

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 85 (1967)  
**Heft:** 31

## Vereinsnachrichten

### 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:** 23.02.2026

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

Kostbare Hölzer werden heute nur noch in besonderen Fällen massiv verarbeitet. Meistens finden sie als dünne Deckfurniere Anwendung. Wer zum Beispiel ein «Nussbaum-Schlafzimmer» kauft, erhält Möbelstücke mit Nussbaumfurnieren als Oberfläche. Diese Furniertechnik lässt sich bis ins Altertum zurückverfolgen. Geändert haben vor allem die Verarbeitung und die Auswahl der Edelhölzer. Der Zweck, mittelst natürlichem Holz den Holzcharakter in Hochform zu wahren, mag die Furniertechnik rechtfertigen. Diskutabler ist jedoch die Reproduktion von Holzfurnieren durch Kunststofffolien. Die aufgedruckten Holzimitationen zeigen selbstverständlich ein ebenso makelloses wie langweiliges, stets genau gleiches Maserbild. Auch die Alterung – ein charakteristischer und meist schöner natürlicher Prozess beim Holz – fällt weg, weil die Farbe der Folie unverändert bleibt, soweit sie überhaupt lichtecht ist.

Im Grunde genommen enthalten diese Imitationen ein grosses Kompliment für das echte Holz, welches ihm durch den Wunsch nach Vortäuschung gemacht wird. Wenn durch ein Druckverfahren auf billige und schlichte Holzfurniere Holzmaserbilder von edlen und

seltenen Holzarten – wie Nussbaum, Palisander, Esche, Ahorn, Kirschbaum usw. – aufgedruckt werden, so ist es vor allem eine Frage des guten Geschmackes, ob man sich mit einem solchen Surrogat zufrieden geben will. Die Gemütlichkeit hört aber auf, wenn ein Käufer im Glauben belassen wird – wozu er als Laie vorerst auch Anlass hat – dass er veritable Holzmöbel erhandle. Und welcher Verkäufer wird ihm angesichts des guten Geschäftes diesen Glauben nehmen wollen? Zur Aufklärung des Kunden fühlt er sich nicht verpflichtet. Oder doch? Besteht hier, wo eine Verwechslung des Kunstproduktes mit dem Echten für den Laien so naheliegt, seitens des Fabrikanten (Verkäufers) nicht eine Offenbarungspflicht? Mindestens in Form einer informativen Warenbezeichnung? Hier wäre eine solche Warenbezeichnung, welche Verwechslungen zwischen dem Echten und dem nur Vorgetäuschten eindeutig ausschliesst, bestimmt am Platze. Wer einmal über den Sachverhalt unterrichtet ist, kann sich dann noch immer – und wohl kaum zum Nachteil des Möbelhändlers! – für eine Wahl entscheiden, die ihm das gewährleistet, was er wirklich zu kaufen wünscht.

## Erläuterungen zum Revisionsentwurf der Stahlbetonnorm SIA, Nr. 162

### Einführungsreferat

Von **M. Birkenmaier**, dipl. Ing., Präsident der SIA-Kommission für die Revision der Norm 162, Zürich

DK 389.6:624.012.45

Die derzeit noch gültigen SIA-Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten sind 1952 provisorisch und 1956, im gleichen Text, definitiv herausgegeben worden. Diese Normen enthalten unter anderem erstmals auch ein Kapitel über Berechnung und Konstruktion von Bauwerken aus vorgespanntem Beton. Die Aufnahme dieses Kapitels in die Norm war eine bedeutende Leistung der früheren Kommission, denn damit wurde die damals recht stürmische Entwicklung der Vorspannbauweise in geregelte Bahnen geleitet. Die Grundlagen zu diesem Kapitel mussten in unserem Lande selbst erarbeitet werden, denn es gab Ende der 40er Jahre noch keine ausländischen Normen für diese Bauweise. Ich erinnere hier nur an einige für diese Bauweise massgebende Arbeiten aus jener Zeit: Die Schinzacher Versuche, die 1941–1943 im Auftrage des SIA durch Prof. Karl Hofacker durchgeführt wurden; die grundlegenden Arbeiten von Prof. François Panchaud und Prof. Jean Bolomey; das erste Fachbuch über vorgespannten Beton, das 1946 von Prof. Max Ritter und Prof. Pierre Lardy herausgegeben wurde; der in der ganzen Welt berühmt gewordene EMPA-Bericht Nr. 155: «Vorgespannter Beton», der 1946 unter Federführung von Ingenieur M. R. Ros entstand. Es war damals auch vorgesehen, zu den Normen Nr. 162 noch einen Anhang herauszugeben. Infolge verschiedener Umstände ist dieser Anhang leider nie erschienen.

Die Stahlbeton- und vor allem auch die Vorspannbeton-Bauweise hat sich seit 1950 sehr stark weiterentwickelt. Es sind neue Betonstähle auf den Markt gekommen, es entstanden neue Vorspannverfahren, neue Bauformen wurden erprobt, neue Ausführungsmethoden für Massivbauten wurden eingeführt. Eine Anpassung der Normen Nr. 162 an diese neuen Verhältnisse war daher schon einige Jahre nach deren Erscheinen dringend nötig. Ende 1960 hat das Central-Comité des SIA eine Kommission mit der Revision der Normen beauftragt. Diese Kommission besteht derzeit aus den folgenden Ingenieuren: M. Hartenbach, R. Joosting, L. Marguerat, Prof. F. Panchaud, E. Rey, Dr. A. Rösli, R. Sagelsdorff, Prof. A. Sarasin, R. Schiltknecht, W. A. Schmid, E. Schmidt, H. Stamm, R. Steiner, Prof. Dr. B. Thürlmann, Dr. A. Voellmy, G. Wüstemann und M. Birkenmaier. In der ersten Sitzung vom 17. Januar 1961 hat die Kommission *M. Birkenmaier* zu ihrem Präsidenten gewählt. Es wurden Unterkommissionen für die Kapitel Baustoffe und Prüfung der Baustoffe, Stahlbeton, vorgespannter Beton und Ausführung der Bauten gebildet. Wir glaubten zu Beginn, dass die Revisionsarbeiten nicht allzu umfangreich sein würden und in 1 bis 2 Jahren beendet werden könnten. Bis zur Veröffentlichung des ersten Revisionsentwurfs hat aber unsere Arbeit mehr als 5½ Jahre gedauert. Ich kann Ihnen versichern, dass während dieser Zeit intensiv gearbeitet wurde. Rückblickend kann man sich fragen, warum eigentlich unsere Arbeit so lange gedauert hat.

