige Lastfälle erwünscht ist. Sie können z. B. auf exponierte Bauteile von Strassenbrücken und allgemein auf der Witterung ausgesetzte Stahlbetontragwerke und Sichtbetonbauteile angewendet werden.

### 10.3.3 Nachweiskriterien

Die Rissbildung betreffenden Nachweiskriterien entsprechen 4 Zielen (*SIA 262 Tabelle 16*):

- Das erste Ziel ist, die plötzliche und unkontrollierte Rissöffnung bei Erstrissbildung zu verhindern. Es wird von allen Anforderungsklassen respektiert und erlaubt die Bestimmung der *Mindestbewehrung*. Die Stahlspannung  $\sigma_s$  unter Einwirkung der Risslast darf nicht die Fließgrenze überschreiten:
- $$\sigma_s \leq f_{sd} \quad (10.2)$$
- Die zweite Zielsetzung richtet sich auf die *Rissbreitenbegrenzung bei aufgezungenen*

*nen oder behinderten Verformungen*. Wenn die durchschnittliche Bewehrungsdehnung nicht einen gewissen Grenzwert überschreitet ( $\epsilon_s \leq \frac{5f_{ctm}}{8\rho E_s}$ , d. h. etwa

0,8 mm/m), entspricht die Belastung der Risslast. Die entsprechende Stahlspannung  $\sigma_s$  darf eine zulässige Spannung  $\sigma_{s,adm}$ , die als Funktion der Anforderungsklassen und dem Stababstand definiert ist (Bild 10.5), nicht überschreiten:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm} \quad (10.3)$$

Diese Bedingung erlaubt ebenfalls die Bestimmung einer *Mindestbewehrung*.

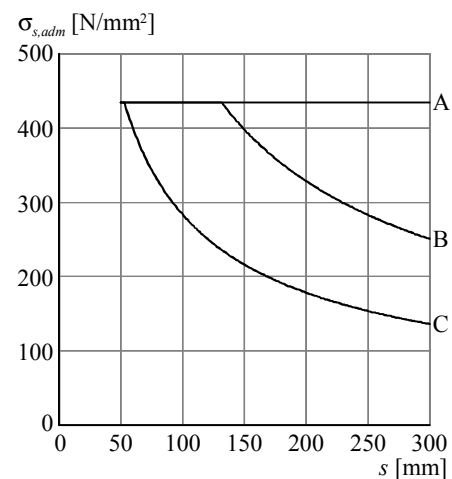


Bild 10.5 Zulässige Spannungen in Abhängigkeit vom Stababstand (*SIA 262, Fig. 31*)

- Das dritte Ziel ist die *Rissbreitenbegrenzung unter ständigen Einwirkungen*. Der Nachweis wird geführt wie nach zweiter Zielsetzung, bei der  $\sigma_s$  die Stahlspannung unter quasi-ständiger Einwirkung darstellt (Phase 3 in Bild 10.10).
- Das vierte Ziel ist, die *Plastifizierung des Bauwerks unter Gebrauchslasten zu verhindern* (Phase 4 im Bild 10.10, Plastifizierung). Es wird lediglich für erhöhte und hohe Anforderungen angewandt mittels:

$$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (10.4)$$

Unter aufgezwungenen und behinderten Verformungen kann es zu Verformungskonzentra-

tionen kommen, die lokal zu einer erhöhten Rissbildung führen (Phase 3 im Bild 10.10, stabilisierte Rissbildung). Dies ist beispielsweise der Fall in der Nähe von Aussparungen von Platten und Wänden, die sich nicht verkürzen können, oder bei Einspannungen von Stützen, denen eine Verschiebung am freien Ende aufgezwungen wird (Bild 10.6). Um klaffende Risse zu verhindern, ist unter Umständen eine tiefgehendere Verformungsuntersuchung in diesem Bereich angezeigt (SIA 262 Ziffer 4.4.2.3.9).

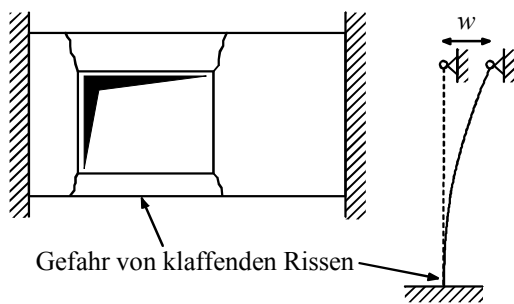


Bild 10.6 Beispiele für Verformungskonzentrationen (SIA 262, Fig. 30)

### 10.3.4 Normale Anforderungen

Im Fall normaler Anforderungen muss die Bewehrung:

- unter Rissbeanspruchung  $\sigma_s \leq f_{sd}$  sprödes Versagen verhindern (Mindestbewehrung, Gl. (10.2))
- die Rissbreite unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen gemäss Gl. (10.3) beschränken:  $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$  entsprechend Kurve A aus Bild 10.5

Da die zulässige Spannung gemäss Kurve A der Fließgrenze entspricht, stimmen die beiden Bedingungen in der Praxis überein.

### 10.3.5 Erhöhte Anforderungen

Im Falle hoher Anforderungen muss die Bewehrung:

- unter Rissbeanspruchung  $\sigma_s \leq f_{sd}$  sprödes Versagen verhindern (Mindestbewehrung, Gl. (10.2))

- die Rissbreite unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen gemäss Gl. (10.3) beschränken:  $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$  entsprechend Kurve B aus Bild 10.5
- die Plastifizierung des Bauwerks unter häufigen Lasten nach SIA 260, Gl. (10.4) zu beschränken:  $\sigma_s \leq f_{sd} - 80$  [N/mm<sup>2</sup>]

### 10.3.6 Hohe Anforderungen

Im Fall erhöhter Anforderungen muss die Bewehrung alle Zielsetzungen der Rissbreitenbeschränkung nach SIA 262 Tabelle 16 einhalten. Im einzelnen muss sie:

