Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 113/114 (1939)
Heft: 20

Artikel: Ursachen und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken
Autor: Bächtold, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-50494

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: 13.12.2025

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

INHALT: Ursachen und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken. — Eidgenössisches Amt für Verkehr. — Neuere Arbeiten der Architekten Frey & Schindler, Olten-Zürich. — Mitteilungen: Solidarhaftung von Architekt und Unternehmer. Automatische Grosskälteanlage für industrielle Luftkonditionierung. Eine schalldichte Kammer. Ein mächtiger norwegischer Lokomotivtyp. Eine grosse Heber-Anlage. Eine Trolleybuslinie in Zürich. Die Gesellschaft selbständig praktizierender Architekten Berns. — Wettbewerbe: Schulhaus mit Turnhalle und Kanzleiräumen in Hünenberg (Kt. Zug). «Pavillon Galland» im Altersasyl Vessy (Genf). Plastischer Schmuck am Quai Gustave Ador in Genf. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Band 113 Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich Nr. 20
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Ursachen und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken

Von Dipl. Ing. J. BÄCHTOLD, bei Locher & Cie., Zürich[1])

Risse im Eisenbeton lassen darauf schliessen, dass eine Relativbewegung zwischen Stahl und Beton stattgefunden hat und der Verbund, wenigstens stellenweise, zerstört ist (Abb. 1a). Diese Relativbewegung ist bedingt durch die verschiedene Dehnbarkeit von Beton und Stahl. Beton allein kann im günstigsten Fall eine Dehnung von 0,2 ‰ erleiden. Würde sich der Beton in Verbindung mit Armierung gleich verhalten wie unarmiert, so müssten Stahlzugspannungen von über 400 kg/cm² — entsprechend Dehnungen von über 0,2 ‰ — stets Risse im Beton zur Folge haben. Ein solches unverändertes Verhalten des Betons ergäbe eine Spannungsverteilung zwischen zwei Rissen gemäss Abb. 1b. Die Adhäsion ist gestört. Die Spannungsübertragung zwischen Stahl und Beton erfolgt durch Haft- bzw. Gleitreibung, hauptsächlich erzeugt durch den Schwinddruck, den der Beton

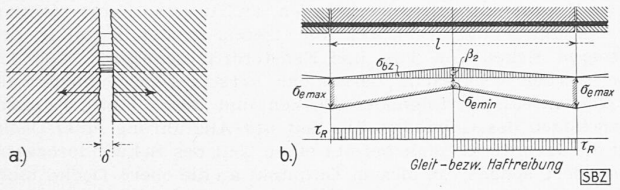

Abb. 1. Vollständiges Lösen des Zusammenhanges zwischen Stahl und Beton; keine elastische und plastische Dehnung des Betons in der Nähe der Armierung

auf den Stahl ausübt. Durch die Haftspannungen, die in Form von Reibung ungefähr gleichmässig verteilt sind, wird ein Teil der Zugkraft vom Stahl auf den Beton übertragen, der erste also entlastet. Dies geht soweit, bis die Zugfestigkeit des Betons (β_z) erreicht ist. Ist die Zugkraft des Stabes oder Balkens zwischen zwei Rissen unveränderlich, so liegt die Stelle grösster Betonzugspannungen in der Mitte. Hier wechselt die Haftspannung das Vorzeichen, die Stahlzugspannungen nehmen wieder zu und die Betonzugspannungen ab bis auf 0 beim nächsten Riss. Im Rissquerschnitt entspricht die Stahlspannung der rechnerischen ($\sigma_{e\,max}$). Das $\sigma_{e\,min}$ zwischen zwei Rissen lässt sich berechnen aus:

