

Ueber die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken

Autor(en): **Walther, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **74 (1956)**

Heft 3

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-62563>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

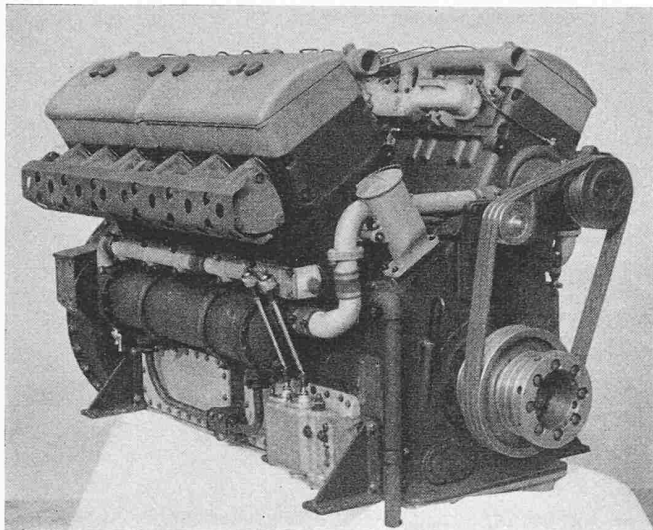


Bild 8. Ansicht eines Hauptmotors

angetrieben wird, betätigt mittels Stosstangen die in den Zylinderköpfen hängenden Ventile. Ueber der Nockenwelle ist die Einspritzpumpe 3 angeordnet, die über ein weiteres Zahnräderpaar und eine Zwischenwelle angetrieben wird. Am freien Kurbelwellenende befindet sich der Keilriemenantrieb 2 für die Kühlwasser-Zirkulationspumpe 1. Innerhalb des Kurbelgehäuses treiben Zahnräder zwei Zahnradölpumpen 5 für die Triebwerkschmierung. Ausser den Zylinderköpfen und den Zylinderblöcken werden die Auspuffrohre und die Oelkühler von Kühlwasser durchströmt. Das Kühlwasser jedes der beiden Hauptmotoren beschreibt einen geschlossenen Kreislauf mit eigenem Expansionsgefäss und je zwei Wärmeaustauschern für die Rückkühlung. Zum Anlassen dient Druckluft, die in einer besonderen Kompressoranlage erzeugt und mit einem von der Einspritz-Pumpenwelle aus angetriebenen Anlassluft-Verteiler den Anlassventilen der einzelnen Zylinder sinngemäss zugeteilt wird.

Bild 9 zeigt den spezifischen Brennstoffverbrauch bei verschiedenen Drehzahlen in Abhängigkeit der Belastung. Wie ersichtlich, lässt sich dieser Verbrauch durch sinngemässe Anpassung der Drehzahl über einen grossen Leistungsbereich zwischen 170 und 180 g/PSe h halten.

Fortsetzung folgt

Ueber die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken

DK 624.012.4.001.5

Von Dipl. Ing. R. Walther, Bethlehem/Pa

Schluss von Seite 17

3. Trajektorien- und Orthogonal-Armierung

Wie eingangs erwähnt, haben ökonomische Gesichtspunkte vielerorts dazu geführt, die Schubarmierung, anstatt mit Aufbiegungen und Bügeln, durch ein orthogonales Armierungsnetz zu verwirklichen. Die Zeitersparnis infolge Weglassen des Abbiegens und vor allem auch infolge einfacherem Verlegen der Bewehrung wiegen in Ländern mit hohen Arbeitslöhnen die Kosten des dadurch bedingten grösseren Stahlverbrauches bei weitem auf. Dies geht soweit, dass beispielsweise in Amerika Stähle erzeugt werden, die — wie Faltbiegeversuche zeigen — gar nicht mehr abgebogen werden können (z. B. Webbrib-Stahl).

Die Frage, ob mit einem solchen orthogonalen Netz die gleiche Wirksamkeit erzielt werden könne wie mit einer Armierung, die mehr oder weniger den Spannungstrajektorien folgt, gewinnt nun aber noch an Bedeutung, wenn man bedenkt, in wieviel grösserem Masse die selben Probleme bei Platten, Schalen, Sheds oder schiefen Brücken in Erscheinung treten. Das Verlegen nach solchen, meist sehr komplizierten Trajektorien ist in der Tat ein recht mühsames und kostspieliges Unterfangen, das heute oft durch Verwendung fertiger Armierungsgitter umgangen wird. Es soll daher auch versucht werden, aus unsern Balkenversuchen prinzipielle Schlüsse bezüglich dieses Fragenkomplexes zu ziehen.