- unter Rissbeanspruchung  $\sigma_s \leq f_{sd}$  sprödes Versagen verhindern (Mindestbewehrung, Gl. (10.2))
- die Rissbreite unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen gemäss Gl. (10.3) beschränken:  $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$  entsprechend Kurve C aus Bild 10.5
- die Rissbreite unter quasi-ständigen Lasten gemäss Gl. (10.3) beschränken:  $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$  entsprechend Kurve C aus Bild 10.5
- die Plastifizierung des Bauwerks unter häufigen Lasten nach SIA 260, Gl. (10.4) zu beschränken:  $\sigma_s \leq f_{sd} - 80$  [N/mm<sup>2</sup>]

### 10.3.7 Mindestbewehrung

Während die SIA 162 die Berechnung des Mindestbewehrungsgehalts quantifizierte bzw. Angaben bezüglich der zu berücksichtigenden Betonzugzone machte, gibt die Norm SIA 262 keinerlei expliziten Ausdruck an. Sie verlangt, dass in der Zugzone des Querschnittes eine Mindestbewehrung angeordnet wird (SIA 262 Ziffer 4.4.2.3.6).

Die Mindestbewehrung kann weggelassen werden, wenn (SIA 262 Ziffer 4.4.2.3.5):

- das Auftreten von Zugspannungen ausgeschlossen werden kann oder
- klaffende Risse akzeptiert werden und keinerlei negative Konsequenzen zur Folge haben.

Im Fall eines zentrisch belasteten Zugglieds sowie unter Ausschluss aufgezwungener und

behinderter Verformungen oder für normale Anforderungen (Kurve A im Bild 10.5) werden *Gln. (10.2) und (10.3)* zu:

$$N_{rd} \cong f_{ctd} A_c \leq N_{Rd} = f_{sd} A_{s,min} \quad (10.5)$$

woraus mit  $\rho = A_s/A_c$  folgt:

$$\rho_{s,min} = f_{ctd} / f_{sd} \quad (10.6)$$

Für den häufig auftretenden Fall der reinen Biegung kann die Mindestbewehrung aus folgendem Ausdruck abgeleitet werden:

$$M_{rd} \cong f_{ctd} W_c \leq A_{s,min} f_{sd} z_s \quad (10.7)$$

wobei  $z_s$  den inneren Hebelarm der Kräfte darstellt, der für Rechteckquerschnitte mit  $z_s = 0,95d$  gut angenähert werden kann. Die Anordnung der Bewehrung muss die Position und Verteilung der Beanspruchungen berücksichtigen.

Bei abnehmender Bauteilgrösse nimmt der erforderliche Bewehrungsgehalt zu; zum ersten aufgrund des Abminderungsbeiwerts (262.84) und zum zweiten wegen der Betonüberdeckung, die konstant bleibt. Der erforderliche Bewehrungsgehalt erhöht sich ebenfalls bei Verwendung von Betonsorten höherer Festigkeit (Bild 10.7).

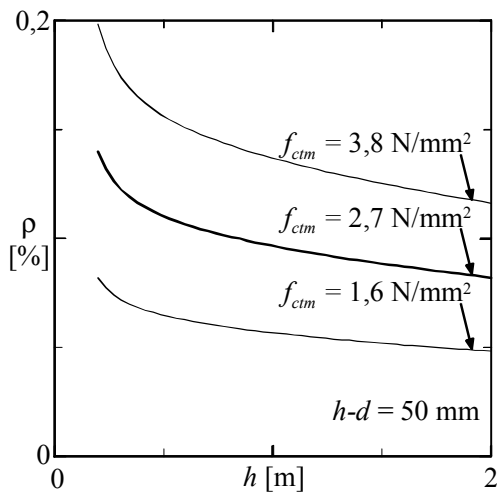


Bild 10.7 Mindestbewehrungsgehalte für Rechteckquerschnitte, normale Anforderungen, Randabstand der Bewehrung  $h-d = 50\text{mm}$

In Bild 10.8 ist der Mindestbewehrungsgehalt für einen Plattenbalken beispielhaft dargestellt.

Die Bewehrungsmenge hängt nur wenig von der Flanschdicke  $h_f$ , aber in erster Linie von der Stegbreite  $b_w$  ab. Im obigen Beispiel ist die nötige Mindestbewehrung geringer als gemäss SIA 162. Für Betonsorten der Festigkeitsklasse C50/60 und höher (grössere Zugfestigkeit) oder kleineren Abmessungen (Beiwert  $k_t$  grösser) werden die erforderlichen Bewehrungsgehalte nach SIA 262 grösser als diejenigen nach SIA 162.

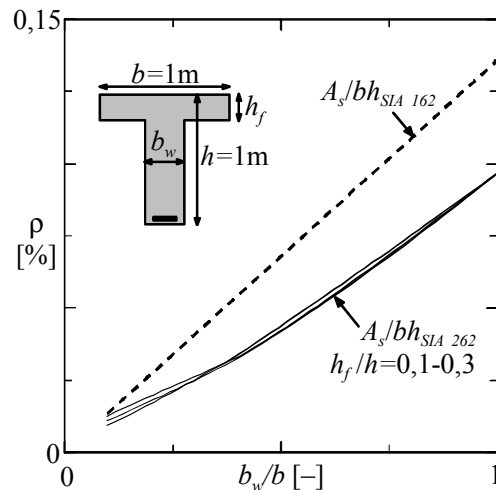


Bild 10.8 Mindestbewehrungsgehalte bei reiner Biegung für Plattenbalken; Randabstand der Bewehrung  $h - d = 50\text{ mm}$ , Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 2,7\text{ N/mm}^2$

Tabelle 10.2 zeigt einen Vergleich der von der Anforderung abhängigen Mindestbewehrung eines rechteckigen Plattenstreifens (Höhe  $h = 300\text{ mm}$ , Schwerpunktabstand der Bewehrung  $h - d = 50\text{ mm}$ , Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 2,7\text{ N/mm}^2$ ) für verschiedene Stababstände  $s$ . In der oberen Zeile sind die erforderlichen Bewehrungsgehalte zur Begrenzung der Rissbreite unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen (beim Erreichen von  $f_{ctd}$ ) eingetragen. Die *kursiv* eingetragenen Werte der Mindestbewehrung (in der unteren Zeile) resultieren aus *Gl. (10.6)*, d.h. zur Verhinderung eines spröden Versagens beim Erreichen von  $f_{ctd}$ . Bei normalen Anforderungen ist der Bewehrungsgehalt bei zunehmendem Stababstand konstant; nur der Stabdurchmesser wird grösser. Im Fall von erhöhten oder hohen Anforderungen nimmt der Bewehrungsgehalt (und der Stabdurchmesser) entsprechend der Kurven B



und C in Bild 10.5 bei zunehmendem Stababstand bedeutend zu.

