

Ueber die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken

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

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

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

Heft 1

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-62557>

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.

Ueber die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken

Von Dipl. Ing. R. Walther, Bethlehem/Pa¹⁾

DK 624.012.4.001.5

A. Einleitung

Die Frage nach dem Verhalten von Eisenbetonbalken unter Schubbeanspruchung, insbesondere aber die Forderung nach genügender Sicherheit gegen Schubbrüche, gab schon zu Beginn der Eisenbeton-Forschung Anlass zu zahlreichen Versuchen und Abhandlungen. Seither wurden in umfangreichen Versuchsreihen die verschiedensten Balken- und Armierungstypen erprobt, wobei aus der ertragenen Bruchlast (vor allem bei Schubbrüchen) auf die Wirksamkeit der Schubsicherung geschlossen wurde. Es liegt aber im Wesen solcher Belastungsversuche, dass die wirklichen Ursachen vieler Erscheinungen infolge der Mannigfaltigkeit der Einflussgrößen und der Schwierigkeit, gleiche Materialeigenschaften und gleiche Versuchsbedingungen zu reproduzieren, oft nicht eindeutig erkannt werden können. Dies hat sich auch öfters auf die aus solchen Untersuchungen abgeleiteten Regeln ausgewirkt: wohl vermögen diese die Schubbruchgefahr zu vermindern — derartige Schäden treten heute recht selten auf — sie sind aber hie und da zu streng, oder gehen, wie etwa die Bestimmung über die Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen, am Wesentlichen vorbei.

Besonders unzuweckmässig erscheinen derartige Belastungsversuche zur Abklärung der viel diskutierten Frage nach der geeigneten geometrischen Führung der Armierung: müssen die Stahleinlagen nach Möglichkeit den Spannungstrajektorien folgen, oder kann ein orthogonales Netz die auftretenden schiefen Hauptzugspannungen mit gleicher Wirksamkeit komponentenweise aufnehmen? In Amerika und Frankreich wird z. B. vornehmlich das zweite System angewandt, während in der Schweiz die herkömmliche Armierung mit Aufbiegungen bevorzugt und in Deutschland in gewissen Fällen sogar vorgeschrieben wird (DIN 1045, DIN 4227). Nun ist es aber prinzipiell unmöglich, für diese beiden Fälle eine vollkommene statische Aequivalenz zu realisieren, also Vergleichsbalken zu entwerfen, die im Armierungsgehalt, in der statischen Höhe, im Betonquerschnitt und in den Haftverhältnissen gleichzeitig übereinstimmen. Die Bruchlast kann deshalb nicht zu Vergleichen zwischen diesen beiden Systemen dienen.

Daher wurde in der vorliegenden Versuchsreihe darnach getrachtet, durch geeignete Messungen der Beanspruchung der Armierung selbst einen Einblick in die grundlegenden Zusammenhänge des Kräftespieles von Eisenbeton-Konstruktionen zu gewinnen und auf diese Weise Klarheit über das verwickelte Problem der Schubbeanspruchung zu erlangen. Schon Djabry ist es gelungen, den komplizierten Mechanismus des Haftens durch solche Messungen zu erfassen²⁾. Dem Einfluss der Haftung wurde auch diesmal wieder grösste Beachtung geschenkt, da sie das Verhalten gegen Schub entscheidend be-

stimmt³⁾. Diese Tatsache hat allerdings in unseren Normen keinen direkten Niederschlag gefunden.

Der grosse Aufwand, den derartige Messungen in den Stahleinlagen bedingen, auferlegte uns zum vornherein einige Beschränkung bezüglich der Variation von Einflussgrößen.

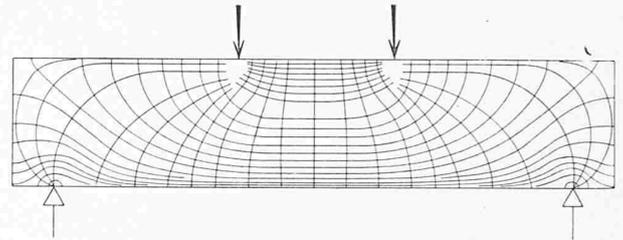


Bild 1. Spannungstrajektorien der verwendeten Versuchsbalken bei ungerissenem Beton (homogener Zustand)

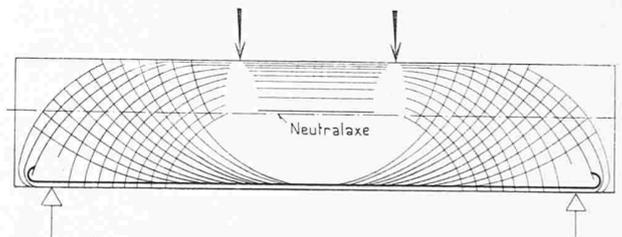


Bild 2. Schematischer Verlauf der Spannungstrajektorien bei gerissem Zustand des Betons.