$$\sigma_{e\,min} = \sigma_{e\,max} - \tau_R \frac{F_u}{F_e} \frac{l}{2}$$

Darin bedeuten τ_R die Haftspannung (Reibung), F_u die Stahloberfläche pro Längeneinheit, F_e den Stahlquerschnitt und l die Rissdistanz. Aus der Ueberlegung heraus, dass die Rissdistanz l das Doppelte der Strecke ist, die es braucht, um die Betonzugspannungen von 0 auf β_z anwachsen zu lassen, kann l berechnet werden nach der Formel $l = \frac{2 F_b \beta_z}{\tau_R F_u}$. Darin bedeuten F_b den Betonquerschnitt — bei Biegung der halbe Querschnitt der Betonzugzone — und β_z die Betonzugfestigkeit. Aus der Differenz der Betondehnung und der Stahldehnung ergibt sich die Rissweite:

$$\delta = \left\{ \frac{\sigma_{e\,max} + \sigma_{e\,min}}{E_e} - \frac{\beta_z}{E_b} \right\} \frac{l}{2}$$

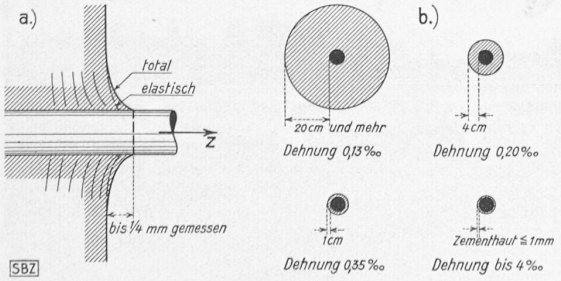

Abb. 2. Elastische und plastische Dehnung des Betons nahe der Oberfläche der Armierung

Obschon diese angenommene einfache Spannungsverteilung der Wirklichkeit nicht ganz entspricht, erlauben die obigen Formeln, Distanz und Grösse der zu erwartenden Risse angenähert zu bestimmen, bzw. die notwendige Armierung zu ermitteln, um die Rissbildung innerhalb gewisser Grenzen zu halten. Dass die tatsächlichen Verhältnisse komplizierter sind, als sie oben angenommen wurden, beweist schon die Erfahrung, dass oft Dehnungen weit über 0,2 ‰ ohne Rissbildung vorkommen. Ueber die Vergrösserung der Dehnbarkeit des Betons in Verbindung mit Eisen und Stahl geben die Versuche von Emperger, Graf, Abrams, Glanville und andern Aufschluss. Der Beton kann in unmittelbarer Nähe der Stahloberfläche zu sehr grossen Dehnungen gezwungen werden (Abb. 2a). Werden, um dies zu bebeweisen, Stahlstäbe mit einer dünnen Betonschicht umhüllt und auf Zug beansprucht, so ist die Dehnbarkeit der Betonhülle umso grösser, je geringer ihre Stärke ist (Abb. 2b). Bei 20 cm und mehr Betonstärke ist die Dehnbarkeit gleich wie beim unarmierten Beton; bei 4 cm Umhüllung um rd. 50 % grösser und die eigentliche Zementhaut von weniger als 1 mm Stärke kann Dehnungen von 4 ‰ und mehr ausführen, ohne zu reissen (Abb. 2b). Aus Abb. 2a kann ferner der Schluss gezogen werden, dass bei Ueberschreitung der Dehnbarkeit der Betonoberfläche ein Riss nicht unbedingt bis zur Stahleinlage durchgehen muss. Dringt aber bei sehr grosser Dehnung ein Riss doch bis zur Armierung vor, so beschränken die erzwungenen, teils elastischen, teils plastischen Dehnungen die Trennung zwischen Stahl und Beton auf die unmittelbare Umgebung des Risses. Die Haftung bleibt daher auch nach Eintritt von Rissen grösstenteils intakt, und die Spannungsverteilung ist nicht unstetig und sprunghaft, sondern ausgeglichen, etwa gemäss Abb. 3.