Ziel	Anforderungen		
	normal	erhöht	hoch
s=100mm	0,12% Ø8	0,12% Ø8	0,19% Ø10
		0,12% Ø8	
s=200mm	0,12% Ø10	0,16% Ø12	0,3% Ø18/20
		0,12% Ø10	
s=300mm	0,12% Ø12	0,21% Ø16	0,4% Ø22
		0,12% Ø12	

Tabelle 10.2 Mindestbewehrungsgehalt und einlagige Bewehrung eines Rechteckquerschnittes bei reiner Biegung

### 10.3.8 Theoretische Grundlagen und Berechnungsmodell

Die Rissbreitenbegrenzung kann erreicht werden, indem explizit die (theoretischen) Rissöffnung berechnet und die Resultate mit den der Anforderung entsprechenden Werten der Norm verglichen werden. Diese Vorgehensweise entspricht der des *Eurocode 2* [10.4] und nicht derjenigen gemäss *SIA 262*. Wie aus 10.3.3 ersichtlich, wird der Nachweis indirekt durch Begrenzung der Spannungen der Bewehrung (oder den Spannungsdifferenzen der vorgespannten Bewehrung) auf zulässige Werte entsprechend den Anforderungen der Norm (*SIA 262 Tabelle 16*) geführt. Die folgenden Entwicklungen erläutern das physikalische Modell [10.10, 10.11], das der Bestimmung der Kurven der *SIA 262 Figur 31* diene. Diese erlauben auch einen Anschluss der Bestimmungen der Norm *SIA 262* an den *Eurocode 2*.

Betrachtet man das vereinfachte Modell des Zuggliedes in Bild 10.9, lassen sich die wesentlichen Parameter wie folgt ausdrücken:

Länge des Zuggliedes:	$\ell$
Gesamtquerschnitt:	$A = a^2$
Stabanzahl:	$n_s$
Stabdurchmesser:	$\phi$

$$\text{Bewehrungsquerschnitt: } A_s = n_s \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$$

$$\text{Bewehrungsgehalt: } \rho = \frac{A_s}{A}$$

$$\text{Betonquerschnitt: } A_c = A - A_s = A \cdot (1 - \rho)$$

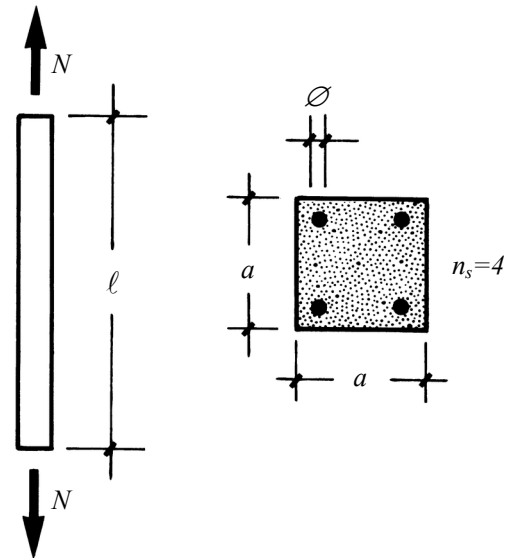


Bild 10.9 Vereinfachtes Modell eines Stahlbetonzuggliedes

Beim weggesteuerten Kraft-Verformungsverhalten eines Zuggliedes können deutlich vier Phasen unterschieden werden, wie in Bild 10.10 dargestellt ist:

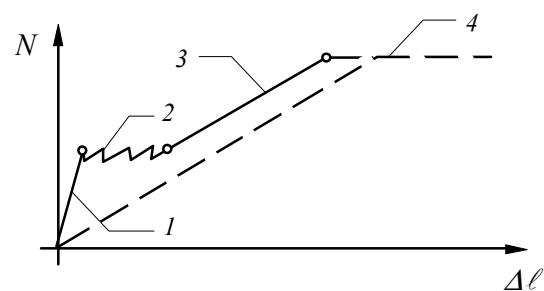


Bild 10.10 : Verhaltensphasen eines Stahlbetonzuggliedes

Im ungerissenen Bereich (1) ist das Verhalten linear elastisch, bis die Zugfestigkeit des Betons an einem Punkt erreicht ist und sich der erste Riss bildet.