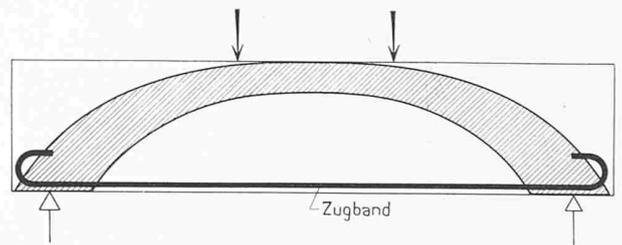


Bild 3. Druckbogen mit Zugband (Tragsystem, das sich einstellt, wenn die Längsarmierung gleiten kann)

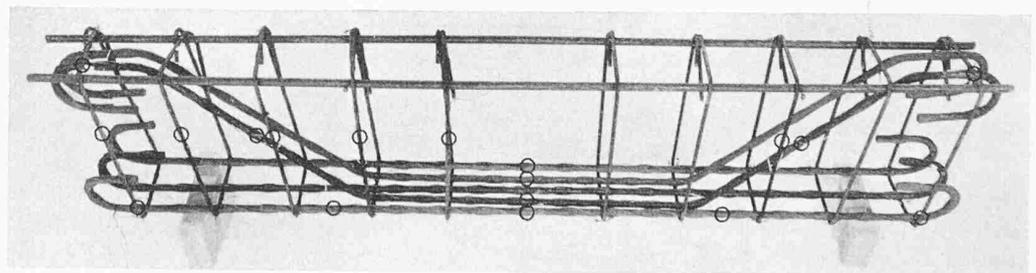


Bild 4a. Armierungsgerüst der Balken, Typ A (Trajektorienarmierung)

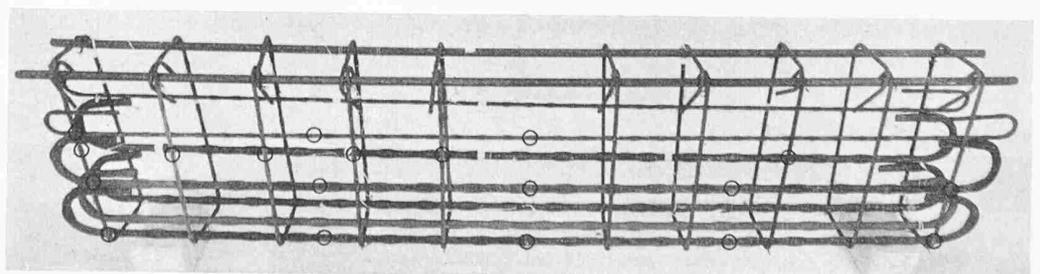


Bild 4b. Armierungsgerüst der Balken, Typ B (Orthogonalarmierung)

¹⁾ Bericht über Versuche, die an der EMPA unter der Leitung von Prof. Ed. Amstutz, Direktionspräsident der EMPA, auf Grund eines Forschungskredits des Verbandes Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten ausgeführt worden sind.

²⁾ Djabry: contribution à l'étude de l'adhérence des Fers d'armature au Béton (EMPA-Bericht No. 184)

³⁾ Siehe auch: Rychner, prakt. Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton. SBZ 1951, Nr. 23/24.

Die Versuche bezwecken daher auch weniger allgemein gültige, quantitative Bemessungsregeln zu vermitteln; sie wollen vielmehr die Richtung aufzeigen, in der ein wirksamer Schutz gegen Schadenfälle infolge Schubbeanspruchung gesucht werden muss. Darüber hinaus glauben wir, dass sie auch einen wesentlichen Einblick in das Verhalten der Armierung ganz allgemein gestatten, welcher Art auch eine Eisenbeton-Konstruktion sei.

Das Kräftespiel einfacher Eisenbeton-Balken

Bei allen Berechnungen von Eisenbetonkonstruktionen ist es üblich, für Beton und Stahl in gleichen Fasern gleiche Dehnungen anzunehmen:

$$\epsilon_{\text{Beton}} = \epsilon_{\text{Stahl}}$$

Für schlanke Elemente wird ferner die Hypothese von Navier-Bernoulli über das Ebenbleiben der Querschnitte bei Verformungen als gültig angenommen, und für einfache Dimensionierungsprobleme wird der Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen oft auf lineare Funktionen vereinfacht.

Die erste dieser Annahmen, die allgemeinste, die auch Bedingung für die beiden andern ist, trifft nun aber, wie die Versuche zeigen werden, nie ganz zu. Die immer auftretenden, kleinen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton beeinflussen die Spannungen an den Stellen der grössten Biegebeanspruchungen jedoch meistens nur wenig, so dass sie weiter auch keine Beachtung gefunden haben; für die prinzipielle Erkenntnis des Kräftespieles sind sie hingegen von fundamentaler Bedeutung, weshalb im folgenden noch näher darauf eingegangen werden soll.