Sicher spielte dabei die Fülle des Stoffes, der bearbeitet werden musste, und die Fülle der neuen Erkenntnisse, die in den

letzten Jahren entstanden sind, eine grosse Rolle. Ebensoviel Zeit und Mühe brauchte es aber, in einer grossen Kommission die verschiedenen Auffassungen und Denkweisen, die doch von Ausbildung, Praxis, Alter u.a.m. abhängen, auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen. Meine Erfahrung hat gezeigt, dass diese Bemühungen zur Schaffung einer angeglichenen Auffassung sachlich und vor allem auch menschlich immer einen Gewinn mit sich bringen. Wir waren in unserer Arbeit bestrebt, den bisherigen liberalen Geist der Normen beizubehalten. Wir haben aber auch die grosse Verantwortung gespürt, die bei der Abfassung eines Normentextes auf uns fiel. Für uns war es klar, dass die heute geforderte hohe Ausnutzung der Materialien eine grosse Sorgfalt in Berechnung, Konstruktion und Ausführung verlangt. Mehr als bisher haben wir daher auf die Probleme, die bei einer Konstruktion beachtet werden müssen, aufmerksam gemacht. Wir wollten auf die hohe Verantwortung, die ein Ingenieur trägt, hinweisen, den guten Ingenieur jedoch nicht hemmen. Zugleich wollten wir aber die auf Unwissenheit beruhenden Auswüchse verhindern. Im weitern hatten wir natürlich auch auf den bestehenden Normentext Rücksicht zu nehmen. Außerdem mussten die Arbeiten des «Comité Européen du Béton», welches kürzlich Empfehlungen für europäische Normen herausgegeben hat, beachtet werden. (Die Empfehlung über Stahlbeton des C.E.B. umfasst 275 Seiten, diejenige über Spannbeton sogar 287 Seiten.)

Was sind nun die wesentlichen Änderungen und Neuerungen des vorgelegten Entwurfs:

- Die Normen sind in einen Textteil und in Merkblätter gegliedert. Die Merkblätter enthalten Erläuterungen und Ergänzungen zum Normentext sowie Angaben über Prüfverfahren.
- Das Kapitel «Baustoffe» wurde in vielen Teilen neu gestaltet. Das Referat von Dr. A. Rösli bringt dazu einige Ergänzungen. Besonders möchte ich hier auf unsere Bemühungen um Vereinheitlichung der Armierungsstäbe hinweisen.
- Das Kapitel «Stahlbeton» wurde neu gegliedert. Die bisherige Spannungsberechnung wurde beibehalten. Die zulässigen Stahldruckspannungen sind gegenüber der alten Norm stark erhöht worden. Der Verankerung der Armierungsstäbe wurde erhöhte Bedeutung beigemessen. Ebenso ist die Verformung bei der Bemessung der Konstruktion vermehrt zu beachten. Neue Wege in der Schubbemessung werden in den Merkblättern gezeigt. Prof. Dr. B. Thürlmann und H. Bachmann haben in SBZ 1966, H. 33, S. 583 und H. 34, S. 599, darüber berichtet.
- Das Kapitel «Spannbeton und teilweise vorgespannter Beton» ist vollständig neu bearbeitet worden. Ich werde später noch auf einige Gesichtspunkte zur Bemessung hinweisen.
- Wir haben den «Vorfabrizierten Bauteilen und Bauwerken» im Hinblick auf ihre wachsende Bedeutung ein besonderes Kapitel gewidmet.

- Das Kapitel «Ausführung der Bauten» ist ergänzt und verbessert worden. Das Referat von Ing. Walter Schmid vermittelt dazu zusätzliche Erläuterungen. Neu gestaltet wurde das Kapitel «Prüfung der Baustoffe». Beachtenswert ist hier unter anderem die neue Art der Überprüfung der Armierungsstäbe.
- Noch nicht ganz beendet ist ein kurzes Kapitel über «Aussergewöhnliche Einwirkungen auf Bauwerke». Hier sollen Bemessungshinweise für Erdbebenkräfte, Fahrzeuganprall-Lasten und Schutzausbauten usw. gegeben werden.

Wie Sie sehen, sind also gegenüber der Norm von 1956 ziemlich

weitgehende Änderungen von unserer Kommission in Vorschlag gebracht worden. Ich verstehe gut, dass ein solcher neuer Normentext für manchen Praktiker eine Umstellung bedeutet, die nur mit einem Unwillen vollzogen wird. Ich glaube aber sagen zu dürfen, dass der neue Text nichts enthält, was über das hinausgeht, was heute schon ein statisch und konstruktiv sauber durchgebildetes Bauwerk erfüllt. So darf ich hoffen, dass der vorgelegte Revisionstext gut aufgenommen wird.

Adresse des Verfassers: M. Birkenmaier, dipl. Ing., Direktor der Firma Stahlton AG, Restelbergstrasse 105, 8044 Zürich.

