

11,7%) und starken Gußeisenbewehrungen beginnt die Rißbildung bei Belastungen, die 41 bis 58%, im Mittel 50% der Höchstlast betragen. Diese ziemlich ungünstigen Verhältnisse hinsichtlich der Rißbildung sind offenbar eine Folge des Umstandes, daß die Deckschichte außerhalb der Umschnürung bei den untersuchten Säulen 3 bis 3,2 cm dick war. Es ist zu erwarten, daß bei Säulen, deren Betonmantel außerhalb der Umschnürung nur das notwendige Maß von 1 bis 1½ cm dick ist, die Rißlasten im Verhältnis zu den Höchstlasten höher liegen.

Alle diese Beziehungen sind aus den festgestellten Bruchlasten und den tatsächlich vorhandenen Querschnitten festgestellt, die nach dem Bruch durch genaue Nachmessungen erhoben wurden.

EMPERGER gibt als Mittelwert der erreichbaren Gußeisenspannung 6000 kg/qcm an, während er die Wirkung der Umschnürung mit 4000 F_s ermittelt hat. Nach den vorliegenden Versuchen scheint demnach eine Überschätzung des Gußeisenwiderstandes vorzuliegen, die, abgesehen von der Ungleichmäßigkeit der älteren Versuchsergebnisse, möglicherweise darin begründet ist, daß nicht die wirklichen, sondern die geplanten kleineren Gußeisenquerschnitte der Auswertung zugrunde gelegt worden sind. Die Wirkung der Umschnürung hat sich bei den vorliegenden Versuchen als wesentlich höher erwiesen, offenbar veranlaßt durch die maschinelle Umwicklung in der Fabrik und durch das hiedurch veranlaßte bessere Anliegen der Umschnürung an den Gußeisenlamellen.

Die zulässige Belastung kann mit dem erforderlichen Sicherheitsgrad, der infolge der großen Gleichmäßigkeit der Versuchsergebnisse für Hochbauten mit 2½, für Brückenbauten entsprechend höher anzunehmen ist, so weit das Gußeisen und die Umschnürung in Betracht kommen, während für die Betonpressung die vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen einzuführen sind, mit dem Wert

$$N_{zul} = 35 \text{ bis } 45 F_k + 2000 F_g + 1300 F_s \text{ für quadratische Säulen, bzw.} \\ + 2000 F_s \text{ für runde Säulen,}$$

angenommen werden. Die Beziehung ist gültig für Gußeisenbewehrungen bis 12%, für Umschnürungen aus weichem Flußeisen von 0,5 bis 5% und für Säulen, deren Länge kleiner als die zehnfache Kerndicke ist.

Die *Formänderungen* sind aus den Abb. 11 bis 17 ersichtlich. Aus ihnen ergeben sich die Zusammenhänge zwischen den Stauchungen der Säulen mit verschiedenen starken Längsbewehrungen, Umschnürungen und Höhen in den einzelnen Belastungsstufen. Die Stärke der Umwehruung übt weder bei den Geviertsäulen, noch bei den Säulen mit rundem Querschnitt einen regelmäßig aufscheinenden nennenswerten Einfluß aus. Je stärker die Längsbewehrung ist, desto geringer sind die Stauchungen. Die Säulen mit größeren Höhen erwiesen kleinere Formänderungen, bezogen auf die Längeneinheit, als die kurzen Säulen. Die bleibenden Formänderungen nahmen mit der steigenden Belastung zu und betragen am Ende der Messung 16 bis 20% der gesamten Stauchungen.

Diskussion

Prof. Ing. A. LOLEIT, Moskau:

Es wird die Mitglieder des Kongresses vielleicht interessieren zu hören, daß der Ausdruck „umschnürter Beton“ bei uns in der Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken nur noch zur Bezeichnung der CONSIDÈRESCHEN Erfindung, d. h. des spiralbewehrten Betons gebraucht wird. Auch diese Art von Bewehrung wird nur als Sonderfall der sogenannten indirekten Armierung angesehen. Unter letzterer verstehen wir eine Bewehrung mit quer zur Druckrichtung verlegten Eiseneinlagen

von solcher Beschaffenheit, daß sie imstande sind, sich dem Querdehnungsbestreben des gestauchten Betons zweckmäßig zu widersetzen.