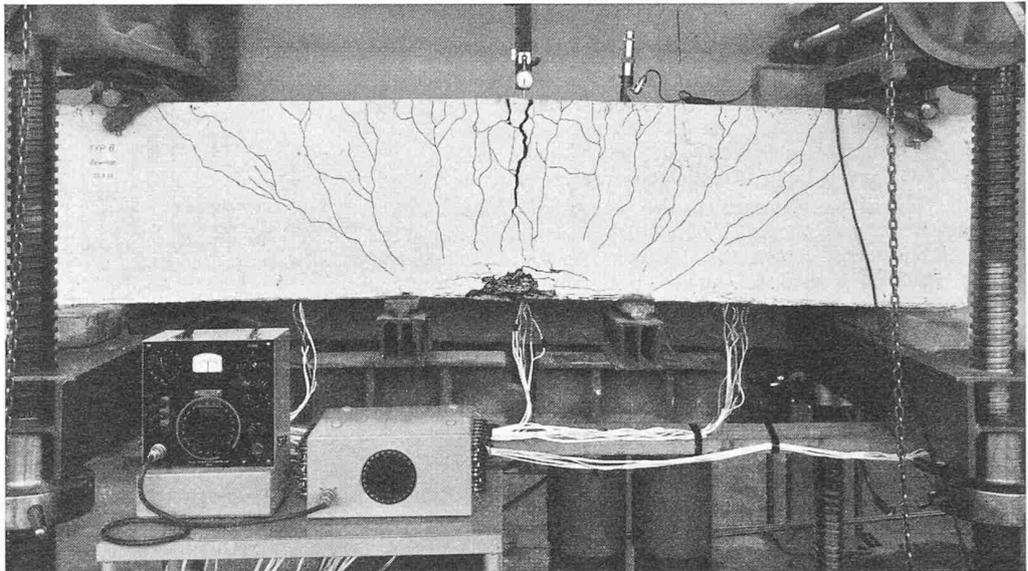


Bild 6. Versuchsanordnung. Im Bilde Balken Typ B (Orthogonalarmierung) mit Gewindestangen

Trifft die Aussage $\epsilon_{\text{Beton}} = \epsilon_{\text{Stahl}}$ zu, so folgen die Beanspruchungen des ungerissenen Tragwerkes ungefähr den Spannungstrajektorien des einfachen, homogenen Balkens, wobei den Flächenelementen des Stahles gegenüber denjenigen des Betons eine n -fache Wertigkeit zukommt. Für genauere Untersuchungen muss dabei « n » als das, von der Beanspruchung abhängige und über den Querschnitt variable Verhältnis der Verformungsmoduli von Stahl und Beton berücksichtigt werden:

$$n = \frac{V_{\text{Stahl}}}{V_{\text{Beton}}}$$

Für die Balken unserer Versuche sind die Trajektorien ohne Berücksichtigung des Armierungsverlaufes in Bild 1 dargestellt⁴⁾.

Bei beginnender Rissbildung tritt eine wesentliche Störung dieses Bildes ein, und der genaue Spannungsverlauf kann nicht mehr einfach überblickt werden. Die grossen Betondruck- und Stahlzug-Spannungen können jedoch unter folgenden Annahmen einigermaßen zutreffend berechnet werden: einerseits sollen keine Zugspannungen in Richtung der Balkenaxe durch den Beton aufgenommen werden können, und andererseits sollen die Risse noch so klein sein, dass sie die Uebertragung von Schubkräften durch Verzahnung ermöglichen. Dies führt zu Trajektorien, wie sie aus Bild 2 ersichtlich sind.

Tritt infolge mangelnder Haftung ein Gleiten der Zugarmierung bis in die Auflager auf, so stellen sich gegenüber den eben beschriebenen Fällen grundsätzliche Veränderungen ein: Unser Tragwerk verliert seine Eigenschaft als Balken und wird — welche Schlankheit es auch habe — zu einem Bogen mit Zugband (Bild 3). Die Grösse dieser Bogenwirkung hängt sowohl von den Verbundeigenschaften der Armierung als auch von der Balkenform ab.

Die wesentlichen Konsequenzen, die dieser Uebergang zur Folge hat, können wohl am besten am Extremfall völlig mangelnder Haftung veranschaulicht werden; es sind etwa die folgenden:

a) Die maximalen Kräfte des Zuggurtes können gegen die Auflager hin nicht abgebaut, sondern müssen unvermindert durch Endverankerungshaken abgefangen werden. Dies führt zu einer sehr starken Beanspruchung der Auflagerzone.

⁴⁾ In Wirklichkeit werden die Spannungstrajektorien von der Armierung abgelenkt, sie werden von letzterer quasi «angezogen».

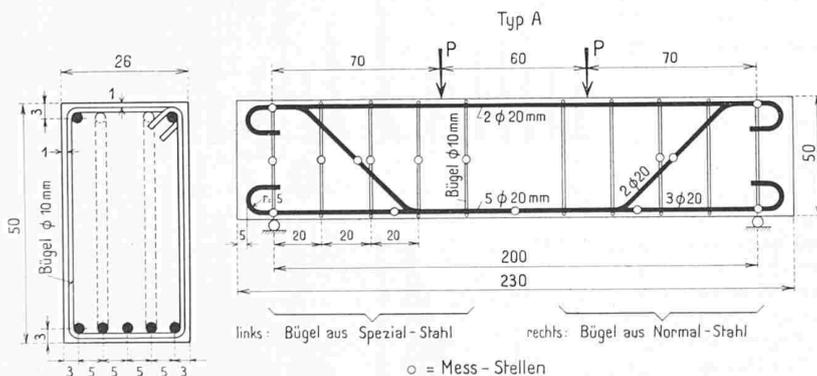


Bild 5a. Versuchsbalken Typ A. (Trajektorienarmierung)