Wie bereits früher erwähnt, kann die Rissbildung trotz etwas anderer Spannungsverteilung nach den dort abgeleiteten Formeln abgeschätzt werden, wenn anstelle der normalen Betondehnung bzw. Betonzugfestigkeit die der Betonüberdeckung entsprechenden grösseren Werte eingesetzt werden. Die Ueberlegungen, die zu den Formeln für die Rissdistanz und Rissweite geführt haben, zeitigen auf jeden Fall das Ergebnis, dass die Rissweite umso kleiner ist, je geringer die Rissdistanz ist, und dass diese wiederum durch Vergrösserung der Haftfestigkeit und der Haftfläche vermindert werden kann. Für die Rissbekämpfung lässt sich somit folgende Forderung aufstellen: Es sind möglichst alle spannungserzeugenden Einflüsse zu erfassen! D. h. nicht nur die Belastungen und die normalen Temperatur- und Schwindeinflüsse sollen in Rechnung gestellt werden, sondern auch die Schwindspannungen infolge einseitiger Armierung, die verschiedenen Möglichkeiten der Behinderung der Temperatur- und Schwinddeformationen, der Einfluss des verschiedenen Schwindmasses von zusammenhängenden, aber zu verschiedenen Zeitpunkten ausgeführten Eisenbetonbauteilen sind zu berücksichtigen. Ferner sind die Spannungen aus einseitigen Temperaturänderungen infolge Sonnenbestrahlung, Schneeanhäufungen, Berührung mit dem Erdreich, mit Grund- oder Tagwasser abzuschätzen. Unter Berücksichtigung der ungünstigsten Spannungskombinationen ist die Dimensionierung so vorzunehmen, dass keine Zugspannungen bzw. Dehnungen entstehen, die die Dehnbarkeit des Betons übersteigen. Um diese Dehnbarkeit möglichst zu steigern, ist eine geringe, aber kompakte, dehnungsfähige Betonüberdeckung und grosse Haftung anzustreben. Die Erfüllung dieser Forderungen bedingt eine weit-

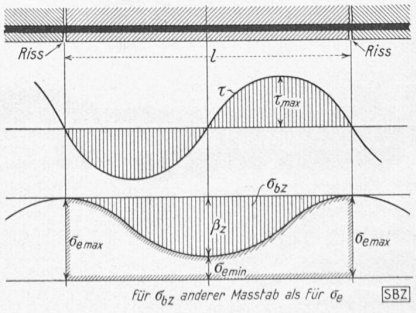

Abb. 3. Spannungsverlauf zwischen zwei Rissen der elast. und plast. Dehnung des Betons in der Nähe der Armierung

[1]) Auszug aus einem Referat, gehalten in der S. I. A.-Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau am 10. Dezember 1938.