Vergleiche zwischen diesen beiden Armierungssystemen werden wesentlich erschwert durch die Unmöglichkeit der Verwirklichung einer vollkommenen statischen Aequivalenz. Die Balken Typ A (mit Aufbiegungen) und Typ B (orthogonales Netz) der vorliegenden Versuche stimmen in folgenden Punkten überein:

- Durchmesser der Längsarmierung.
- Grösse und Abstand der Bügel.
- Totales Armierungsgewicht.
- Beton-Querschnitt und -Qualität.

Dagegen unterscheiden sich die beiden Systeme in der Grösse ihres Hebelarmes der innern Kräfte. Die Verteilung der Längseisen zu einem orthogonalen Netz bedingt für die Balkenmitte natürlich eine Verschiebung des Schwerpunktes der Armierung nach oben und somit eine Verminderung von y (Hebelarm der innern Kräfte). Ein Vergleich der Bruchlasten der beiden Balkentypen ist daher wenig schlüssig. Mit der Gewichtsersparnis, die aus dem Wegfall der Aufbiegungen resultiert, wurde bei den orthogonal armierten Balken eine weitere 10 mm dicke Längsarmierungsstange ungefähr in der Höhe der Neutralaxe angeordnet.

Eine erste Feststellung bezieht sich wiederum auf die Bogenwirkung: Schon bei der Betrachtung der Bügel aus Tor-Stahl und Gewindestangen konnte erkannt werden, dass

diese bei Typ B (orthogonal) eine deutliche Bogenwirkung anzeigten (Druckbeanspruchung Bild 19). Die sich bis in die Auflager erstreckenden Zugspannungen sind für alle Stäbe mit der selben Oberflächenbeschaffenheit von gleicher Gröszenordnung, unabhängig davon, in welcher Höhenlage diese liegen. Bei den orthogonal armierten Balken gelangen jedoch fünf gerade Stangen in die Auflagerzone, während beim Balken Typ A zwei Längseisen vorher abgebogen werden. Daher ist die totale Zugkraft unmittelbar über den Auflagern und damit die Aufsprengwirkung bei Typ B auch entsprechend grösser. Beide Balken mit blanker Armierung haben ihre Tragfähigkeit infolge dieses Zersprengens der Balkenenden verloren: Typ B schon bei $P_{Bruch} = 27,4$ t, Typ A jedoch erst bei $P_{Bruch} = 43,8$ t. Daraus erkennen wir, dass vor allem bei schlechter Haftung eine Orthogonalarmierung ungünstiger wirkt als eine solche mit Aufbiegungen. Ist die Verbundseigenschaft sehr gut, so fallen die erwähnten Erscheinungen weniger ins Gewicht. Es kommt daher auch nicht von ungefähr, dass gerade bei amerikanischen Armierungsstählen, wie Hi-Bond oder Webbrib, auf beste Hafteigenschaften Wert gelegt wird.

Mit der Betrachtung der Beanspruchung der Bügel tangieren wir das Problem der Orthogonalarmierung allgemein. Der S. I. A.-Entwurf 1951 der Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten sieht in Art. 30, Abs. 4, vor: «Statt durch die Schrägeisen können die schrägen Hauptzugspannungen auch durch orthogonale Netze (Längseisen und Bügel) gleicher Wirksamkeit aufgenommen werden.» Was heisst aber gleiche Wirksamkeit? Im homogenen Zustand kann eine solche überhaupt nicht erzielt werden, was am einfachen Balken eingesehen werden kann: in der Neutralaxe sind σ_x und σ_y ja null, während die schiefen Hauptzugspannungen den Betrag der Schubspannungen annehmen (Bild 23):

$$|\sigma_1| = |\sigma_2| = |\tau| = \frac{Q S}{b J}$$

Nun weist unser orthogonales Netz aber nur Stäbe in x - und y -Richtung auf. Somit können die schiefen Hauptzugspannungen durch die Armierung gar nicht aufgenommen werden. Die Bügel Nr. 3 und 3' der Balken mit Gewindearmierung zeigen denn auch keine Spannungen im Bereiche der Nutzlast an (Bild 20); sie werden erst beansprucht, wenn sie von einem schrägen Riss getroffen werden. Offenbar kann also mit gleicher Wirksamkeit nur eine solche nach erfolgtem Riss im Riss selbst gemeint sein. Die darin auftretenden Stabkräfte der Armierung können, im Gegensatz zu den vorher betrachteten Spannungen, in Komponenten zerlegt werden. Nun bedingt aber die Berechnung dieser