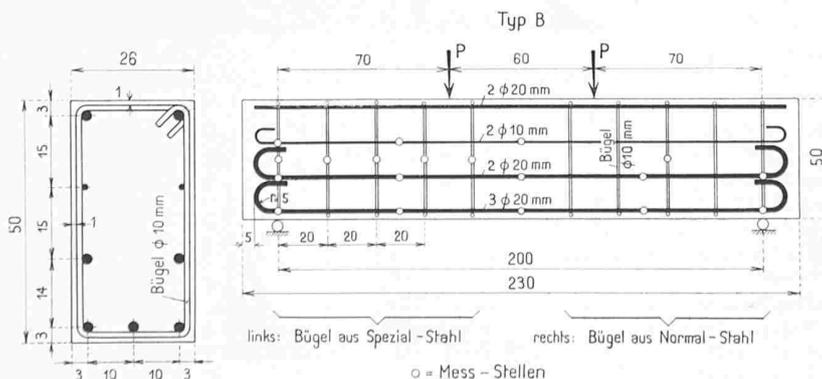


Bild 5b. Versuchsbalken Typ B. (Orthogonalarmierung)

b) Bis die Endverankerungshaken zur vollen Wirkung gelangen, wird sich ein gewisser Schlupf der Stahleinlagen einstellen. Daher muss sich die Beton-Zugzone anfänglich stärker verformen als die Armierung, was wiederum bewirkt, dass die Zugbeanspruchung des Betons grösser ist als auf Grund der aufgetragenen äusseren Belastung berechnet wird. In dieser ersten Phase verhält sich ein solcher Balken ungefähr so, wie wenn keine Armierung vorhanden wäre.

c) Wären Haftspannungen der Längsarmierung möglich, so hätten sie die Aufgabe, die Kräfte des Zuggurtes durch den «Beton-Steg» in den Druckgurt zu leiten. Dadurch entstünden schiefe Zug- und Druck-Hauptspannungen. Fehlt nun die Haftung, so können diese schiefe Hauptspannungen gar nicht auftreten, und daher werden sich keine schrägen, sondern nur vertikale Risse bilden. Dies mag überraschen, doch bedeutet schlechte Haftung immer eine Verminderung der schiefen Hauptzugspannungen, deren Grösse ja der Berechnung der Schubspannung zugrunde gelegt wird.

d) Mit zunehmender Belastung wird der Bogen länger und die Pfeilhöhe kleiner. Da der Bogen ausgefüllt ist, wird er sich auf das Zugband abstützen. Demzufolge werden Bügel und Beton der dazwischen liegenden Bogenfüllung nicht auf Zug, sondern in vertikaler Richtung auf Druck beansprucht.

Alle unsere linearen Beton-Tragwerke werden zwischen den beiden hier skizzierten Extremfällen «reiner Balken» ($\epsilon_{\text{Stahl}} = \epsilon_{\text{Beton}}$) und «reiner Bogen» ($\tau_H = 0$) liegen. Es wird sich aber zeigen, dass die Bogenwirkung auch bei Stählen mit guten Verbundeigenschaften durchaus vorhanden sein kann und dass sie demzufolge die Schubbeanspruchung beträchtlich zu beeinflussen vermag.

B. Die Versuche

1. Balkentypen und Armierung

Die Versuchsreihe umfasste im ganzen sechs Balken, drei mit Trajektorienarmierung (mit «Typ A» bezeichnet) und drei mit Orthogonalarmierung (Typ B). Bei den Typen A wurden zwei der untern Längseisen zur Schubspannung aufgebogen, während bei den Balken-Typen B Bügel und Längseisen zu einem rechteckigen Netz zusammengefügt wurden (Bilder 4a und 4b). Die Beton- und Stahlabmessungen sind aus den Bildern 5a und 5b ersichtlich. Trotzdem gedrungene Plattenbalken am ehesten zu Schubbrüchen neigen, wurden in diesen Versuchen nur Balken mit rechteckigem Querschnitt gewählt, um möglichst übersichtliche Spannungsverhältnisse zu erreichen. Die Variation der Haftverhältnisse geschah durch die Wahl von drei verschiedenen Stahlprofilen, nämlich:

Polierter Rundstahl, Tor-Stahl 40, Gewinde-Stangen (metrisches Gewinde).

Die Bügel der einen Balkenhälfte waren von gleichem Profilstahl wie die Längsarmierung, während für die andere Hälfte gewöhnlicher Betonrundstahl (St 37) verwendet wurde. Da das Abbiegen der Gewindestangen erhebliche Mühe bereitet, wurden hier die Endverankerungshaken weggelassen, was bei den ausgezeichneten Verbundeigenschaften dieser Profile keine Gleitgefahr hervorrief. In den Krümmungen der Bügel und der Schrägeisen wurde das Gewinde örtlich abgedreht, um ein kaltes Abbiegen zu ermöglichen. Die Festigkeitseigenschaften der Stähle sind in der Tabelle 1 (Seite 12) aufgeführt.