## Einige Neuerungen bei den Baustoffen in der SIA-Norm Nr. 162

Von Dr. A. Rösli, Abteilungsvorsteher der EMPA, Dübendorf

Vortrag, gehalten am 15. Oktober 1966 an der ETH anlässlich der Studentenstagung über Neuerungen in den Revisionsentwürfen der SIA-Normen Nr. 160, 161 und 162, durchgeführt von der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau.

Es werden im folgenden zwei Problemkreise behandelt:

- Die Änderungen, die sich in den Normenvorschriften speziell auf dem Gebiet des Betons aus der statistischen Betrachtungsweise der Materialeigenschaften ergeben.
- Einige Probleme speziell im Zusammenhang der hochfesten Armierungsstäbe.

Es wird dabei zum Teil Bekanntes behandelt, doch werden die Gedankengänge des ersten Teiles sehr bald zum Alltag des bauenden Ingenieurs gehören müssen, so dass sich hier eine gewisse Ausführlichkeit rechtfertigt.

### 1. Statistische Betrachtungsweise bei der Betonfestigkeit

Im Bild 1 sind die Ergebnisse von 70 Würfeldruckproben einer grossen Baustelle statistisch ausgewertet und dargestellt. Solche Informationen können gewonnen werden:

- von den bekannten Beton-Würfeln und -Prismen, sowie neuordnungen von den etwa in Kartonschaltung hergestellten Zylindern,

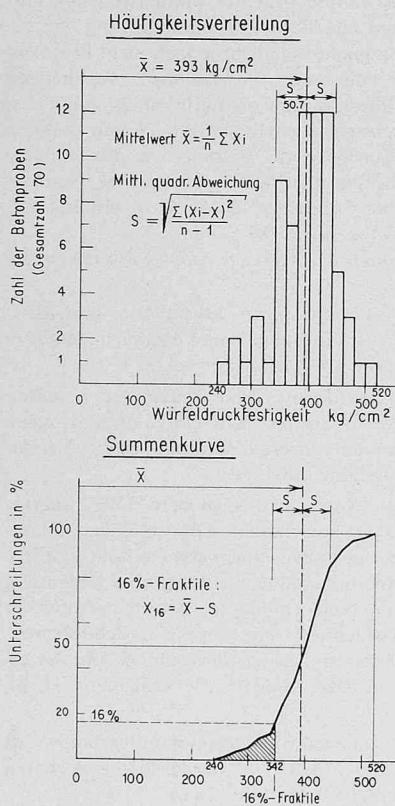


Bild 1. Statistische Auswertung der Betondruckfestigkeiten von einer grösseren Baustelle

- wenn nötig von Proben, die dem Bauwerk entnommen werden. Dies sind heute vorzugsweise kleine Betonzyylinder mit einem Durchmesser von 5 cm, die dafür in etwas grösserer Zahl und unter grösstmöglicher Schonung mittels Kernbohrungen gewonnen werden;
- aus Versuchen mit dem Betonprüfhammer, sofern zum Vergleich mindestens drei Ergebnisse von Druckversuchen des betreffenden Bauwerkes vorliegen.

Die obere Figur in Bild 1 zeigt die bekannte Häufigkeitskurve und zwar auf der Abszisse die Druckfestigkeit in Stufen von 20 kg/cm² und auf der Ordinate die jeder Stufe zugehörige Anzahl Proben. Die untere Figur stellt die sogenannte Summenkurve dar. Ihre Ordinaten geben hier in Prozenten der Gesamtheit die Zahl der Proben an, die einen bestimmten Festigkeitswert unterschreiten, z.B. liegen etwa 16% aller Proben unter 342 kg/cm².

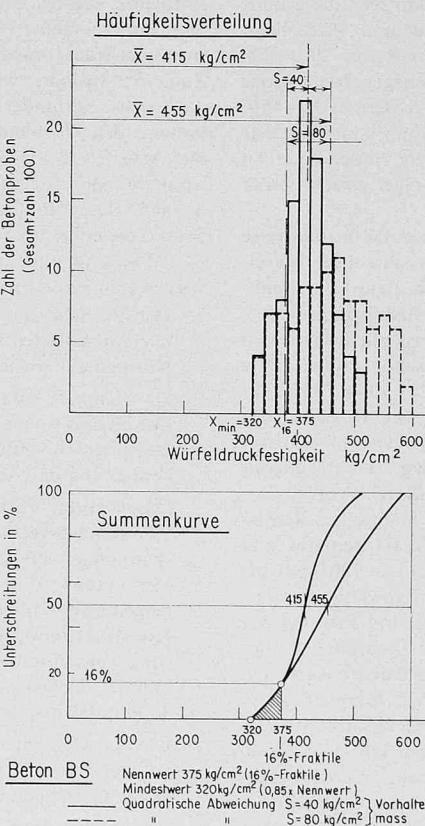


Bild 2. Zwei Beispiele von Spezialbeton mit gleichem Nenn- und Mindestwert

Aus der oberen Figur geht hervor, dass der Beton – wie alle unsere Baustoffe – nicht homogen ist, sondern eine mehr oder weniger grosse Streuung, z.B. in der Betonfestigkeit, aufweist. Diese Streuungen pendeln um einen Mittelwert, und die Häufigkeit verläuft etwa nach einer Gauss'schen Glockenkurve. Bis jetzt wurde in unseren Normen vor allem der Mittelwert der Druckfestigkeit vorgeschrieben und ferner ein im Verhältnis zu diesem Mittelwert eng begrenzter Minimalwert, der von den Einzelergebnissen nicht unterschritten werden durfte. Dies führte in den meisten kritischen Fällen dazu, dass dieser Minimalwert massgebend wurde und der Mittelwert der Betonfestigkeit an Bedeutung verlor. Dazu kommen gelegentlich – und sowohl die Erfahrung wie auch die Gesetze der Statistik bestätigen dies – immer noch einzelne Ausreisser unter den festgelegten Minimalwert, die nicht absolut vermieden werden können.