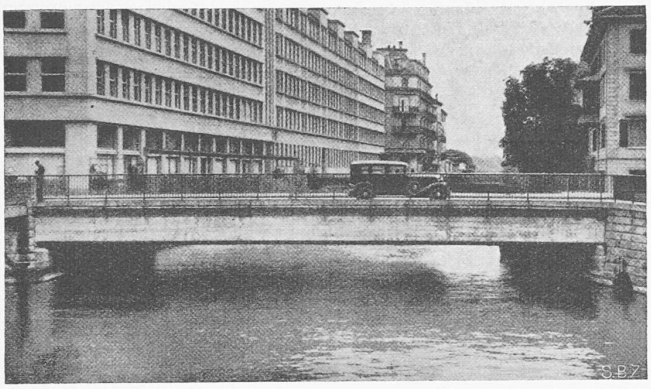

Abb. 5. Plattenbalkenbrücke von 21,5 m Stützweite

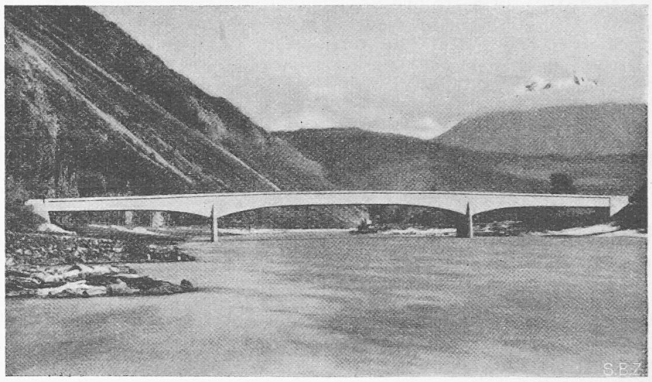

Abb. 6. Rechteckbalken, Spannweite Mittelöffnung 45 m

gehende Auflösung der Armierung in kleine Kaliber und Verteilung nahe der Betonoberfläche, eventuell noch Vergrösserung der Haftfestigkeit durch Verwendung von Stahl mit besonderer Oberflächenbeschaffenheit, wie z. B. Istegstahl. Eine extreme Auflösung der Armierung wird beim sog. Stahlsaitenbeton[2]), wie er in Deutschland hergestellt wird, erreicht.

Anhand einiger Beispiele von ausgeführten Bauwerken mit Rissbildungen möge das Rissproblem noch etwas von der praktischen, erfahrungsmässigen Seite her beleuchtet werden. Ich verzichte darauf, die Beispiele zu nennen, sondern beschränke mich auf die Beschreibung, die zum Verständnis der Rissursachen notwendig ist. Abb. 4, 5 und 6 zeigen drei weitgespannte Balkenbrücken mit Rissen in der Zugzone der Hauptträger. Die gemeinsamen Merkmale sind folgende: die Armierung ist so angeordnet, dass nur mit einer geringen Erhöhung der ursprünglichen Dehnungsfähigkeit des Betons gerechnet werden kann, d. h. die Armierung ist sehr stark massiert, z. T. auch sehr tief im Beton liegend, und es fehlt eine Oberflächenarmierung. Die Betonzugfestigkeit bzw. Dehnbarkeit ist verhältnismässig klein. Dass mit geeigneter Armierung die notwendige Dehnbarkeit des Betons hätte erreicht werden können, beweist der Umstand, dass die Risse in der Nähe der Armierung z. T. verschwinden (Abb. 7). Bei der Brücke von Abb. 8, die Spannweiten bis 39 m aufweist, haben wir der Rissverhütung durch eine Dimensionierung Rechnung getragen, die keine rechnerischen Betonzugspannungen über 60 kg/cm² ergab. Um die zusätzlichen Betondehnungen infolge innerer Schwindspannungen, Lagerreibung und einseitiger Temperatureinwirkungen ohne Rissbildung zu ermöglichen, ist eine Oberflächenarmierung längs des ganzen Umfanges der Trägerrippen angeordnet worden. Dank dieser Massnahmen konnten Rissbildungen in den Trägern praktisch vermieden werden.

Eine andere Kategorie von Rissen kann oft in weit ausladenden Gehwegauskragungen von Eisenbetonbrücken beobachtet werden (Abb. 9). Sie finden sich hauptsächlich im Bereich der negativen Balkenmomente und werden verursacht durch diese Momente und durch einseitige Schwind- und Temperaturdeformation. Die starke Armierung im oberen Teil der Trägerrippen (Abb. 10a) setzt das Schwinden beträchtlich herab. Diese einseitige Schwindbehinderung der Auskragung, kombiniert mit rascherem Austrocknen (Schwinden) und mit einer rascheren und stärkeren Abkühlung der weniger massiven äusseren Teile der Auskragung gegenüber den innern und der Rippe, ergibt die gleiche Wirkung, wie die Verschiedenheit des radialen und tangentialen Schwindmasses beim Holzbalken (Abb. 10 b, c, d). Querfugen im Bereich der negativen Momente (Abb. 10e), wie sie bei manchen deutschen Reichsautobahnbrükken ausgeführt wurden, verhindern weitgehend ein Ueberfliessen der Biegungszugspannungen von den Trägerrippen in die Auskragung. Diese Biegezugspannungen können auch durch besondere ausführungstechnische Massnahmen von der Auskragung ferngehalten werden, so z. B. durch späteres Betonieren der Auskragung, nachdem die Trägerrippen ausgerüstet und eventuell noch künstlich vorbelastet worden sind. Mit Rücksicht auf die unvermeidlichen Schwind- und Temperaturdifferenzen kann aber auf zweckmässige Längsarmierung in den Auskragungen nicht verzichtet werden.