2. Versuchsanordnung

Um Beanspruchungen von Stahleinlagen im Beton messen zu können, werden oft Strain-Gauges auf die Armierung geklebt und gut gegen die Feuchtigkeit des Frischbetons abgedichtet. Diese Abdichtung unterbricht aber die Haftung gerade an der Mess-Stelle und kann damit die Resultate örtlich wesentlich verfälschen. Um dieser unerwünschten Erscheinung zu begegnen, hat man die Strain-Gauges in den Stahleinlagen selbst angeordnet. Zu diesem Zwecke sind an den Mess-Stellen feine Schlitzes von 1 mm Breite in die Armierung gefräst und dann Strain-Gauges eingeklebt worden. Vor dem Einbringen der Strain-Gauges wurden deren Zuleitungsdrähtchen mit dünnen Thermoplast-Röhrchen umhüllt. Die Abdichtung gegen Feuchtigkeit geschah durch Ausgiessen des Schlitzes mit Paraffin. Da dieses relativ weich ist, drückt es bei der Verformung des Stahles wenig auf den Mess-Strei-

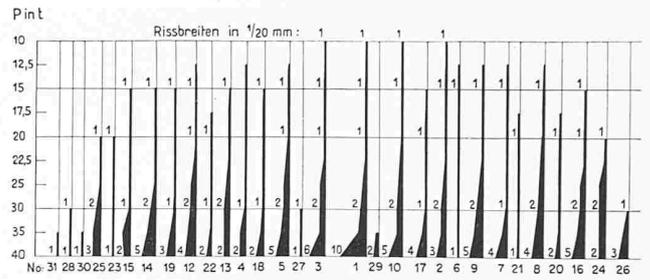


Bild 8a. Balken Typ A (Trajektorienarmierung) Gewindestangen

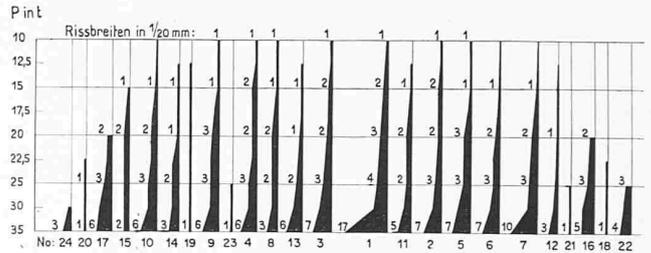


Bild 8b. Balken Typ B (Orthogonalarmierung) Gewindestangen

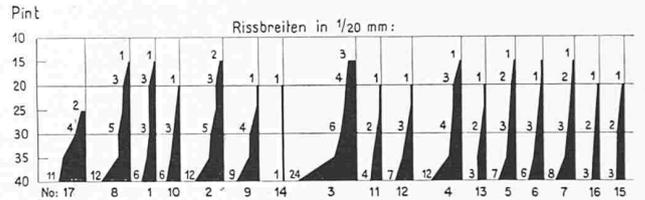


Bild 8c. Balken Typ A (Trajektorienarmierung) ST Tor 40

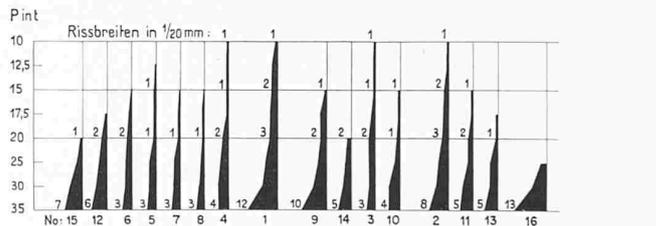


Bild 8d. Balken Typ B (Orthogonalarmierung) ST Tor 40

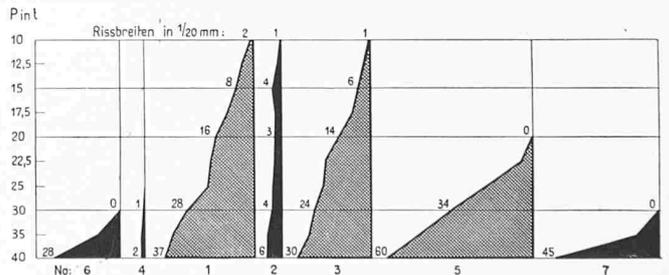


Bild 8e. Balken Typ A (Trajektorienarmierung) pol. Rundeisen

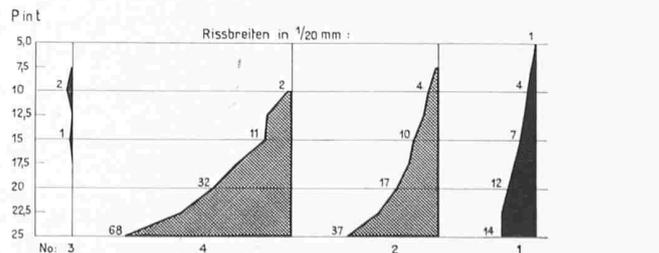


Bild 8f. Balken Typ B (Orthogonalarmierung) pol. Rundeisen

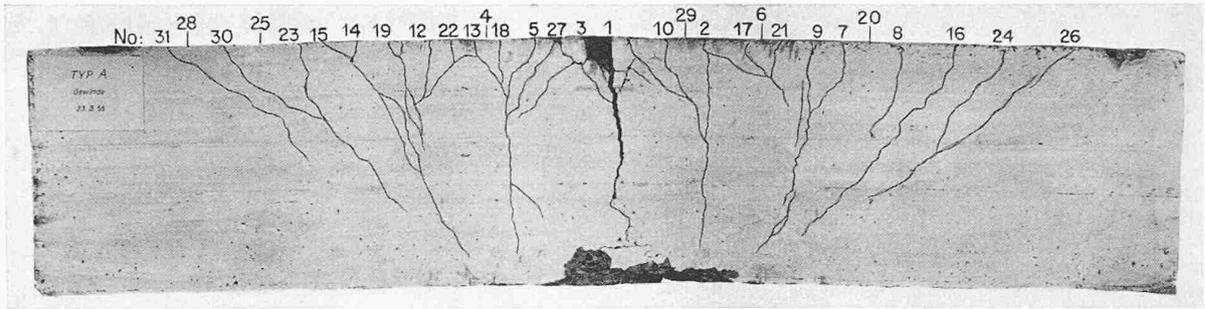


Bild 8a.