Für die Sicherheit und Beständigkeit eines Bauwerkes ist im allgemeinen nicht der Mittelwert einer Materialeigenschaft massgebend, sondern vielmehr die entsprechenden Eigenschaften an der schwächsten Stelle. Alle Sicherheitsbetrachtungen z.B. müssen sich deshalb auf die unteren Festigkeitsbereiche eines Materials beziehen, und diese sollten in den Normen festgelegt werden. Aus solchen Überlegungen hat z.B. das CEB (Comité Européen du Béton) in seinen Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauten [1] als massgebende Betonfestigkeit die sogenannte 5%-Fraktile vorgeschrieben, d.h. jene Festigkeit, die höchstens von 5% der gesamten Betonmenge unterschritten wird. Die gleiche Bezugsgröße hat auch Prof. Rüsch in München vorgeschlagen [2].

Die Normenkommission hat diese 5%-Fraktile wohl für den Armierungsstahl übernommen, jedoch nicht für den Beton. Sie hat aus vorwiegend praktischen Gründen für den sogenannten Nennwert der Betonfestigkeit jenen Wert vorgeschlagen, der von höchstens  $1/6$  der gesamten Betonmenge unterschritten wird, oder anders gesagt, die 16%-Fraktile. Dies aus folgendem Hauptgrund: Mit der gleichen Probenzahl kann eine wesentlich zutreffendere Aussage gemacht werden, ob mehr oder weniger als  $1/6$  der gesamten Betonmenge den entsprechenden Nennwert unterschreite, als dies hinsichtlich der 5%-Fraktile der Fall ist. Da beim Beton immer nur verhältnismässig wenige Proben vorliegen, scheint uns dies ein wesentliches Kriterium, und eine genauere Aussage über eine

Sorgfalt bei der Ueberwachung	Kleine Baustelle keine Betonproben Zumessung nach Volumen Ueberwachung durch Polier	Mittlere Baustelle 3-10 Betonproben Zumessung nach Volumen Ueberwachung durch Bauführer	Grossbaustelle 30 - 50 Betonproben Zumessung nach Gewicht Ueberwachung durch Betoningenieur			
	Einfluss der Witterung					
	gross	klein	gross	klein	gross	klein
sehr gut .....	60	50	50	40	40	30
gut .....	70	60	60	50	50	40
annehmbar .....	80	70	70	60	60	50

Anzustrebender Mittelwert :

$$\bar{X} = X_{16\%} + S \text{ in kg/cm}^2$$

Bild 3. Abschätzung der mittleren quadratischen Abweichung S [nach Vorschlag von Prof. H. Rüsch]

weniger scharfe Bedingung als eine ungenauere Aussage über eine schärfere Bedingung entspricht auch eher unserer Denkweise.

Im weitern ist es auch viel übersichtlicher und einfacher, die 16%-Fraktile aus dem Mittelwert oder umgekehrt zu berechnen. Die 16%-Fraktile ist nichts anderes als der Mittelwert minus die mittlere quadratische Abweichung von einer genügenden Probenzahl. Der letzte Ausdruck ist sicher allen Ingenieuren wieder gegenwärtig, wenn an die Vermessungskunde und die «Summe vv» erinnert wird. Es darf auch erwähnt werden, dass verschiedene Methoden und Faustregeln es ermöglichen, quadratische Abweichung auf allereinfachste Weise und mit genügender Genauigkeit zu bestimmen. Die Einführung dieser 16%-Fraktile gegenüber dem Mittelwert erfordert deshalb keine ins Gewicht fallende Mehrrechnung [3].

Hingegen ist es nötig, neben dem Nennwert den Mindestwert vorzuschreiben, der für den normalen Beton 75%, für den hochwertigen Beton 80% und für den Spezialbeton 85% des entsprechenden Nennwertes beträgt. Wegen dem Problem der Ausreisser wurde jedoch bei diesem Mindestwert noch ein Ventil eingebaut und zwar in Art. 2.05<sup>3</sup> «Bei sehr grosser Zahl Versuchsergebnisse sind einzelne Festigkeitswerte (etwa 1-2%) unter  $\beta_{min}$  nicht zu beanstanden, sofern keine Gefahr für die Sicherheit des Bauwerkes besteht»;

und im Art. 2.05<sup>4</sup> «Werden die verlangten Werte ausnahmsweise nicht erreicht, ist eine spezielle Bewertung durch den verantwortlichen Ingenieur im Hinblick auf die örtlich unterschiedliche Beanspruchung des Betons im Bauwerk notwendig».

Bild 2 enthält zwei Beispiele von Beton, die beide den zahlenmäßig festgelegten Mindestbedingungen für Spezialbeton genügen, nämlich einen Nennwert von 375 kg/cm<sup>2</sup> und einen entsprechenden Mindestwert von 320 kg/cm<sup>2</sup> aufweisen. Mit diesen Werten legt der Projektverfasser im wesentlichen die gewünschte Betonqualität fest und bezieht darauf auch die zulässigen Betonspannungen. Es ist nun Sache des Unternehmers, die geforderten Bedingungen einzuhalten. Je nach den zu erwartenden Streuungen hat er einen mehr oder weniger hoch anzusetzenden

Mittelwert zu erreichen. Bei einer sorgfältig arbeitenden und mit modernen Dosieranlagen versehenen Baustelle wird die Streuung klein sein – etwa nach der ausgezogenen Häufigkeitsverteilung – und der entsprechende Mittelwert kann nur etwa 40 kg/cm<sup>2</sup> über dem Nennwert liegen. Bei einer grossen Streuung – wie im gestrichelten Beispiel – muss dagegen der anzustrebende Mittelwert mindestens 455 kg/cm<sup>2</sup> betragen, was z.B. durch eine höhere Zementdosierung, besseres Zuschlagsmaterial usw. zu erkaufen ist.