Zu diesem Zeitpunkt erreicht das Zugglied die Risslast  $N_r$ :

$$N_r = \Delta \ell_r \cdot \frac{E \cdot A}{\ell} = \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot \ell \cdot \frac{E_c \cdot A}{\ell} \cdot (1 + \rho(n-1)) = f_{ct} \cdot A \cdot (1 + \rho(n-1)) \cong f_{ct} \cdot A \quad (10.8)$$

mit  $n = \frac{E_s}{E_c}$

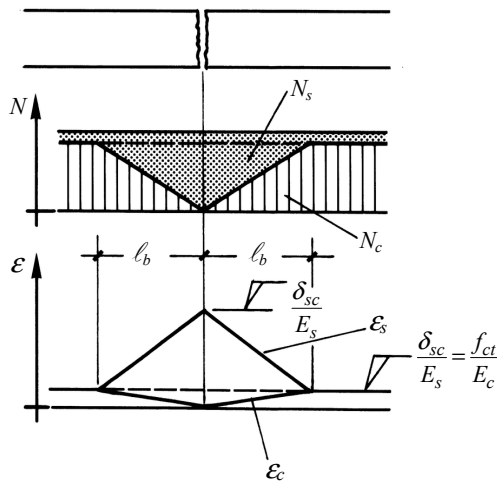


Bild 10.11: Kraft- und Dehnungsverlauf von Beton und Bewehrung in Rissnähe

Die Rissbildung verursacht lokal Schlupf zwischen der Bewehrung und dem Beton und äußert sich in einem Steifigkeitsverlust des Zuggliedes. Auf Risshöhe nimmt die Bewehrung die Gesamtheit der Schnittgrößen auf und leitet sie mittels Verbundmechanismen nach und nach in den Beton ein. Die zur Übertragung der Bewehrungskraft auf den Beton erforderliche Strecke  $\ell_b$  wird als Kraftereinleitungslänge bezeichnet (Bild 10.11).

Man kann die Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung mit einem starr-plastischen Ansatz vereinfachen (Bild 10.12a). Die Verbundspannung  $f_b$  beträgt näherungsweise:

$$f_b = 2 \cdot f_{ct} \quad (10.9)$$

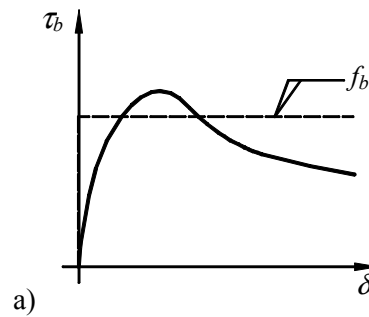
Es sei angemerkt, dass SIA 262 Ziffer 5.2.5.2 die Formel  $f_{bd} = 1,4 f_{ctm} / \gamma_c$  (262.88) verwendet, was konsistent ist, da es der untere Fraktilwert  $f_{ct0,05} = 0,7 f_{ctm}$  nach (262.7) ist, der bei den Tragsicherheitsnachweisen für die Verbundspannung angesetzt worden ist.

Bild 10.11b zeigt die Bewehrungsbeanspruchung und die Verbundspannungsverteilung in der Kraftereinleitungszone. Die

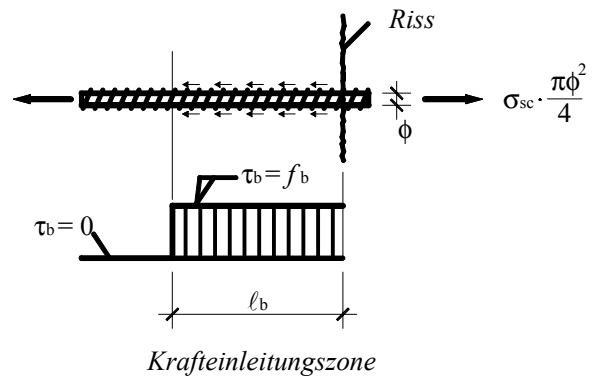
Gleichgewichtsbeziehung erlaubt die Bestimmung der Länge der Kraftereinleitungszone  $\ell_b$ :

$$\ell_b \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_b = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot (\sigma_{sc} - \sigma_{sb}), \text{ und mit } f_b = 2 \cdot f_{ct} \text{ erhält man}$$

$$\ell_b = \frac{1 - \rho}{\rho} \cdot \frac{\phi}{8} \cong \frac{\phi}{8 \cdot \rho} \quad (10.10)$$



a)



b)

Bild 10.12: Vereinfachte Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung und Idealisierung (a), Kraftübertragung in den Beton (b)

Lediglich in der Nähe eines Risses wird das Verhalten des Zuggliedes durch diesen beeinträchtigt. Ein grosser Bereich des Zuggliedes verbleibt noch ungerissen und wird durch eine der Zugfestigkeit entsprechende Spannung beansprucht. Wird das Zugglied weiter gedehnt, können sich in der Rissbildungsphase weitere Risse bilden, Bild 10.10 (2), bis die Betonspannungen überall geringer als die Betonzugfestigkeit sind. In dieser Phase, stabilisiertes Risswachstum genannt, Bild 10.10 (3), stellt sich der Rissabstand zwischen  $\ell_b$  und  $2\ell_b$  ein.

In diesem Zustand verursacht eine zusätzliche Verlängerung des Zuggliedes keine Veränderung des Spannungs- und Dehnungszustands im Beton. Die Normalkraftzunahme wird vom Bewehrungsstahl aufgenommen. Während dieser Phase öffnen sich die Risse progressiv bis zum Fliessen der Bewehrung, was zu Verformungskonzentration und grosser Rissbreite in einem Querschnitt führt.

Der gezogene Beton trägt zur Aufnahme der Beanspruchung bei (*tension stiffening*), indem die Verbundwirkung zwischen der Bewehrung und dem Beton aktiviert wird. Dieser Mechanismus kontrolliert den Schlupf zwischen der Bewehrung und dem Beton und damit die Rissbreite im Zugglied.

Die Öffnung des ersten Risses kann auf der Grundlage der Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen Bewehrung und Beton bestimmt werden (Bild 10.11):

$$w = \int_{-\ell_b}^{\ell_b} (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot dx = \ell_b \cdot \frac{\sigma_{sc}}{E_s} = \ell_b \cdot \frac{\sigma_{sc}}{E_s} = \frac{\phi}{8} \cdot \frac{(1-\rho) \cdot (1+\rho \cdot (n-1))}{\rho^2} \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \approx \frac{\phi}{8 \cdot \rho^2} \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \quad (10.11)$$

Die Rissöffnung während der Rissbildungsphase ist mehr oder weniger konstant.

Die charakteristischen Werte der Rissöffnung sind allgemein als Funktion der vorgesehenen Nutzung und auf dem Niveau von gestellten Anforderungen festgelegt.