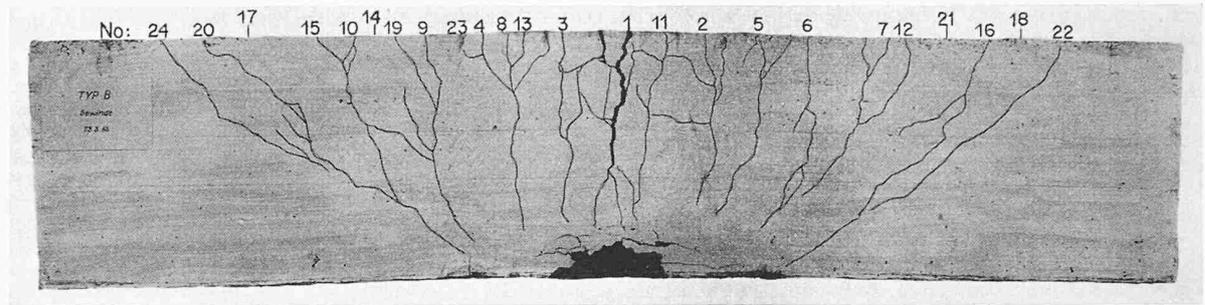


Bild 8b.

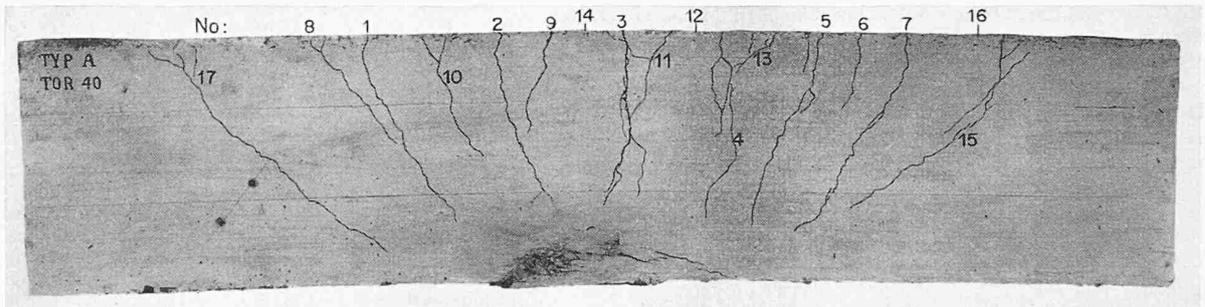


Bild 8c.

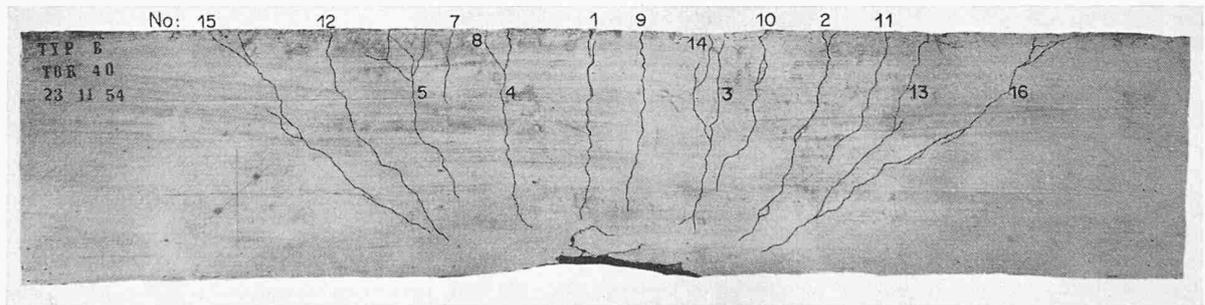


Bild 8d.

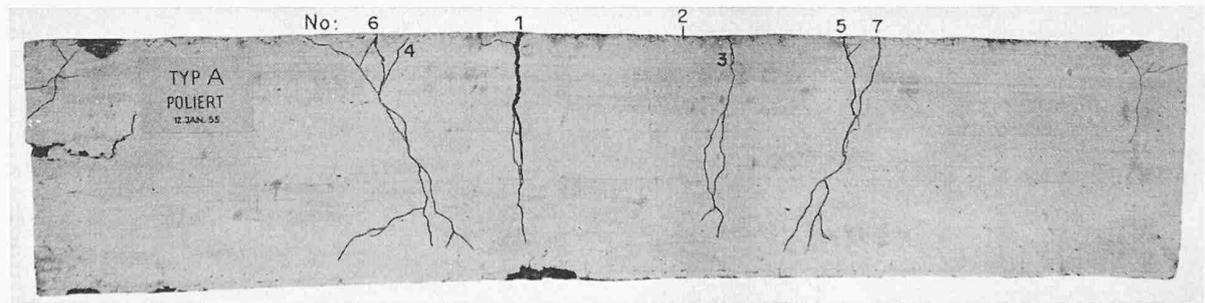


Bild 8e.