Wie vorher schon erwähnt, entspricht bei Normalverteilung die Differenz zwischen der 16%-Fraktile und dem Mittelwert der mittleren quadratischen Abweichung oder Streuung, und diese stellt hier somit auch das sogenannte Vorhaltemass dar. Eine Idee über deren Größenordnung gibt der Vorschlag von Prof. Rüsch für solche Streuwerte (Bild 3), den er aufgrund einer internationalen

Umfrage und grösseren statistischen Auswertungen erarbeitet hat [4]. Nach seiner Ansicht ist die Streuung vor allem abhängig von der Sorgfalt bei der Überwachung sowie vom Einfluss der Witterung, jedoch praktisch unabhängig von der geforderten Betonfestigkeit, und er kommt auf Werte von 30 bis 80 kg/cm<sup>2</sup>. In Amerika arbeitet man mit dem sog. Variationskoeffizienten, d.h. der quadratischen Abweichung ausgedrückt in Prozenten des Mittelwertes. Damit ergeben sich z.B. bei einer mittleren Betonfestigkeit von 350 kg/cm<sup>2</sup> Werte von unter 35 kg/cm<sup>2</sup> für einen sehr guten Beton und über 70 kg/cm<sup>2</sup> für einen schlechten Beton, d.h. ähnliche Werte.

Bild 4 zeigt einen Vergleich zwischen einem normalen und einem hochwertigen Beton nach alter und neuer Vorschrift. Beim normalen Beton wird nun an Stelle des Mittelwertes von 220 kg/cm<sup>2</sup> ein Nennwert von 200 kg/cm<sup>2</sup> vorgeschrieben. Dies ergibt mit einem Vorhaltemass – hier mit 50 kg/cm<sup>2</sup> angenommen (d.h. für eine gut geführte mittlere Baustelle) – einen anzustrebenden Mittelwert von 250 kg/cm<sup>2</sup> oder anscheinend eine Steigerung um rund 30 kg/cm<sup>2</sup>. Dies ist aber nicht der Fall, weil Mindestwert und Mittelwert nach alter Vorschrift nicht den praktisch auftretenden Streuungen entsprechen. Unter normalen Bedingungen musste jetzt schon ein höherer Mittelwert als 220 kg/cm<sup>2</sup> angestrebt werden, um die Minimalbedingung von 165 kg/cm<sup>2</sup> zu erfüllen: der neue BN entspricht somit noch weitgehend der alten Qualität. Im Gegensatz dazu bleibt beim hochwertigen Beton der Mindestwert derselbe, und der Nennwert von 300 kg/cm<sup>2</sup> entspricht nun dem alten Mittelwert. Für etwa gleiches, praktisch wirklich auftretendes Streumass liegt die mittlere Festigkeit eines BH etwa 10-20% höher als nach alter Vorschrift. Hier wird also eine Qualitätssteigerung eingeführt.

Es muss noch auf einen Punkt hingewiesen werden: Um gefährliche Missverständ-

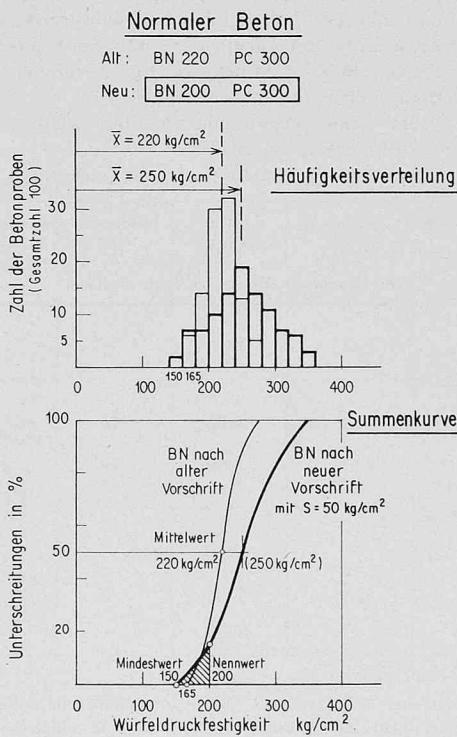
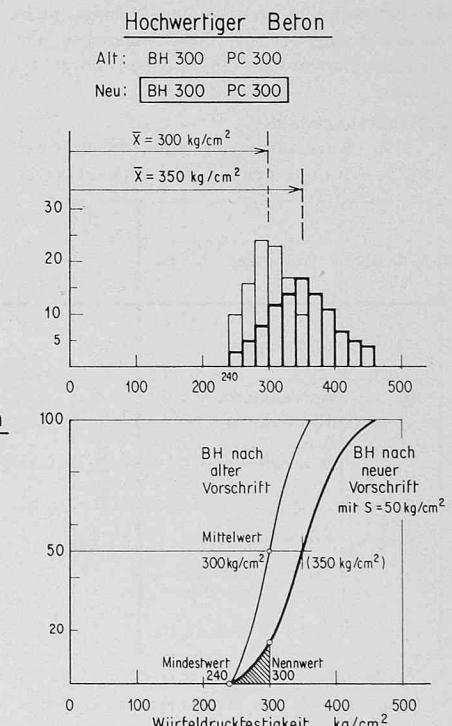