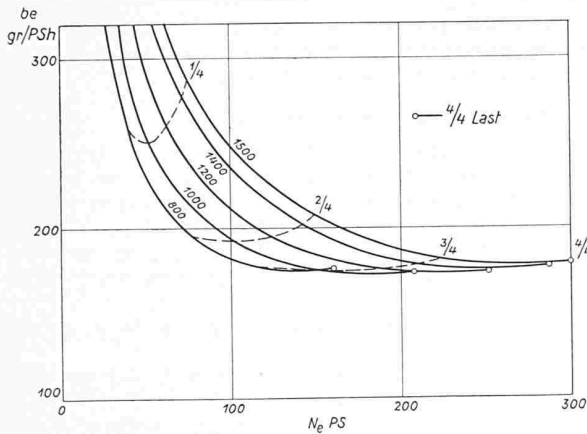


Bild 9. Spezifischer Brennstoffverbrauch in Abhängigkeit der Belastung bei verschiedenen Drehzahlen

Kräfte eine genaue Kenntnis des Rissverlaufes. Gesetzt, wir könnten diesen Verlauf zum voraus angeben, so bleibt immer noch ein kompliziertes, statisch unbestimmtes Problem der Kräftezerlegung bestehen, das zudem durch unterschiedliche Haftverhältnisse wesentlich erschwert wird. Wenn aber auch die Lösung dieses Problems gelänge und die Armierung darnach dimensioniert würde, wäre nur eine gleiche Wirksamkeit bezüglich der Kraftaufnahme und nicht bezüglich der Verformungen erreicht. Ein Armierungsstab in Richtung der Zugtrajektorien steht ja schon vor der Rissebildung unter Spannung. Er wird also bei einer Entlastung die Tendenz haben, den Riss zu schliessen. Anders jedoch bei einem orthogonalen Netz, das im ungünstigsten Fall erst beim Auftreten eines Risses beansprucht wird: mit dieser Beanspruchung tritt eine kleine Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl ein, die bei der Entlastung nicht mehr voll zurückgeht. Die Risse schliessen sich daher weniger, als bei der Trajektorienarmierung.

Diese Ueberlegungen gelten nicht nur für die Armierung von Balken, sondern für die Orthogonalarmierung überhaupt: je mehr diese vom Trajektorienverlauf abweicht, desto ungünstiger ist deren Wirkung gegen Verformungen, und desto mehr Stahl braucht man, um in Rissen gleiche Kräfte aufzunehmen. Zudem wird der Beton durch das Umlenken der Kräfte zusätzlich beansprucht, was zu örtlichen Verpressungen des Betons führen kann. In den Rissen selbst kann die Armierung ferner auf Abscheren beansprucht werden.

Allerdings kann in der Praxis der Trajektorienverlauf nicht überall eingehalten werden. Es ist aber empfehlenswert, in den Gebieten der grössten Zugbeanspruchungen die Armierung möglichst gut darnach zu richten, was bei Balken durch die Längsarmierung ja auch geschieht. Für die Schubarmierung kann bei Balken mit geringer Schubbeanspruchung, wie sie in der Praxis meistens vorkommen, ein orthogonales Netz trotz der genannten Nachteile durchaus angewendet werden. Für gedrungene Plattenbalken oder bei schlecht haftender Längsarmierung ist sie jedoch ausgesprochen ungünstig.

Nun bleibt aber noch die Aufgabe, ein solches orthogonales Netz ohne übermässigen Stahlverbrauch sicher zu dimensionieren. Meistens werden die vertikalen Armierungs-

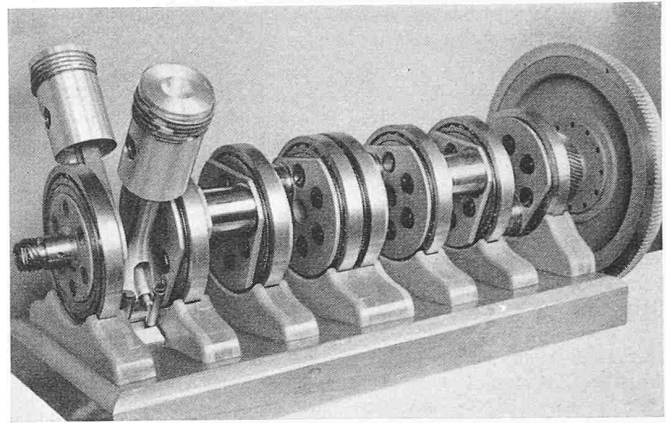


Bild 10. Kurbelwelle mit Rollenlagern und einem Kolbenpaar

kräfte aus einfachen Gleichgewichtsbedingungen an schrägen Balkenschnitten ermittelt (Bild 24), indem die ganze Querkraft den Bügeln zugewiesen wird. Im horizontalen Abschnitt y werden y/e Bügel getroffen. Damit wäre die