Eine obere Grenze der Rissöffnung in der Rissbildungsphase und der Phase stabilen Risswachstums erhält man durch Einsetzen von  $\frac{f_{ct}}{\rho} = \sigma_s$  in die Gleichung (10.11):

$$w = \frac{\phi}{8} \cdot \frac{\sigma_s^2}{f_{ct} \cdot E_s} \quad (10.12)$$

Diese Gleichung verbindet die zulässige Stahlspannung mit dem Stabdurchmesser  $\phi$  und der akzeptierten Rissöffnung  $w$ :

$$\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{8 \cdot f_{ct} \cdot E_s \cdot w}{\phi}} \quad (10.13)$$

Wenn der Bewehrungsgehalt in Abhängigkeit des Stabdurchmessers und dem Stababstand  $s$

unter Annahme gleichmässiger Verteilung im Bauteil ausgedrückt wird:

$$\rho = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot s^2} \quad (10.14)$$

geht Gleichung (10.13) über in:

$$\sigma_{s,adm} = \left( \frac{4 \cdot \sqrt{f_{ct} \cdot \pi \cdot E_s \cdot w}}{s} \right)^2 \quad (10.15)$$

Diese Beziehung ist in Bild 10.13 für verschiedene Rissöffnungen graphisch dargestellt.

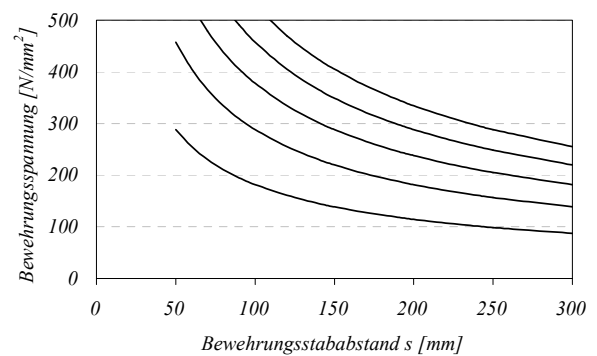


Bild 10.13: Zulässige Stahlspannung im Gebrauchszustand als Funktion des Stababstandes für Rissbreiten von  $w = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4$  und  $0,5$  mm

Dies ist die Basis, auf welcher die *Figur 31* (SIA 262) für einen Beton mittlerer Zugfestigkeit ( $f_{ctm} = 2,7$  N/mm<sup>2</sup>) und Rissöffnungen von 0,5 und 0,2 mm für die Anforderungsklassen B und C definiert worden ist. Für die Klasse A wurde eine Vereinfachung durch das Festlegen eines konstanten Wertes eingeführt, welcher in den meisten Fällen mit einer theoretischen Rissöffnung in der Grösse von 0,7 mm übereinstimmt.

Es gilt anzumerken, dass die theoretischen Rissöffnungen bei kleinen Stababständen aufgrund der Stahlspannungsbegrenzung auf  $f_{sd}$  stets klein sind. So bleiben für Stababstände kleiner als 150 mm die theoretischen Rissöffnungen kleiner als 0,5 mm für die Anforderungsklassen A und B.

Ist es wirklich so einfach? Falls es die dargelegten Prinzipien erlauben, die Rissöffnung direkt in Abhängigkeit des Bewehrungsgehaltes

und der Betonzugfestigkeit zu bestimmen, warum die Rissbreitenbegrenzung nicht in die Norm aufnehmen und direkte Nachweise verlangen?

Viele solcher präsentierter Hypothesen sind erhebliche Vereinfachungen, welche in der Praxis typischerweise nicht verifiziert werden. Die Verteilung der Bewehrung z.B. führt im allgemeinen nicht zu einem gleichmässigen Stababstand ( $s$  in beiden Richtungen). Die Abminderung der Betonzugfestigkeit (Beiwert  $k_t$ , Abschnitt 10.2.2) ist nicht berücksichtigt. Folglich haben Normen, die diesen Ansatz wählen, eine ganze Reihe von Korrekturfaktoren einzuführen, damit die Ergebnisse zuverlässig werden. Dennoch führen die Resultate solcher Berechnungen nur zu theoretischen Werten von Rissöffnungen, welche nicht direkt mit den tatsächlichen Rissöffnungen am Bauwerk verglichen werden können. So ist beobachtet worden, dass die Verbesserung des Verbundes nicht notwendigerweise eine Vergrösserung der Rissöffnung durch den erhöhten Betonwiderstand nach sich zog [10.6]. Ebenso hängt der Rissabstand nicht nur von den Verbundeigenschaften, sondern gleichwohl von der Lage der Querbewehrung und etwaigen Querschnittswechseln ab.

Der Ansatz der *SIA 262* möchte durch Vereinfachung der Nachweise praktikabler für Ingenieure sein. Die Kombination des Abminderungsfaktors  $k_t$  und den Bestimmungen des *Ziffers 4.4.2* ergibt mit einer viel einfacheren Berechnung Resultate wie nach dem *Eurocode 2*. Die Bilder 10.13 und 10.14 zeigen den erforderlichen Bewehrungsgehalt zur Rissbreitenbegrenzung und theoretische Rissöffnungen eines Rechteckquerschnittes (Betonsorte C30) infolge aufgezwungener Verformungen. Die Bilder zeigen die Resultate nach der Norm *SIA 262* dick ausgezogen, die Werte der Norm *SIA 162* (1993) gestrichelt und dünn ausgezogen die Resultate gemäss *Eurocode 2* (1992). Die Berechnungen der theoretischen Rissöffnungen wurden mit den vorhin präsentierten Modellen – korrigiert, um die effektive Betonzugzone zu berücksichtigen – durchgeführt.