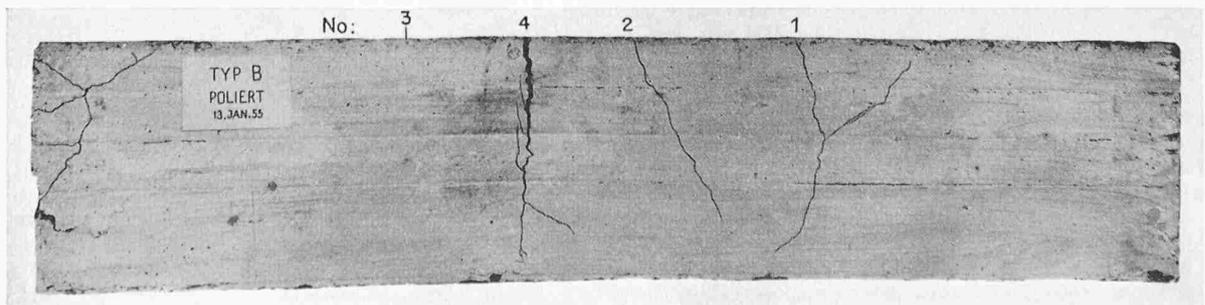


Bild 8f.

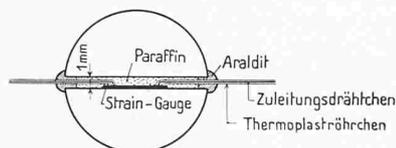


Bild 7. Querschnitt durch einen Armierungsstab; Anordnung der Strain-Gauges im gefrästen Schlitz

fen und verursacht so keine sekundäre Veränderung des Ohmschen Widerstandes. Um diese Abdichtung noch zu verbessern und um die Zuleitungsdrähtchen gegen Abscheren zu schützen, wurde die Paraffinschicht am Schlitzrande ungefähr 1 mm tief weggekratzt und durch Araldit, der wesentlich fester ist, ersetzt (Bild 7). An einem derartigen präparierten Probestab, der mit Beton umgeben war, wurde nach zehntägiger Wasserlagerung ein Zugversuch durchgeführt. Die gemessenen Beanspruchungen stimmten mit den aufgetragenen Belastungen sehr gut überein.

Damit war die Möglichkeit gegeben, den Verlauf der Stahlspannungen an charakteristischen Stellen zu verfolgen, ohne die Verbundeigenschaften örtlich wesentlich zu stören. Ueber die Lage der einzelnen Strain-Gauges geben die Bilder 4 und 5 Auskunft.

Neben dieser hauptsächlichlichen Untersuchung der Stahlspannungen wurden in den Versuchen noch die Riss- und Bruchlasten, die Rissweiten und die Durchbiegungen bestimmt. Was die allgemeine Versuchsanordnung (Bild 6) betrifft, so sei noch bemerkt, dass die Balken beidseits auf Rollen gelagert waren, um eine symmetrische Rissbildung zu erzielen.

Tabelle 1. Bruch- und Risslasten der geprüften Balken sowie Festigkeitswerte der verwendeten Materialien

		Bruchlast t	Risslast t	Beton		Stahl	
				$d \beta_w$ kg/cm ²	β_z Stahl kg/cm ²	$\sigma_{0.2}$ kg/cm ²	
Poliert	Typ A	43,8	10	437	5400	4970	
	Typ B	27,4	5	455	5400	4970	
Tor 40	Typ A	42,8	15	428	5000	4000	
	Typ B	38,7	10	434	5000	4000	
Gewinde	Typ A	44,9	10	496	5300	4960	
	Typ B	38,4	7,5	473	5300	4960	

3. Bruchlasten und Rissbildung

Trotzdem die Bruchlasten keine näheren Schlüsse auf die Wirksamkeit eines Armierungssystems zulassen, sind sie vollständigshalber in Tabelle 1 zusammen mit den entsprechenden Festigkeitswerten von Stahl und Beton angegeben. Die Rissbilder der sechs Balken (Bilder 8a bis 8f) bestätigen die Aussagen, wie sie in der Einleitung über die Bogenwirkung gemacht worden sind: die Balken mit schlecht haftender Armierung (polierter Rundstahl) weisen nur annähernd senkrechte Risse auf, während bei guter Haftung die Risse im Bereich der Querkraftbeanspruchung deutlich schräg verlaufen. Die grösste Zahl der Risse bildeten sich bei der Gewindestangen-Armierung. Dabei war die Summe der Rissbreiten um so kleiner, je mehr Risse auftraten, was den Erkenntnissen aus Djabrys Haftversuchen entspricht. Schluss folgt

WETTBEWERBE

Schulanlage Riedenhaldenstrasse Zürich-Affoltern (SBZ 1955, Nr. 53, S. 818). Das Preisgericht empfiehlt einstimmig, die Weiterbearbeitung der Bauaufgabe dem mit dem 1. Preis ausgezeichneten Verfasser, Roland Gross, zu übertragen.