$$\text{Bügelspannung } \sigma_B = \frac{Qe}{F_{eB} y} \text{ mit } F_{eB} = \text{totalen Querschnitt}$$

eines Bügels. Der Spannungsverlauf nach dieser Beziehung ist in Bild 20 angegeben. Er stimmt für keinen einzigen Bügel auch nur annähernd mit der Wirklichkeit überein. Unter Beachtung der zulässigen Stahlspannungen ($\sim 2000 \text{ kg/cm}^2$) und bei gleichbleibenden Bügeldurchmessern (10 mm) ergäbe sich nach dieser Formel für den Balken Typ B ein erforderlicher Bügelabstand von 5 cm. Eine derartige Berechnung kann also zu unvernünftigen Ueberdimensionierungen führen.

Für kompliziertere Tragwerke, deren Armierung von den Trajektorien abweicht, wird meistens ein Weg beschritten, der auch für Balken angewendet werden kann: in der Umgebung eines Armierungsstabes werden die Hauptzugspannungen des ungerissenen Tragwerkes zu einer Kraft aufsummiert, die nach den Armierungskomponenten zerlegt werden kann. Dies ist in Bild 25 für die Bügel unserer Balken dargestellt. Da der Hebelarm der inneren Kräfte im ungerissenen und im gerissenen Stadium nicht stark verschieden ist, wird die Bügelspannung auf Grund dieser Formel gegenüber den vorhergehenden Annahmen nur noch halb so gross. Der erforderliche Bügelabstand wäre demnach 10 cm, was verglichen mit der gemessenen Beanspruchung immer noch eine starke Ueberdimensionierung bedeutet.

Auch für den Fall komplizierterer Tragwerke (Platten, Sheds, Schalen usw.) gilt die Einschränkung, dass die so berechneten Kräfte nur in Rissen zur Wirkung kommen können. Derartige Risse werden unter Umständen aber den Spannungsverlauf so stark verändern, dass es sehr problematisch ist, von den Spannungen des homogenen Zustandes auszugehen.

Der unstetige Verlauf der Beanspruchungen sämtlicher Bügel zeigt, dass dieser wohl durch keine Berechnungsmethode auch nur einigermaßen zutreffend berechnet werden kann. Der Begriff der zulässigen Spannungen kann ohnehin

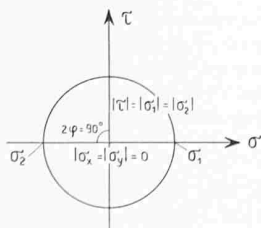


Bild 23.

Mohr'scher Spannungskreis für einen Punkt der Neutralaxe

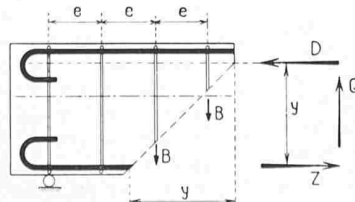


Bild 24.

$$B = \text{Bügelkraft} = F_{eB} \cdot \sigma_e$$

$$F_{eB} = \text{totaler Eisenquerschnitt eines Bügels}$$

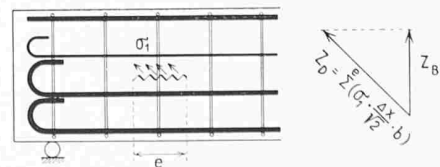


Bild 25.

$$Z_D = \sigma_1 \frac{e}{\sqrt{2}} b$$

$$Z_B = \frac{Z_D}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2} \sigma_1 e b$$

$$\sigma_{\text{Bügel}} = \frac{\sigma_1 e b}{2 F_{eB}}$$

$$\text{Für die Neutralachse } (\sigma_1 = \frac{b y}{Q})$$

$$\sigma_{\text{Bügel}} = \frac{Q_e}{2 y F_{eB}}$$

nur dann zu vernünftigen Resultaten führen, wenn die Beanspruchungen eine ungefähr lineare Funktion der Belastung sind.