Auf Grund der Voraussetzungen, die ich die Ehre hatte bei Diskussion der Frage C_4 hier kurz anzudeuten, läßt sich für den Druckwiderstand des querbewehrten Betons folgende Beziehung aufstellen:

$$K_x = \frac{K_2}{1 - (2c - 1) \gamma} \dots \dots \dots (A)$$

Hier bedeuten

K_x — den Druckwiderstand des in der Richtung der x -Achse gedrückten indirekt bewehrten Betons,

K_2 — den Druckwiderstand des nicht bewehrten Betons,

$c = K_2 : K_1$ — das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit des in Frage kommenden Betons, rund = 10,

$\gamma = \frac{\alpha_0 \cdot \sigma \cdot m}{2 + \alpha_0 (1 - \sigma) m}$ — einen Zahlenwert, der sich ergibt, wenn für α_0, σ, m folgende Größen eingesetzt werden:

$\alpha_0 = V_0 : V_b$ — das Verhältnis der Eisenmenge der Querbewehrung zu dem entsprechenden Betoninhalt,

$\sigma = 0,3$ — die Poissonsche Zahl,

$m = E_e : E_b = 8$ — das Verhältnis der Elastizitätszahlen des Eisens, respektive Betons.

Für jeden Beton von einer bestimmten Festigkeit K_2 gibt es ein Höchstmaß der Querarmierung, welches durch die Beziehung

$$\alpha_0 \leq \frac{1050 - m \sigma K_2}{525 m (2 c \sigma - 1)} \dots \dots \dots (B)$$

festgelegt ist.

Stärkere Querbewehrungen sind unwirtschaftlich, wie aus Beziehung

$$K_x = 87,5 (5 + 14 \alpha_0) \dots \dots \dots (C)$$

hervorgeht.

Diese Beziehung dient zur Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit des querbewehrten Betons, wenn α_0 der Beziehung (B) nicht genügt.

Wie aus dem Vorstehenden zu ersehen ist, hängt die Druckfestigkeit des querbewehrten Betons aber in jedem Falle lediglich von α_0 , d. i. dem Querbewehrungskoeffizienten ab. Die Form der Bewehrung (Spirale, Quergewebe oder dgl.) hat nur insofern eine Bedeutung, als sie so beschaffen sein muß, daß

der gestauchte Stab in einen nach drei Richtungen gedrückten Körper verwandelt wird. Das kann aber auf mancherlei Weise erreicht werden. So hat sich z. B. die in Abb. 1 dargestellte Querarmierung sehr gut bewährt. Das Geflecht stellt einen ununterbrochenen Linienzug vor und könnte auf den ersten Blick etwas kompliziert und für den Betonierungsvorgang hinderlich erscheinen. Es läßt sich jedoch auf einem geeigneten Arbeitstisch leicht und mit großer Genauigkeit herstellen.

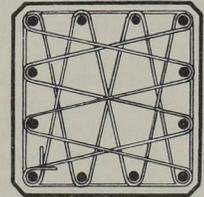


Abb. 1

Das Betonieren erfolgt auch ohne Schwierigkeiten: zuerst werden die Geflechte in entsprechender Zahl in der Säulenform übereinander gelegt, dann die Längsstäbe in den entsprechenden Maschen aufgestellt, die Geflechte hochgehoben und endlich einzeln, nach Betonieren jeder Betonschicht, in die für sie bestimmte Lage gebracht. Diese Armierung ist besonders für rechteckige Querschnitte brauchbar. Als gutes Beispiel solch einer Anordnung kann der Bau der Textilfabrik in Leninakan (in Transkaukasien, Armenien, Lenins Stadt, vormals Alexandropel) angeführt werden. Die

Säulen haben bei einer Höhe von 5 m einen Querschnitt von 200 . 280 mm; sie tragen eine balkenlose Decke (Pflzdecke) von 36 . 106 m im Grundriß und haben dem Erdbeben standgehalten, das 1926 zwei Drittel der Stadt im Laufe weniger Minuten in Trümmer verwandelt hat.