Auf weitere Rissbeispiele an Brücken möchte ich nicht eintreten, sondern noch auf eine Anzahl Risserscheinungen im Eisenbetonhochbau hinweisen. Es sei hier zunächst einmal der häufigen Rissbildung an Stützenköpfen, an Tür- und Fensterstürzen Erwähnung getan (Abb. 11). Sie treten in der Regel in den äusseren Ecken von Tür- und Fensteröffnungen auf (Abb. 12) und werden verursacht durch das verschiedene Schwindmass zweier aufeinanderfolgender Decken und durch steife Eckkonstruktionen des Gebäudes. Zur Zeit der Ausführung einer Decke hat die darunterliegende bereits einen Teil des Schwindprozesses absolviert, sodass von diesem Zeitpunkt an die obere Decke mehr schwindet als die untere. Besonders deutlich ist dieses Verschiebungsbild im untersten Stockwerk, indem die Fundamente als mehr oder weniger unverschieblich angesehen werden können, sodass beinahe das gesamte Schwindmass und die gesamten Temperaturverschiebungen zur Auswirkung kommen können. Der Umstand, dass jeder Bauteil gegenüber dem darunterliegenden ein relativ höheres Schwindmass hat, begünstigt auch die Rissbildung in den Fensterbrüstungen (Abb. 13), vor allem direkt über den Kellermauern oder Fundamenten. Noch eindrücklicher aber zeigt sich dieser Einfluss bei den massiven Brüstungen von Dachterrassen, wo die rasche Austrocknung und eventuelle Abkühlung der allseitig freien Brüstung gegenüber dem zudem noch stärker armierten darunterliegenden Sturz im selben Sinne wirken (Abb. 14).

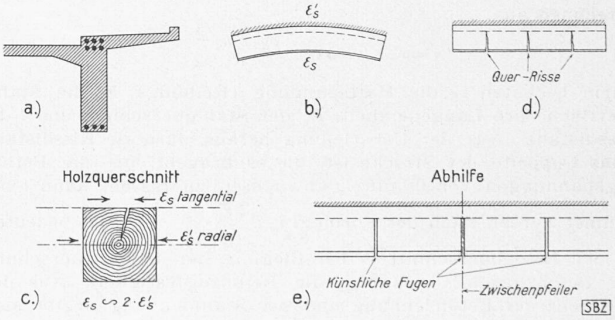

Abb. 10. Balkenbrücke, Gehweg-Auskragung

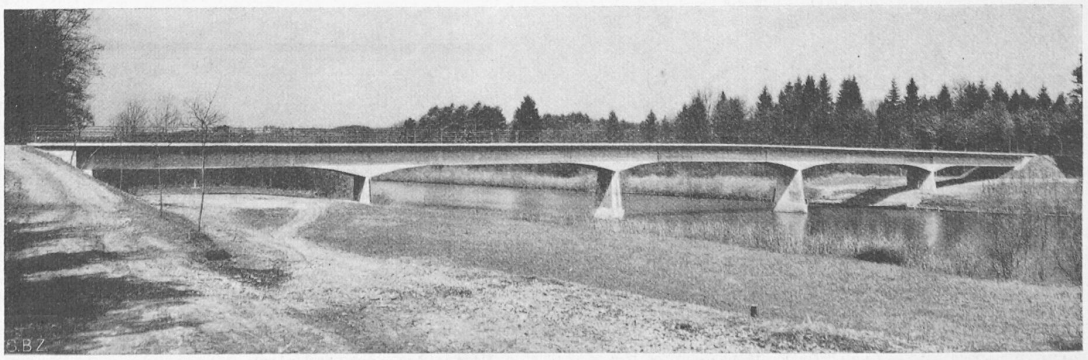

Abb. 4. Plattenbalken-Strassenbrücke über fünf Oeffnungen, grösste Spannweite 24 m

[2]) Vgl. «SBZ» Bd. 112, Seite 91.