Unser Ziel ist aber nicht, die Spannungen genau angeben zu können, sondern dem Tragwerk eine ausreichende Sicherheit zu geben. Dies kann auch über zulässige Belastungen erreicht werden, indem die rechnermässige Bruchlast durch einen vorzuschreibenden Sicherheitsfaktor dividiert wird. Eine Abschätzung derjenigen äusseren Belastung, bei der ein Bügel reissen oder fließen wird, ist nun aber eher möglich als die Berechnung des Spannungsverlaufes und könnte z. B. auf Grund folgender Ueberlegungen vorgenommen werden:

Bei der Belastung des Balkens sind zwei Phasen zu unterscheiden: In einer ersten werden die Bügel nicht nennenswert beansprucht. Werden sie jedoch von einem Riss getroffen, so setzt die zweite Phase ein: die Beanspruchung der Bügel nimmt mit steigender Last stetig zu, ohne dass zwischen Phase eins und zwei ein Spannungssprung eintritt. Die äussere Last, die vor dem Auftreten dieses Risses vorhanden war, wirkt sich also auf die Bügel praktisch gar nicht aus. Formulieren wir nun für die Beanspruchung der Bügel in Phase zwei die oben erwähnte, einfache Gleichgewichtsbedingung, so wird sie zwar die wirklich auftretenden Kräfte auch nicht genau erfassen können. Die daraus berechnete zusätzliche Last, die mit Hilfe der Bügel noch ertragen werden kann, bildet jedoch nur einen Teil der Bruchlast.

Die Methode sei am Beispiel des Balkens «Typ B, Gewinde» (Bild 20, Bügel Nr. 3 und 3'; und Bild 6) erläutert:

a) Berechnung der Grösse der äusseren Last und daraus der Querkraft Q_r , bei der die Risse bis in die Neutralaxe dringen. Ein solcher Riss tritt auf, wenn die schiefe Hauptzugspannung die Zugfestigkeit des Betons erreicht. Diese beträgt ungefähr die Hälfte der Biegezugfestigkeit. Da immer ein Schlupf der untern Längseisen vorhanden ist, wird die wirkliche Spannung dem berechneten Wert etwas voraus-eilen. Es empfiehlt sich daher, mit $\beta_{Bz} = \frac{1}{2}\beta_B$ zu rechnen. Somit wird der Ausgangswert der Querkraft in der Neutralaxe ($\sigma_1 = \tau = Q/by$)

$$Q_r = \beta_{Bz} b y = \frac{\beta_B b z y}{3}$$

b) Berechnung der zusätzlichen Querkraft Q_B , die infolge der Beanspruchung der Bügel ertragen werden kann:

$$\sigma_e \text{ Bügel} = \frac{Q_B e}{F_e y} \quad Q_B = \frac{\beta_{ez} F_e y}{e}$$

Die Bruchlast der Bügelbewehrung beträgt für dieses Beispiel also $P_{Bruch} = Q_{Bruch} = Q_r + Q_B$

Die Biegezugfestigkeit betrug bei unserm Balken 54 kg/cm², β_{ez} (Zugfestigkeit des Stahles) = 5300 kg/cm²; somit beträgt

$$Q_r = \frac{54 \cdot 26 \cdot 37}{3} = 17,3 \text{ t und}$$

$$Q_B = \frac{5300 \cdot 1,57 \cdot 37}{20} = 15,4 \text{ t}$$

$$P_{Bruch} = 32,7 \text{ t}$$

Die tatsächlich aufgetretene Bruchlast infolge der Biegebeanspruchung war 38,4 t. Dies deutet immer noch auf eine gewisse Ueberdimensionierung der Bügel hin.

Der eben skizzierte Berechnungsgang kann auch bei einer gemischten Schubbewehrung (Bügel und Aufbiegungen) Anwendung finden. Die Belastung bis zum Auftreten des Schrägrisses in der Neutralaxe wird infolge der Gegenwirkung der Aufbiegung etwas grösser ausfallen. Für die Berechnung der zusätzlich ertragenen äusseren Belastung wird man deshalb etwa setzen dürfen:

$$Q_B = 2 \frac{\beta_{ez} F_e y}{e}$$

Auf letzte Feinheiten kann es hier ja nicht ankommen. Es geht lediglich darum, die Ueberdimensionierung, die infolge der unübersichtlichen Spannungsverhältnisse in Kauf genommen werden muss, auf ein erträgliches Mass zu reduzieren. Für die sekundären Längseisen der Netzarmierung

können die selben Dimensionierungsregeln, wie sie für die Bügel gelten, angewendet werden, da sie, wie unsere Messungen bestätigen, ähnlich beansprucht sind.