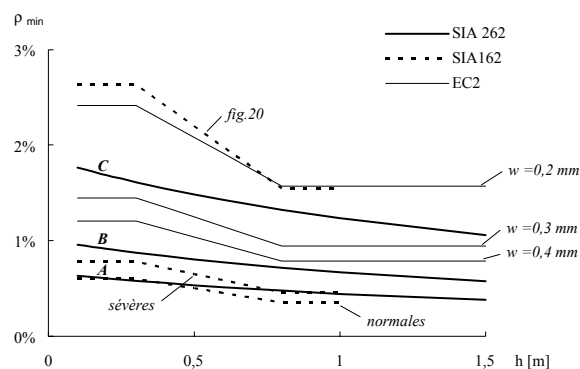


Bild 10.14: Bewehrung zur Rissbeschränkung für eine Platte unter aufgezwungenen Verformungen (Beton C30, Stababstand 250 mm)

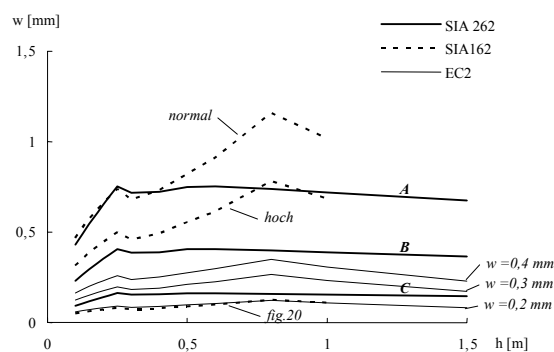


Bild 10.15: Abschätzung der Rissbreite in einer Platte unter aufgezwungenen Verformungen (Beton C30, Stababstand 250 mm)

In Anbetracht der Annahmen zeigen die Rissbildungsbestimmungen der *SIA 262* für verschiedene Konfigurationen eine gute Übereinstimmung mit den theoretischen Rissbreiten. Die Ergebnisse kommen denen des *Eurocodes 2* – bei einfacherer Rechnung – hinlänglich nah. Bei normalen Anforderungen ist die Bewehrungsmenge eher grösser als nach *SIA 162*, wohingegen bei erhöhten Anforderungen die *SIA 162* (Fig. 20) mehr Bewehrung vorsieht.

## 10.4 VERFORMUNGEN

Die Verformungen von Betonbauwerken beinhalten mehrere Anteile, die berücksichtigt werden müssen.

### 10.4.1 Verformungsanteile

Die sofortige elastische Verformung  $w_c$  des Betons hängt in entscheidender Weise vom Elastizitätsmodul ab. Diese Durchbiegung wird mit dem Elastizitätsmodul gemäss *SIA 262 Ziffer 3.1.2.3.3* berechnet. Besondere Aufmerksamkeit muss der Bestimmung des effektiven Moduls bei verformungsempfindlichen und in alpinen Regionen liegenden Tragwerken geschenkt werden. Hier sind die Werte häufig niedriger (Bild 10.16).

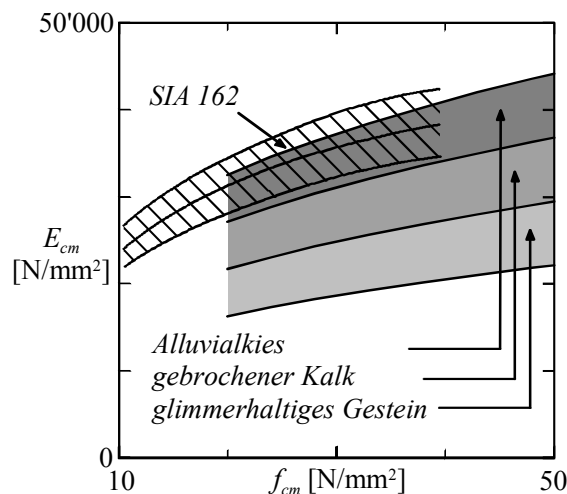


Bild 10.16: Elastizitätsmodul für die verschiedenen Klassen der Gesteinskörnungen und Vergleich mit der Norm SIA 162

Die Langzeitverformungen hängen vom Kriechbeiwert, vom Schwinden und von der Rissbildung ab. Die Berechnung dieser Verformung erfolgt durch Erhöhung der sofortigen elastischen Durchbiegung  $w_c$ .

### 10.4.2 Theoretische Grundlagen und Berechnungsmodell

Die Verformungen von ungerissenen Betontragwerken kann durch Erhöhen der sofortigen

elastischen Durchbiegung  $w_c$  mit dem Faktor  $(1+\varphi)$  – hierbei ist  $\varphi = \varphi(t, t_0)$  – gemäss den Angaben der *SIA 262 Ziffer 3.1.2.5.3* ermittelt werden. Generell kann dieser Nachweis unter alleiniger Berücksichtigung der Steifigkeit des Betonquerschnitts geführt werden. Bei Vorhandensein einer grossen Bewehrungsmenge, können die Verformungen unter Berücksichtigung der Bewehrung genauer berechnet werden [10.5].

Sobald der Betonquerschnitt gerissen ist, vergrössert sich die Krümmung in Rissnähe stark, was zur Verformungszunahme führt. Währenddessen ist eine Berechnung, die nur die Steifigkeit des gerissenen Betonquerschnitts ansetzt, etwas zu konservativ, denn es existieren Bereiche nichtgerissenen Betons, da entweder gering belastet, oder aufgrund der mitwirkenden Zugzone.

Nach [10.10] kann die Reduzierung der Krümmung  $\Delta\chi_{TS}$  aufgrund der Mitwirkung der Zugzone durch folgenden Ausdruck abgeschätzt werden (Bild 10.17):

$$\Delta\chi_{TS} = \frac{3}{8} \cdot \frac{1}{n\rho_T} \cdot \frac{M_r}{EI_0} \quad (10.16)$$

wobei  $\rho_T$  der Bewehrungsgehalt bezogen wird auf die Betonfläche, die die gezogene Bewehrung umgibt. Er kann mit  $\rho_T \approx 5\rho$  angenähert werden.  $M_r$  ist das Rissmoment und  $EI_0$  die Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts.