Ing. KARL BRAUSEWETTER, Prag:

Meine Herren! Im Berichte des Herrn Vortragenden sowie in der Wechselrede wurde auch die Frage der Ausführung und Betonierung von Säulen mit starker Bewehrung angeschnitten. Auch an unser Unternehmen trat diese Frage heran. Die Verwendung von flüssigem Beton haben wir untersagt, da sich mit einem solchen Beton niemals die vorgeschriebenen Würfelfestigkeiten erreichen lassen. Dichte Bewehrung und starke Verbügelung muß angeordnet werden, wenn die Wirtschaftsüberlegungen eine solche Ausführung für vorteilhaft erweisen oder wenn die Bauherrschaft nur einen beschränkten Säulenquerschnitt zuläßt. Solche Säulen lassen sich mit plastischem Beton nicht betonieren, wenn sie fertig geflochten verlegt sind. Es wurde daher so vorgegangen, daß die Längseisen der Säulen in der richtigen Lage festgehalten wurden, jeweils eine entsprechende geringe Schicht von Beton eingeworfen und gestampft und hierauf ein Bügel über die Säuleneisen gelegt und in seine vorgeschriebene Lage heruntergedrückt wurde. Dann kommt wieder eine Schicht Beton und ein Bügel. Die Ausführung dieser Arbeit muß von einem verlässlichen Eisenbieger oder Vorarbeiter überwacht werden. Es ist also möglich, auch stark verbügelte Säulen richtig zu bewehren und zu betonieren. Um nicht mißverstanden zu werden, sei noch ausdrücklich bemerkt, daß diese Art der Säulenerstellung natürlich nur eine Ausnahme ist und nur dann angewendet wird, wenn die Bügel dicht sind und den Säulenquerschnitt unterschneiden.

Dr. Ing. EUGENIO MIOZZI, Straßenamtschef für die Provinzen von Bolzano, Trento und Belluno:

Die rationelle Bestimmung der Stützlinie bei Gewölben

Schon von alters her hat das Studium der entwerfenden Ingenieure stets der Linienführung der mittleren Stützlinie der Gewölbe gegolten. Abgesehen von vielen genauen und komplizierten Arten, den Verlauf der Stützlinie durch Kreisbögen mit mehreren Mittelpunkten, durch erhöhte oder gedrückte oder sonst deformierte Ellipsen, Korbbögen oder Zykloiden zu erhalten, Systeme, welche, wie DEGRAND sagte, mehr eine geometrische Spielerei vorstellen, als sie der wirklichen konstruktiven Notwendigkeit entsprechen, sind nach Studien von IVAN VILLARCEAU, CARVALLO und SAINT GUILHEM Studien, welche aus der Zeit zwischen 1840 und 1860 stammen und welche den Zweck hatten, die Möglichkeit festzusetzen, theoretisch die Linienführung der inneren und der äußeren Leibung der Bögen derart zu bestimmen, daß die Kräfte gleichmäßig auf die verschiedenen Querschnitte verteilt werden, auch mehrere Brücken ausgeführt worden, wie z. B. die Brücke von Garganta Aucha in Spanien, die über den Cimone (33 m) und in Pique (40 m), Frankreich.

Wenn auch diese ersten Studien noch der Kritik unterliegen, waren sie immerhin die ersten Beispiele, wo versucht wurde, den Bögen jene Form zu geben, bei welcher das Material am günstigsten ausgenützt wird und wobei das Eigengewicht und die Nutzlast berücksichtigt erscheinen.

TOURTAÏ (1886) schlägt vor, nicht die mittlere Stützlinie festzulegen, sondern die innere und nachher die äußere Leibung des Bogens. Er schlägt daher die Annahme vor, den Bogen auf eine sehr kleine Stärke zurückzuführen und nimmt dann, um zur wirklichen Stärke des Bogens zu gelangen, an, daß dieser aus mehreren übereinander gelegten Ringen besteht, wovon ein jeder den n /Teil der Last trägt.