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zweck der beschriebenen Versuche war, mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen, die in schmalen Aussparungen der Bewehrungseisen aufgeklebt wurden, die Wirkungsweise des Armierungsgerüsts von einfachen Eisenbeton-Balken unter statischer Biegebeanspruchung zu untersuchen. Spezielle Beachtung wurde dabei dem Verhalten der Armierung gegen Schub geschenkt.

Untersucht wurden zwei Gruppen von Armierungsgerippen; nämlich

- A. Bewehrung mit Längseisen, Bügeln und Aufbiegungen unter 45° (Trajektorien-Armierung, Bild 5a).
- B. Bewehrung mit Längseisen und Bügeln allein (Orthogonal-Armierung, Bild 5b).

Jede der beiden Gruppen umfasste drei Balken, die mit verschiedenen stark haftenden Stahlorten armiert wurden, um besonders den Einfluss der Verbundeigenschaften deutlich hervortreten zu lassen. Diese Armierungen bestanden aus:

1. poliertes Rundeseisen,
2. St. Tor 40,
3. St. 60 mit aufgeschnittenem Gewinde.

Aus den umfangreichen Messungen und Beobachtungen ergaben sich folgende Schlussfolgerungen:

1. Alle sechs Versuchsbalken, ob orthogonal oder mit Aufbiegungen armiert, verhalten sich — bei geringer Haftung schon bei kleiner Belastung, bei gutem Verbund erst bei grösserer Beanspruchung — wie ein Bogen mit Zugband (Bilder 3 und 11). Bei stark ausgeprägter Bogenwirkung trifft die Hypothese vom Ebenbleiben der gesamten Querschnitte und die Annahme gleicher Stahl- und Betondehnungen nicht mehr zu. Trotzdem können die Stahlspannungen der Längsarmierung an Stellen grosser Biegebeanspruchung auf dieser Grundlage noch ziemlich zutreffend berechnet werden. Für die Herleitung anderer Grössen, wie Haftspannungen, Bügel- und Schrägeisenbeanspruchungen hingegen können auf diesen Voraussetzungen aufgebaute Gleichgewichts-betrachtungen zu grossen Fehlern führen.

2. Die Haftung zwischen Längsarmierung und Beton ist von ausschlaggebender Bedeutung für den Verlauf der Rissbildung und das Verhalten bis zum Bruch. Bei gutem Verbund entstehen im Bereich der Querkraftbeanspruchung schräg verlaufende Risse (Bilder 8; 9a und 9b). Bei weiter zunehmender Belastung wachsen die schrägen Hauptzugspannungen, welche die Risse ausgelöst haben, jedoch nicht mehr proportional an, sondern werden sogar wieder abgebaut, weil der Balken nun immer mehr als Druckbogen mit Zugband wirkt. Bei geringer Haftung ist dies schon für kleine Belastungen der Fall, so dass gar keine schrägen, sondern nur ungefähr senkrechte Risse entstehen (Bilder 8e und 8f). Für das schliessliche Versagen war in jedem Fall der Mechanismus des Druckbogens mit Zugband massgebend.

3. Die Sicherstellung eines guten Verbundes (erreichbar durch gute Qualität, sorgfältiges Einbringen und Verdichten des Betons, Auflösung der Armierung, Verwendung von Profilstählen mit Verzopfungen, Verwindungen, Rippen, Wülsten, Nocken usw.) ist von grösserem Einfluss auf das Verhalten des Balkens als die Wahl einer Orthogonal- oder einer Trajektorienarmierung (Bild 11).

4. Bei mässiger Schubbeanspruchung — wie sie bei schlanken Rechteckbalken auftritt — hat eine Orthogonalarmierung kaum nachteilige Folgen und kann konstruktiv und wirtschaftlich Vorteile bieten. Für gedrungene Plattenbalken und für Tragwerke mit grossen schiefen Hauptzugspannungen empfiehlt sich eine Armierung mit Aufbiegungen (Trajektorienarmierung).

5. Bei gutem Verbund genügt eine wesentlich schwächere Schubarmierung, als es die Dimensionierung nach dem Mörsch'schen Schubdiagramm verlangt. Bei schlechter Haftung hingegen empfiehlt sich die Beachtung dieses Schubdiagrammes. Es liefert zwar für die eigentliche Schubsicherung auch in diesem Fall eine Ueberdimensionierung. Die Schrägeisen vermögen jedoch grösseren Verformungen wirksam zu begegnen und vermindern auch etwas die Tendenz des Aufsprengens des Betons.