Bild 3. Abschätzung der mittleren quadratischen Abweichung S [nach Vorschlag von Prof. H. Rüsch]



Anzahl n der Proben von bis	12 17	18 23	24 29	30 35	36 41	42 47	48 53	54 59	60 + mehr n / 6
Höchstzulässige Zahl der Unterschreitungen des Nennwertes $\beta_w$	0	1	2	3	4	5	7	8	n / 6

Weniger als 12 voneinander unabhängige Proben ergeben keinen Nachweis für die Betonqualität gemäss Art. 2.05<sup>3</sup>, sondern gelten nur als Stichprobe

Bild 5. Erlaubte Unterschreitungen der Nennfestigkeit bei geringer Probezahl (Art. 2.05<sup>3</sup>)

nis zu vermeiden ist es notwendig – vor allem auch beim Spezialbeton, bei dem Zementdosierung und Festigkeit zum Teil gewählt werden können – die geforderte Betonqualität eindeutig vorzuschreiben. Dies erfolgt mit der Bezeichnung BN, BH oder BS sowie mit der entsprechenden Nennfestigkeit und der Zementdosierung, beide Zahlenwerte als Merkmal zum mindesten auch mit der entsprechenden Einheit versehen; also z.B. BN 200 kg/cm<sup>2</sup> PC 300 kg/m<sup>3</sup>.

Der Vollständigkeit halber sei nochmals darauf hingewiesen, dass bei der 16%-Fraktile, bzw. dem Sechstel, der den Nennwert unterschreiten darf, dieser Sechstel sich bezieht auf die gesamte Betonmenge oder auf sehr viele Proben, deren Zahl in den Normen auf mindestens 60 festgelegt ist. Um nun bei geringerer Probezahl trotzdem eine genügend gesicherte Aussagefähigkeit über die gesamte Betonmenge zu erhalten, darf – nach den Gesetzen der Statistik – nur noch ein kleiner Prozentsatz unter dem Nennwert liegen. Im Art. 9.07<sup>3</sup> sind die erlaubten Unterschreitungen als Funktion der Probezahl aufgeführt. Das Bild 5 zeigt davon einen Auszug. Der Prozentsatz nimmt dabei von 16% bei 60 und mehr Proben sukzessive bis auf rund 5% bei etwa 20 Proben ab. Wenn nur 12 bis 17 unabhängige Proben zur Verfügung stehen, darf keine einzige Probe unter dem Nennwert liegen, damit die 16%-Fraktile bezogen auf das ganze Bauwerk als erfüllt betrachtet werden kann. Mit weniger als 12 Proben kann die Betonqualität gemäss den Normen nicht nachgewiesen werden; diese Versuchsergebnisse können nur als Stichproben betrachtet werden.

## 2. Armierungsstäbe

Die Revisionen der Stahlbetonnormen von 1956 drängte sich auf, nicht zuletzt wegen

der Entwicklung bei den Armierungsstäben. Damals wurde neben der Stahlgruppe I die Stahlgruppe II – kaltgereckter Stahl IIa, naturharter Stahl IIb – mit einer Streckgrenze von 3500 kg/cm<sup>2</sup> normiert. In den letzten Jahren kamen jedoch in immer stärkerem Masse Stähle mit wesentlich höheren Festigkeitswerten wie auch aus gezogenen Drähten hergestellte Armierungsnetze zur Verwendung. Ihre Ausnutzung stützte sich dabei vor allem auf den bekannten Ausnahmeparagraphen und auf die dort vorgeschriebenen Versuche. Leider führte dies zu einem heftigen, nicht immer sachlich geführten Wettbewerb zwischen den einzelnen Stahlsorten und zu einer Beunruhigung und Unsicherheit bei den Ingenieuren.

Im Bild 6 ist nun die Neueinteilung der Stähle dargestellt. Sie enthält einmal die Stahlgruppe I mit den gewöhnlichen, nur in bezug auf die minimalen Festigkeitswerte und die Bruchdehnung normierten Rundstählen. Anschliessend sind die Gruppe III mit den hochfesten Armierungsstäben und einem Nennwert für die Streckgrenze von 4600 kg/cm<sup>2</sup> und ferner die Gruppe IV mit den Armierungsnetzen und einer Streckgrenze von 5400 kg/cm<sup>2</sup> aufgeführt. Die bisherige Gruppe II mit einer Streckgrenze von etwa 3500 kg/cm<sup>2</sup> wurde nicht mehr normiert. Weil gegenwärtig nur noch geringe Mengen Armierungsstäbe in dieser Festigkeitsstufe verwendet werden, rechtfertigte es sich nicht, dafür eine spezielle Gruppe zu reservieren, und alle damit verbundenen Erschwernisse, wie etwa bei der Tabelle der zulässigen Spannungen, in Kauf zu nehmen. Eine Umnummerierung erfolgte jedoch nicht:

- um keine Verwirrung mit der jetzigen Gruppierung zu schaffen
- weil diese Stahlqualität etwa im Zusammen-

hang mit Militär- oder Zivilschutzbauten oder aus anderen Gründen gelegentlich wieder eine grössere Bedeutung erlangen könnte

– und um eine ähnliche Gruppierung zu erhalten wie in Deutschland, wo allerdings die Gruppe II normiert bleibt, jedoch die Gruppe III vergleichbar wird mit der unserigen.