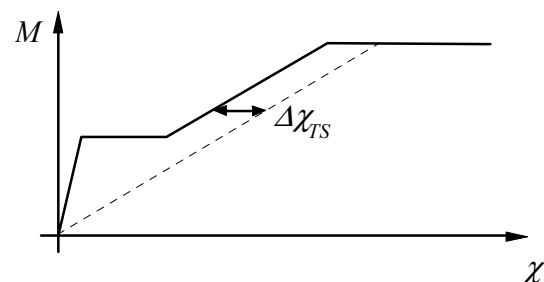


Bild 10.17: Beitrag der mitwirkenden Zugzone zur Krümmung – vereinfachter Ansatz

Bild 10.18 zeigt die Krümmungsverteilung entlang eines Plattenstreifens von 7 m Spannweite mit einem Bewehrungsgehalt von  $\rho = 0,5\%$  unter einer Last, die dem 0,5- und 0,7-fachen der Bemessungslast entsprechen. Letzterer Wert

entspricht annähernd der Gebrauchslast. Das Reißen eines Grossteils des Tragwerks ist festzustellen. Der Beitrag der mitwirkenden Zugzone ist relativ gering.

Die Verformung der Platte erhält man durch Krümmungsintegration über die Spannweite. Bild 10.19 zeigt die theoretische Beziehung für ebendiesen Plattenstreifen ( $w_{int}$ ). Es ist offensichtlich, dass die Verformung im gerissenen Zustand der des völlig gerissenen Balkens nahe kommt. Das Ergebnis gemäss SIA 262 (siehe 10.4.3) ist von diesem theoretischen Wert wenig entfernt, wobei die Durchbiegungen bei einer Last ähnlich der Risslast über- und unter hohen Lastniveaus über(unter)schätzt werden.

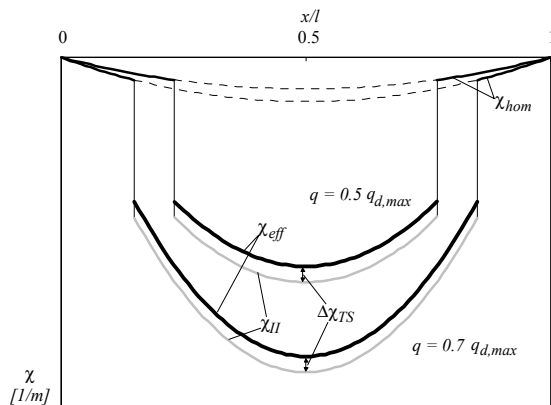


Bild 10.18: Krümmungsdiagramm für einen einfachen Balken unter zwei Niveaus einer gleichmässig verteilten Last; Krümmung  $\chi_{hom}$  im ungerissenen und  $\chi_{II}$  im gerissenen Zustand, Beitrag  $\Delta\chi_{TS}$  der mitwirkenden Zugzone und effektive Krümmung  $\chi_{eff}$

### 10.4.3 Nachweise

Solange das Tragwerk nicht gerissen ist, können die Betonverformungen mittels eines linear elastischen Modells auf Grundlage des Betonquerschnitts berechnet werden, in das noch die Steifigkeitsvergrößerung durch die Bewehrung eingeführt werden kann. Die so erhaltenen Verformungen müssen mit dem Faktor  $(1+\varphi)$ , der den Kriecheinfluss berücksichtigt, erhöht werden.

$$w_{c\varphi} = w_c (1 + \varphi) \quad (262.86)$$

Sobald das Tragwerk gerissen ist, muss die Bewehrung für die Verformungsberechnung berücksichtigt werden. Verformungen gerissener Tragwerke sind gewöhnlich deutlich grösser als die ungerissener Tragwerke. Die Gleichung (262.87) ist auf der Grundlage einer Parameterstudie theoretischer Ausdrücke entwickelt worden und nähert sich ihnen für eine grosse Bandbreite an Parametern an.

$$w = \frac{1 - 20\rho'}{10\rho'^{0.7}} (0,75 + 0,1\varphi) \left(\frac{h}{d}\right)^3 w_c \quad (262.87)$$

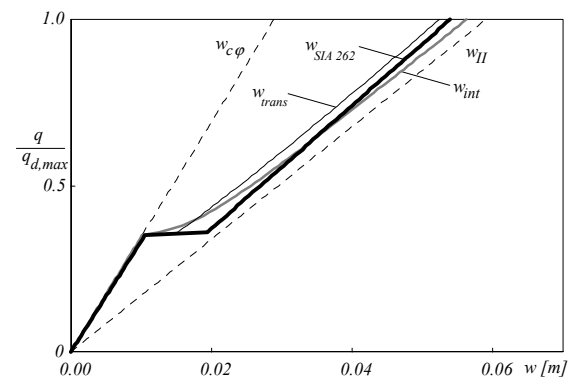


Bild 10.19: Last-Verformungs-Diagramm für den Balken aus Bild 10.18; Verformungen im gerissenen Zustand  $w_{II}$  und ungerissenen Zustand  $w_{c\varphi}$ , durch Krümmungsintegration berechneter Wert  $w_{int}$ , und  $w_{trans}$  durch Benutzung von Gl. (10.17)

Tatsächlich erfolgt der Übergang eines ungerissenen Tragwerks in den gerissenen Zustand nicht plötzlich (SIA 262 Ziffer 4.4.3.2.6). Der Übergang zum gerissenen Zustand kann mit dem vom Eurocode 2 angeregten Ausdruck angenähert werden:

$$w_{trans} = w_{c\varphi} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{M_r}{M_d}\right)^2 + w \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{M_r}{M_d}\right)^2\right) \quad (10.17)$$

wobei  $M_r$  das Rissmoment und  $M_d$  das im Gebrauchszustand maximal den Querschnitt belastende Moment sind. Bild 10.19 zeigt, dass diese Lösung Ergebnisse ähnlich wie die Methode der Krümmungsintegration zeigt, mit in diesem Fall etwas zu geringen Durchbiegungen. Das Ergebnis nach SIA 162 mit  $\varphi = 2,5$  ist

in diesem Fall identisch mit dem Wert der *SIA 262* und hier nicht gezeigt.