Saalbau in Boudry NE. Beschränkter Projektwettbewerb unter fünf Eingeladenen, mit je 500 Fr. fest honorierten Architekturfirmen. Architekten im Preisgericht: J. Béguin, Neuenburg, Ed. Calame, Neuenburg, R. Chapallaz, La Chaux-de-Fonds; Ersatzmann J. P. de Bosset, Neuenburg. Ergebnis:

- Preis (1200 Fr. und Empfehlung zur Weiterbearbeitung)
Claude Pizzera, Neuenburg
- Preis (700 Fr.) M. Billeter, Neuenburg
- Preis (600 Fr.) Gabus & Dubois, Neuenburg/Locle

MITTEILUNGEN AUS DER G.E.P.

Zufolge einer Mitteilung des Eidg. Politischen Departementes werden die Diplome der ETH und der EPUL in der Republik Libanon als gültig anerkannt.

Im Bericht über den akademischen Fortbildungskurs 1955 (SBZ 1955, Nr. 53, S. 819) ist nachzutragen, dass wir die Organisation dieses Kurses der sicheren Hand von Prof. Dr. W. Saver verdanken.

ANKÜNDIGUNGEN

Klimakunde, Hygiene und Städtebau ist das Thema einer Tagung, die Donnerstag, den 12. Januar, und Freitag, den 13. Januar 1956, im Schloss Morsbroich in Leverkusen-Schlebusch stattfindet. Anmeldung bis 10. Jan. an den Veranstalter, das Institut für Städtebau und Landesplanung der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Reiffmuseum, wo auch das Programm bezogen werden kann.

9. Internat. Kongress für angewandte Mechanik, Brüssel 1956. Er wird durchgeführt vom 5. bis 13. September, und zwar in zwei Sektionen: 1. Mechanik der Flüssigkeiten und Aerodynamik, 2. Mechanik der festen Körper (Dynamik, Vibrationen, Elastizität und Plastizität). Ausserdem sind allgemeine Vorträge geplant. Kongresssprachen sind französisch und englisch; Zusammenfassungen von Beiträgen sind dem Sekretariat bis 15. April einzureichen, während die Anmeldung zur einfachen Teilnahme bis am 30. Juni zu geschehen hat. Ueber alle Einzelheiten orientiert das Programm, das bei den zwei schweizerischen Mitgliedern des Kongresskomitees (Prof. J. Ackeret und Prof. H. Favre) bezogen werden kann, sowie bei Prof. H. Ziegler, ETH, oder beim Sekretariat des Kongresses, Université Libre de Bruxelles, 50 Avenue Roosevelt, Brüssel.

Wasserbeschaffung und -aufbereitung; Behandlung häuslicher und industrieller Abwasser. Ueber diese Themen führt die Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz an der ETH (EAWAG) in Zürich in den Tagen vom 24. bis 29. September 1956 einen Fortbildungskurs durch. Ein detailliertes Kursprogramm wird demnächst erscheinen.

Vorträge

7. Jan. (heute Samstag) ETH Zürich. 11.10 h im Auditorium 3c des Hauptgebäudes. Antrittsvorlesung von PD Dr. L. Haas: «General Maurus Meyer von Schauensee und die französische und helvetische Revolution (Nach unveröffentlichten Papieren).»
9. Jan. (Montag) Naturforschende Gesellschaft in Zürich, 20.15 h im Auditorium I, Hauptgebäude der ETH. Dr. W. Lüdi, Direktor des Geobotanischen Instituts Rübel, Zürich: «Die Pfahlbauten als naturwissenschaftliches Problem.»
11. Jan. (mercredi) Association Amicale Parisienne. 21 h à la «Rôtisserie Gaillon», Place Gaillon, Paris 2^e. Trois films sonorisés en français sur: Le Pont suspendu du Golden Gate (San Francisco), Les Mayas à Travers les Ages (en couleurs), Le Tunnel Lincoln sous le Hudson (New York). La présentation de ces films sera précédée comme d'habitude par un Diner facultatif à 19 h 30.
11. Jan. (Mittwoch) Geographisch-Ethnographische Gesellschaft Zürich. 20.15 h im geograph. Institut der ETH, Sonneggstr. 5. Prof. Ed. Imhof: «Reliefkarten kleiner Masstäbe.»
12. Jan. (Donnerstag) STV Bern. 20.15 h im Hotel Bristol. Dipl. Ing. E. Jann: «Die Anforderungen moderner Vergasermotoren an den Treibstoff.»
13. Jan. (Freitag) Technischer Verein Winterthur. 20 h im Casino. W. Geilinger, Dipl.-Ing., Winterthur: «Stahlhochbau.»
13. Jan. (Freitag) S. I. A. Bern. 20.15 h im Hotel Bristol, 1. Stock. Prof. Dr. E. Stiefel, ETH: «Erfahrungen im Einsatz von elektronischen Rechenmaschinen unter spezieller Berücksichtigung von Schwingungsforschung und Baustatik.»

Nachdruck von Bild und Text nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Für den Textteil verantwortliche Redaktion: Dipl. Bau-Ing. W. JEGHER, Dipl. Masch.-Ing. A. OSTERTAG Dipl. Arch. H. MARTI