Ganz allgemein muss verlangt werden, dass die Armierungsstäbe nicht nur die nötige Festigkeit aufweisen. Sie müssen auch über genügende Verformungsfähigkeit und Sprödbruchsicherheit verfügen, um ein plötzliches Versagen von Betonkonstruktionen möglichst auszuschliessen, das Biegen zu ermöglichen und eine genügende Baustellsicherheit zu gewährleisten. Eine Hauptbedingung für die Ausnutzung hoher Stahlspannungen ist ferner ein genügendes Haftvermögen mit dem Beton. In besonderen Fällen ist die Ermüdungsfestigkeit oder etwa die Schweißbarkeit von Bedeutung. Die meisten dieser Eigenschaften verlaufen nun nicht parallel etwa mit einer Festigkeitszunahme der Stähle, sondern sehr oft gegenläufig. So nimmt bekanntlich das Verformungsvermögen ganz allgemein mit zunehmender Stahlfestigkeit ab, oder das Haftvermögen kann durch besondere Profilierung der Stäbe sehr oft nur auf Kosten der Ermüdungsfestigkeit oder des Biegevermögens weiter verbessert werden. Man muss sich deshalb bewusst sein, dass jeder bei uns verwendete hochfeste Armierungsstahl einen möglichst ausgewogenen Kompromiss in bezug auf die verschiedenen Eigenschaften darstellt, wobei je nach Herstellungsverfahren diese oder jene Eigenschaft etwas mehr in Erscheinung tritt oder der Stahl auf dieses oder jenes Prüfverfahren mehr oder weniger empfindlich reagiert.

Aus diesen Gründen und wegen der vorher erwähnten Wettbewerbsbedingungen war es deshalb für die Normenkommission eine sehr mühsame Aufgabe, für alle Stähle und Interessen den nun vorgeschlagenen gemeinsamen Nenner zu finden:

Im vorderen Teil der Tab. Bild 6 sind die Festigkeitswerte aufgeführt, wobei für die Streckgrenze einerseits der Nennwert der von höchstens 5% der Gesamtproduktion unterschritten werden darf und anderseits der

Gruppe	Stahlbezeichnung	d mm	1) Streckgrenze (2%) 62,0 in kg/cm <sup>2</sup> Nennwert 2) Mindestwert	Zugfestig- keit $\beta_z$ in kg / cm <sup>2</sup> Mindestwert	Bruchdeh- nung $\Delta_5$ in % Mindestwert	Alterungs- Rückbiege- Versuch	einfacher Biege - versuch	Abscher - Versuch	Streckgrenzen- verhältnis $\sigma_{20}/\beta_z$ informatorisch
I	Armierungsstahl	6-30	-	2400	3700	25	-	-	-
III	Armierungsstahl III III a naturhart	6-30	4600	4300	5600	16	gemäss Merkblatt	-	-
	III b kaltverformt	6-30	4600	4300	4800	13	gemäss Merkblatt	-	max. 0,95
IV	Armierungsnetze Draht ohne Schweiß- stelle an der Schweißstelle	4-12	5400	5000	5700	8	gemäss Merkblatt	-	max. 0,95
			-	-	5400	-	gemäss Merkblatt	gemäss Merkblatt	-

1) Stähle mit Durchmesser über 30 mm sind nicht mehr genormt

2) Nennwert: Von der Gesamtproduktion dürfen höchstens 5 Prozent die jeweiligen Nennwerte unterschreiten. Diese Unterschreitungen dürfen jedoch nicht unter dem Mindestwert liegen. Bei sehr grosser Zahl von Versuchsergebnissen sind einzelne Fertigkeitswerte unter dem Mindestwert nicht zu beanstanden, sofern keine Gefahr für das Bauwerk besteht

Bild 6. Anforderungen an die Stahleinlagen (Art. 2.11)

Mindestwert, der nicht unterschritten werden soll, massgebend ist. Anschliessend sind die Bedingungen aufgeführt, die in bezug auf das Verformungsvermögen und die Sprödbruchsicherheit eingehalten werden müssen. Alle Einzelheiten über Anforderungen und Durchführung der entsprechenden Versuche wie auch jener zum Nachweis genügender Haftfestigkeit, Ermüdungsfestigkeit und Schweißbarkeit sind in den entsprechenden Merkblättern geregelt.

Es sei hier der Appell an die Stahlwerke gerichtet, für den Fall, dass sie noch nicht in allen Einzelheiten mit dem Vorschlag einverstanden sind, vorerst untereinander zu versuchen, die erforderliche Übereinstimmung zu finden. Ein gemeinsames Gespräch sollte sich im übrigen auch ergeben aus der in den neuen Normen vorgeschlagenen Überwachung der Qualität der Armierungsstäbe durch eine sogenannte paritätische Kommission. Diese soll je aus einem Treuhänder von Walzwerken und Netzfabricanten, der Eisenhändler, des SIA und der Baumeister sowie den Vertretern der amtlichen Prüfstellen EMPA und LEMEPUL bestehen. In ihrer Tätigkeit muss sich die Kommission vor allem auf die laufenden, werkeigenen Prüfungen in den Walzwerken, bzw. bei den Netzfabricanten, abstützen. Diese haben jedoch Überwachungsverträge mit der EMPA oder dem LEMEPUL nach Richtlinien der erwähnten Kommission abzuschliessen, damit durch Stichproben und gelegentliche Kontrollen die Aussagefähigkeit der werkeigenen Prüfungen auch bezüglich der Gesamtproduktion gesichert ist. Neben der Entgegennahme der Prüfergebnisse, deren Auswertung und Beurteilung, der Regelung einer Überwachung der ausländischen Lieferwerke, soll diese Kommission auch Änderungen in den Normen, z.B. bezüglich der geforderten Kennwerte oder der zulässigen Spannungen – etwa bei einem Fortschritt –

beantragen sowie nötigenfalls auch die Stahlverbraucher in geeigneter Form über den Erfolg oder Misserfolg ihrer Bemühungen orientieren<sup>1)</sup>.