6. Die Beanspruchung der Bügel wird durch deren Verbundeigenschaften nicht merklich beeinflusst. Sie hängt in erster Linie von der Haftung der Längsarmierung ab. Bügel aus Profilstählen weisen daher gegenüber solchen aus Rundstahl keine nennenswerten Vorteile auf (Bild 19). Eng angeordnete, dünne Bügel wirken vor allem in der Auflagerzone besser als wenige starke, indem sie dem Gleiten der Längsarmierung und dem Aufsprengen der Balken besser entgegenwirken.

7. Für die wirtschaftliche und trotzdem sichere Dimensionierung der Bügel wird ein Traglastverfahren vorgeschlagen.

8. Das Verfahren der Dehnungsmessung an den Armierungen hat sich erneut bewährt. Die weiterentwickelte Einbauweise der Dehnungsmessstreifen ist zweckmässig und liefert genügend genaue Ergebnisse. Nachteilig sind die recht hohen Kosten, die sich pro Messstelle auf rund 17 Fr. belaufen.

Zum Bau der neuen Teufelsbrücke

DK 624.21

Bemerkung der Redaktion. Die vorliegende Stellungnahme zum Aufsatz von Prof. M. Ros ist uns vom Eidg. Oberbauinspektorat mit Brief vom 28. Dezember 1955 zugestellt worden. Wir anerkennen die darin an uns gerichteten Vorhaltungen, wenn auch damals bestimmte Gründe die unverzügliche Veröffentlichung des genannten Aufsatzes rechtfertigten.

Am 24. September 1955 (Nr. 39) hat die Schweizerische Bauzeitung einen Aufsatz von Prof. Dr. M. Ros, Baden, über die neue Teufelsbrücke veröffentlicht. Der Ton dieses Aufsatzes und die darin enthaltenen Widersprüche würden eine Erwiderung kaum rechtfertigen. Angesichts der schwerwiegenden Angriffe fühlen sich die Beteiligten jedoch der Öffentlichkeit gegenüber verpflichtet, sachlich auf die Angelegenheit zurückzukommen. Es wäre Sache der Redaktion der Schweizerischen Bauzeitung gewesen, dafür zu sorgen, dass eine solche Stellungnahme zum Aufsatz Ros gleichzeitig mit dessen Veröffentlichung hätte erfolgen können. Die Unterlassung dieser Informationspflicht überrascht um so mehr, als Bund und Kanton auf Anfrage der Redaktion der Schweizerischen Bauzeitung seinerzeit sich mit der Veröffentlichung des ersten Expertengutachtens einverstanden erklärten, um eine einlässliche Diskussion des Problems in der Fachwelt zu ermöglichen. Ausserdem wäre es ein Gebot der Kollegialität allen Beteiligten gegenüber gewesen, den erwähnten Grundsatz hochzuhalten.

1. Vorstudien

Gerade die Erkenntnis, dass die Bedeutung der Teufelsbrücke eine besondere Behandlung und Würdigung dieses Neubaus verlange, hat, wie bekannt, den Vorsteher des Eidg. Departements des Innern veranlasst, zum Zwecke der sorgfältigen Beachtung und Abwägung aller im Spiele stehenden Gesichtspunkte eine «Kommission für den Ausbau der Gotthardstrasse in der Schöllenen Schlucht» zu ernennen. Der Auftrag lautete dahin, «einen Vorschlag für den Bau einer neuen Teufelsbrücke vorzulegen, der den naturgegebenen, besonders ausgeprägten Verhältnissen der Örtlichkeit und der grossen Bedeutung dieser strassenbaulichen Aufgabe in technischer und ästhetischer Beziehung möglichst gerecht werde».

Im Verlaufe ihrer eingehenden Untersuchungen, in deren zweiter Phase sie sich auch zu einem kantonalen Projekt für eine Eisenbetonbrücke zu äussern hatte, kam die Kommission in der Frage des Brückenbaustoffes einhellig zur Auffassung, dass auch der heutige qualitativ hochwertige Beton nicht die Dauerbewährung des Granites zu erreichen vermöge. Angesichts der ausserordentlich harten und wechselvollen Klimaeinflüsse in der Schöllenen Schlucht könne bei der Teufelsbrücke nur der beste Baustoff gut genug sein. Die Kommission beantragte deshalb dem Eidg. Departement des Innern in ihrem Berichte vom 20. Februar 1954, auf Grund eines generellen Projektes, den Bau «einer gewölbten Brücke in Granitmauerwerk, mit in Granit durchgemauertem Gewölbe». Hinsichtlich der Brückenform ergab sich aus den Studien der Kommission unter Berücksichtigung der durch die Neutrassierung der Gotthardstrasse bedingten Brückensteigung von 8,6 % und der künftigen Freihaltung der alten Strasse sowie nicht zuletzt in Würdigung der zahlreichen, in der Schweizerischen Bauzeitung publizierten Ideen, bei Verwendung des Baustoffes Granit als ästhetisch vorteilhafteste Lösung eine «gewölbte Brücke mit einer Hauptöffnung in Stichbogenform». Dieser Bogen wurde als eingespanntes Gewölbe vorgeschlagen.