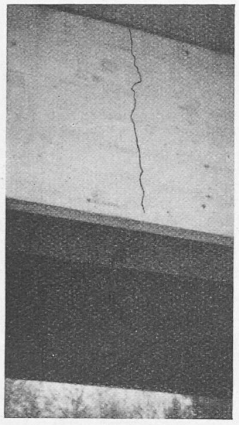

Abb. 7. Hauptträger der Brücke Abb. 4. Riss verschwindet in der Nähe d. Hauptarmierung

Abb. 9. Riss in Gehweg-Auskragung einer Eisenbetonbalkenbrücke mit Sinterbildung

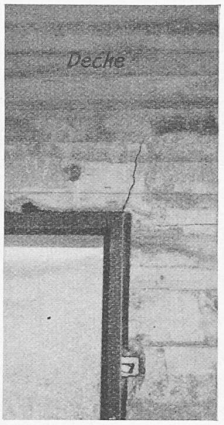

Abb. 11. Riss in einem Türsturz

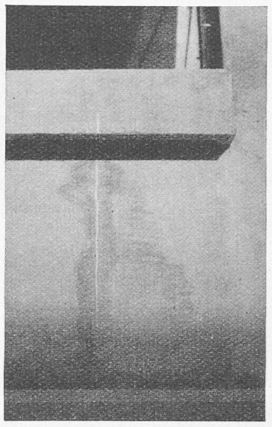

Abb. 13. Riss in Fensterbrüstung, Auslaugung und Sinterbildung beginnt

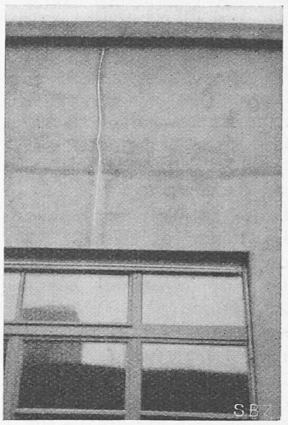

Abb. 14. Riss in massiver Terrassenbrüstung, erkenntlich an beginnender Sinterung

Schwerwiegende Folgen können Risse in Eisenbetondecken haben. Sie treten häufig in Kellerdecken auf, wo infolge der starren Kellermauern und -Stützen Schwind- und Temperaturdeformationen weitgehend verhindert werden. Bei Pilzdecken und kreuzweise bewehrten Decken ist die Rissgefahr nicht gross, besonders wenn genügend obere durchgehende Armierung vorhanden ist. Bei Rippendecken aber, mit der meist schwach armierten Platte, dann bei Plattenbalkendecken, wo oft in den Plattenfeldern keine obere Armierung vorhanden ist — weil nach Rechnung nicht notwendig — sind Risse häufiger, als allgemein bekannt ist. Risse, parallel den Rippen, treten gewöhnlich dann auf, wenn eine auf starren Mauern gelagerte Decke eine grosse Länge senkrecht zu den Rippen hat und nur mit Rücksicht auf die Belastung armiert ist (Abb. 15a). Aber auch Risse senkrecht zu den Rippen, gemäss Abb. 15b, habe ich schon feststellen können, ein Zeichen dafür, dass die stark armierten Rippen die erzwungene Betondehnung ohne sichtbare Rissbildung haben ausführen können, im Gegensatz zu den in Längsrichtung fast gar nicht armierten Platten.