#### 10.4.4 Zusammenfassung

Der Verformungsnachweis ist dem der Norm *SIA 162* ähnlich. Die Gleichung (262.87) schliesst den Effekt der Zug- und Druckbewehrung direkt ein, ebenso wie den Einfluss des Kriechens. Für gewöhnliche Fälle, bei denen Kriechen als „normal“ ( $\varphi = 2,5$ ) betrachtet werden kann, sei angemerkt, dass der Term  $(0,75 + 0,1 \varphi)$  eins wird und weggelassen werden kann.

### 10.5 SCHWINGUNGEN

Tragwerke aus Beton sind aufgrund ihres hohen Eigengewichts gewöhnlich wenig empfindlich gegenüber Schwingungen aus Gebrauchslasten. Daher schreibt die Norm keine besondere Werte vor, die über die Bestimmungen der Normen *SIA 260* und *261* hinaus beachtet werden müssen.

Bauwerke aus Beton, die ausnehmend leicht oder erheblichen dynamischen Lasten ausgesetzt sind, wie etwa Fussgängerbrücken, Sport- oder Veranstaltungshallen, müssen zuallererst auf ihre dynamischen Eigenschaften untersucht werden, wobei die Angaben der Fachliteratur [10.1] befolgt werden müssen.

### 10.6 DICHTIGKEIT

Falls eine hohe Dichtigkeit angestrebt wird oder z.B. das Eindringen von chloridhaltigem Wasser in den Beton verhindert werden soll, genügt eine Begrenzung der Rissbreiten nach *SIA 262 Ziffer 4.4.2* nicht, da diese von einer theoretischen mittleren Rissbreite von 0,2 mm (Anforderungsklasse C) bzw. 0,5 mm (Klasse B) ausgeht. Unter normalen Bedingungen können infolge Streuungen vereinzelt ca. 70 % grössere Rissbreiten erwartet werden. Im Falle ungünstiger Einflüsse wie ungenügende Verdichtung des Betons, Verlegeungenauigkeiten bei der Bewehrung oder ungenügender Nach-

behandlung sind noch grössere Rissbreiten möglich.

Es ist also nicht sinnvoll, allein mit einer entsprechend verstärkten Bewehrung die Rissbreite begrenzen zu wollen. Vielmehr ist es vorzuziehen, abhängig von der Exposition des Tragwerks, eine oder mehrere der folgenden Massnahmen zu treffen:

- Wahl grosszügiger Bauteilabmessungen
- Festlegen von besonderen Anforderungen an den Beton
- Wahl geeigneter Betonier- und Bautappen
- Aufbringen eines Oberflächenschutzes gemäss *SIA 262 Ziffer 5.8*
- Begrenzen der Rissbreiten gemäss *SIA 262 Ziffer 4.4.2*
- Vorspannen des Tragwerks.

Zumindest sollte aber ein elastisches Verhalten der Bewehrung im Gebrauchszustand und damit eine gute Rissverteilung sichergestellt werden.

### 10.7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Gebrauchtauglichkeitsnachweise gemäss *SIA 262* sind denen der *SIA 162* ähnlich. Die allgemeinere Formulierung der Bestimmungen bezüglich Rissbildung hat zum Verschwinden gewisser Formeln geführt, doch sollte die Anwendung der neuen Bestimmungen nicht zu Komplikationen führen. Die Betonzugfestigkeit, die mit der Betonsorte variiert, wird für Betone höherer Festigkeit zu grösseren Bewehrungsmengen führen. Die gleichmässiger Behandlung der verschiedenen Anforderungsklassen erlaubt eine grössere Flexibilität in der Anwendung.

Die Verformungen betreffend sind die Änderungen gering; es hat lediglich eine Erweiterung der Formeln stattgefunden, die die genauere Behandlung gewisser Spezialfälle ermöglicht.

## 10.8 LITERATUR

- [10.1] Bachmann, H. ; Amman W., *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, IABSE Structural Engineering Documents, 176 p., Zürich, 1987.
- [10.2] Bachmann, H. et al., *Vibrations Problems in Structures*, 234 p., Birkhäuser, Basel, 1995.
- [10.3] CEB, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB (Comité euro-international du béton), Thomas Telford Publishing, London, 1993.
- [10.4] Eurocode 2, *Calcul des Structures en Béton*, Ingénieurs et architectes suisses, Prénorme européenne, Partie 1, SIA V 162.001, Zürich, 1992.
- [10.5] Favre, R., Jaccoud, J.-P., Burdet, O., Charif, H., *Dimensionnement des structures en béton, Aptitude au service et éléments de structures*, Traité de Génie Civil, volume 8, PPUR, 592 p., Lausanne, 1997.
- [10.6] Jaccoud, J.-P.; Charif, H.; Farra, B. *Cracking behaviour of HSC structures and practical consequences for design*, Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, pp. 225-232, Lillehammer, Norwegen, 1993.
- [10.7] Jaccoud, J.-P., *Cracking under long term loads or imposed deformations*, CEB Progress Report, Serviceability Models., Bulletin 235, pp. 143-155, Lausanne, 1997.
- [10.8] Marti, P. et al., *Tragverhalten von Stahlbeton*; Fortbildungskurs für Bauingenieure; ETH Zürich; 30.9. /1.10.1999; 301 pp, Zürich, 1999.
- [10.9] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V., *Tension Chord Model for Structural Concrete*; Structural Engineering International, No. 4, 1998, pp. 287-298, Zürich, 1998.
- [10.10] Muttoni, A. ; Burdet, O., *Béton armé, Conception et dimensionnement d'éléments de structures*, polycopié EPFL, Lausanne, 2001.
- [10.11] Muttoni, A., Burdet, O., Plumey, S., *Swiss-code 2, contrôle de la fissuration : documentation des provisions*, rapport interne IS-BETON, Lausanne, 2002.