Der Bundesrat, dem die Angelegenheit zufolge der Stellungnahme des Kantons Uri zum Entscheid vorgelegt werden musste, beschloss Festhalten an einer Brücke in Granitmauerwerk, stellte es dagegen dem Kanton Uri frei, allenfalls durch einen Submissionswettbewerb noch weitere Projekte einzuholen (Schreiben des Eidg. Departements des Innern an die Regierung von Uri vom 6. Juli 1954). Damit erweist sich der in der Bauzeitung erhobene Vorwurf, der Bund habe dem Verlangen nach Durchführung eines Submissionswettbewerbes kein Gehör geschenkt, als vollkommen haltlos.

Wenn der Kanton Uri diesen Weg nicht benützte, so lag der Grund hauptsächlich darin, dass ein Wettbewerb möglicherweise eine weitere Verzögerung des Brückenbaues verursacht hätte, die im Hinblick auf den schlechten Strassenzustand in der Schöllenen nicht zu verantworten gewesen wäre. Die Bauarbeiten selbst waren aufeinander so abgestimmt worden, dass die neue Strasse auf Frühjahr 1956 dem Verkehr übergeben werden kann. Somit stand der Bautermin der neuen Brücke fest.

Ein weiterer Grund für das Fallenlassen des Wettbewerbsgedankens lag darin, dass durch die gründlichen Studien der Kommission und die rege benützte öffentliche Diskussion bereits eine so weitgehende Abklärung erfolgt war, dass ein Submissionswettbewerb für den Bau einer Brücke in Granitmauerwerk kaum zu neuen Gesichtspunkten geführt hätte.

In der Folge übertrug der Kanton Uri, als Bauherr, die Projektierungs- und Bauleitungsarbeiten Ingenieur *Hugo Scherer*, Luzern, der sein Vorprojekt stark an den Entwurf der Kommission anlehnte. Eine generelle Ueberprüfung dieses Vorprojektes in statisch-konstruktiver Beziehung durch Prof. Dr. *P. Lardy*, Dozent für Brückenbau an der ETH, ergab, dass das vorgesehene statische System, das Lehrgerüst, der Mauerungsvorgang und die Querschnittausbildung grundsätzlich in Ordnung waren und dass bei einwandfreier Ausführung dem endgültigen Gelingen der neuen Teufelsbrücke nichts im Wege stehe.

Im Verlaufe der Detailbearbeitung schlug der Kanton auf Antrag des bauleitenden Ingenieurs aus Gründen der Kosteneinsparung und der Einhaltung des knappen Bauprogrammes vor, den Steinschnitt des Stirnkranzes und der Stirnwände gegenüber dem generellen Projekt der Kommission abzuändern und im weiteren das Gewölbe nur im untersten Ring aus Granit, in den beiden darüber liegenden Ringen dagegen aus vorfabrizierten Betonsteinen auszuführen. Das Eidg. Oberbauinspektorat stimmte diesen Vorschlägen zu, wobei es sich hinsichtlich des Steinschnittes durch Architekt *Max Kopp*, Mitglied der Kommission, beraten liess. Ueber den Ersatz von Granit durch Betonsteine sei auf die weiter unten folgenden Ausführungen verwiesen.

Unter dem Druck der Zeitknappheit — es standen ja total nur etwa sieben Baumonate zur Verfügung — verzichteten das Eidg. Oberbauinspektorat und der Kanton Uri ausnahmsweise auf die vorschriftsgemässe vorgängige Einreichung der Projektpläne und der statischen Berechnungen, so dass mit der Bauausführung ohne Verzug begonnen werden konnte. Im Falle der Teufelsbrücke kann daher tatsächlich gesagt werden, die «Erfahrung und Autorität des Fachmannes» seien in einer Weise «respektiert» worden, die an der Grenze des Zulässigen lag. Die in dieser Richtung in der Bauzeitung erhobenen Forderungen rennen daher offene Türen ein.