Mit einer solchen Überwachung der Armierungsstäbe möchte man eine ähnliche Qualitätskontrolle anstreben, wie sie z.B. bei den Silo-Zementen unter den Auspizien des SIA, der Zementindustrie und der EMPA sowie in Zusammenarbeit mit dem Baumeisterverband schon seit Jahren durchgeführt wird. Damit konnte eine sehr deutliche Qualitätssteigerung erzielt werden, und es findet sich heute nur noch ganz ausnahmsweise ein Muster, das in wesentlichen Gütewerten von den Normen abweicht [5]. Dass eine solche Qualitätsverbesserung auch beim Armierungsstahl erwünscht ist, zeigte sich besonders bei einer kürzlich in Basel durchgeföhrten Reihenuntersuchung, wo zum Teil sogenannte Garantiewerte deutlich unterschritten wurden. Auch gehören hiezu die bis anhin erkennbaren Tendenzen der auf die Baustellen angelieferten Armierung zu Minustoleranz bei den Stabquerschnitten.

Es ist zu hoffen, dass die neu eingeführten Vorschriften über die Walztoleranz auch hier Abhilfe schaffen. Dem Zwischenhandel wird dabei eine besondere Verantwortung übertragen, indem er gemäss Art. 115 unter andrem laufend den Zustand und die Gewichtsunterschreitungen der Armierungsstäbe zu überprüfen hat. Solche Kontrollen, die stichprobenweise auch auf der Baustelle durchzuföhrten sind, werden erleichtert durch den Umstand, dass nun alle Festigkeitswerte sich auf den aus Stabgewicht und spezifischem Gewicht des Stahles berechneten Kreisquerschnitt beziehen. Auch bei komplizierter

<sup>1)</sup> Gemäss der letzten Fassung der SIA-Norm Nr. 162 vom April 1967 musste leider auf die Schaffung der Kommission zur Überwachung der Armierungsstahlqualität verzichtet werden.

Profilierung ergibt sich somit der massgebende Querschnitt oder Durchmesser aus einer einfachen Gewichtsbestimmung. Ferner ist im Merkblatt zum Art. 15.1 ein Katalog über innere und äussere Mängel an Stahl einlagen dargestellt, und es werden Angaben gemacht über die Feststellung solcher Mängel und deren mögliche Auswirkungen (Bild 7). Damit wird dem Ingenieur die Möglichkeit gegeben, die Armierungsstäbe auf der Baustelle mindestens visuell zu kontrollieren.

Die Normenkommission hofft, dass es mit der Neubearbeitung dieser Abschnitte und mit der Schaffung der Kommission zur Qualitätsüberwachung gelingen wird, die nun in der Schweiz als Massenprodukt verwendeten hochfesten Armierungsstäbe zu normieren und zwar unter Wahrung aller Möglichkeiten für einen Fortschritt und einen gesunden Wettbewerb.

#### Literaturverzeichnis

- [1] CEB (Comité Européen du Béton), Paris: Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé. Deutsche Übersetzung: «Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken». Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.
- [2] H. Rüsch: Über die zweckmässigste Art der Güteprüfung und ihren Einfluss auf die Baukosten. Vorträge auf dem Betontag, 1957. Deutscher Betonverein E. V. Wiesbaden.
- [3] R. Joosting: Der Beton im Spannbetonbau. «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», Heft 9, 25. Jahrgang, 1959, Solothurn.
- [4] H. Rüsch: Zur statistischen Qualitätskontrolle des Betons. «Materialprüfung» Bd. 6 (1964), Nr. 11, Düsseldorf.
- [5] Mitteilung der EMPA: Qualitätskontrolle der Silozement-Lieferungen durch die EMPA. «Hoch- und Tiefbau», Heft Nr. 16, 64. Jahrgang, 1965, Zürich.

Adresse des Verfassers: Dr. A. Rösli, EMPA, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf.

		Mängelbeschreibung	Art der Feststellung	mögliche Auswirkungen
Innere Mängel		Blasen, Doppelungen, Lunker Seigerungen, Risse Trennungen, Gefügestörungen	durch makro- oder mikroskopische Kontrolle, bei der mech. technologischen Prüfung	Verringerung der Festigkeit und/ oder des Verformungsvermögens
äußere Mängel	gerade Stähle	Querschnitt, Profilierung nicht typenkonform	visuell, durch Messen und Wägen	Tragfähigkeit, Haftvermögen verringert
		zu scharfe Uebergänge bei den Rippen	visuell	Verformungsvermögen verringert
		loser Zunder und blättrige lose Rostschicht	visuell	Haftvermögen verringert
		deutliche Ganghöhenunterschiede	visuell, durch Messen	Streckgrenze verringert oder erhöht
	abgebogene Stähle	ausgeprägte Ueberwalzungen, tiefe Riefen, scharfe Kerben deutliche Risse, tiefe Einpresungen	visuell, besonders bei der mech. technologischen Prüfung	Festigkeit und Verformungsvermögen reduziert
	geschweiste Armierungsnetze	zu scharfes Biegen, ungleichmässiges Biegen, zu scharfes Biegen-Rückbiegen, zu scharfes Biegen über ausgeprägte Querrippen	visuell, durch Messen	Verringerung oder Erschöpfung des Verformungsvermögens
		zu viele ungenügende oder gelöste Verbindungen	bei der mech. technologischen Prüfung und visuell	Zusammenhalt bei Transport, Sicherheit der Endverankerung gefährdet
		übermässige Einpressung Draht-Querdräht	bei der mech. technologischen Prüfung und visuell	Festigkeit an der Schweißstelle verringert

Bild 7. Innere und äussere Mängel an Stahl einlagen (Merkblatt zur Artikel 2.11 und 9.17 bis 9.22)