Die zeitliche Verschiebung in der Ausführung der verschiedenen Bauteile, sowie deren verschiedene Deformierbarkeit werden wir nie vermeiden können. Die dadurch entstehenden Relativverschiebungen müssen daher tunlichst ohne Widerstand, d. h. unter Vermeidung innerer Kräfte ermöglicht werden. Dies wird erreicht durch schlanke Stützen und Wände, Pendelstützen, Gleitlager usw. in den äusseren Gebäudeteilen, durch Anordnung der versteifenden Lift- und Treppenhausschächte möglichst in der Mitte des Baues, oder Unterteilung des Gebäudes durch Fugen in der Weise, dass die Bewegungen von den steifen Bauteilen ausgehen können. Durch alle diese Massnahmen können jedoch die erwähnten Zusatzspannungen nicht beseitigt, sondern nur vermindert werden. Es empfiehlt sich daher bei der Austeilung der Armierung eine besondere Rücksichtnahme auf die Rissmöglichkeiten.

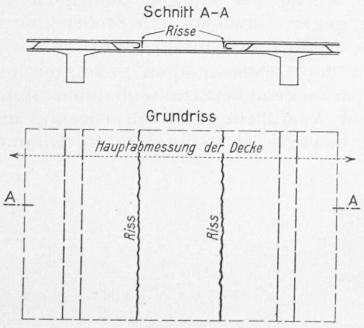

Abb. 15a. Plattenbalkendecke

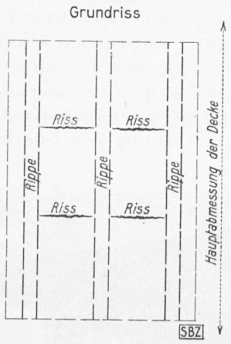

Abb. 15b. Rippendecke

Aus diesen Erwägungen heraus habe ich in der Praxis eine Anzahl Versuche angestellt zur Bestimmung des Einflusses der Anordnung und Stärke der Armierung auf die Rissbildung. Einige wenige dieser Versuche mögen hier kurz beschrieben werden. An einem grossen Eisenbetonhochbau mit vielen genau gleichen Stockwerken erhielten eine Anzahl Brüstungen das übliche weitmaschige Rundeisennetz mit zwei kräftigen Stäben am oberen Rande. Eine weitere Anzahl Brüstungen wurden mit Istegstahl armiert und zwar mit nur ganz dünnen Stäben, über die ganze Oberfläche der Brüstung verteilt, wobei der Gesamtarmierungsquerschnitt in beiden Fällen der gleiche war. Die übrigen Verhältnisse, wie Abmessung, Betoniervorgang usw. waren genau dieselben. Alle mit Rundeisen armierten Brüstungen zeigten bald die üblichen, z. T. klaffenden Risse (Abb. 11 und 14), während die mit Istegstahl armierten auch heute noch keinerlei sichtbare Rissbildungen aufweisen. Gleichartige Versuche wurden mit Tür- und Fensterstürzen ausgeführt mit dem selben Erfolg.

Die theoretischen Betrachtungen am Anfang dieses Referates haben bezüglich Rissverhütung zur Forderung geführt, es sei eine möglichst grosse Haftung zwischen Stahl und Beton und eine geringe, aber einwandfreie Ueberdeckung des Stahles mit Beton anzustreben. Diese Forderung wurde bei den oben angeführten Versuchen durch die Armierung mit Istegstahl in weitgehendem Masse erfüllt. Denn die dünnen Stäbe, mit 1 bis 2 cm Beton überdeckt, gewährleisten eine Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton nahe der Betonoberfläche. Die Haftfläche ist gross, und die spezifische Haftfestigkeit ist zufolge der besonderen Beschaffenheit des Istegstahles ebenfalls sehr gross.

Die Bedeutung der Risse an Eisenbetonbauten wird vom Laien meist überschätzt, vom Fachmann jedoch eher unterschätzt. In statischer Hinsicht sind sie in der Mehrzahl der Fälle harmlos. Die Eisenbetontheorie rechnet mit einem in der Zugzone gerissenen Beton, setzt aber doch eine vollkommene Zusammenarbeit der beiden Baustoffe voraus. Durch die teilweise Zerstörung des Verbundes

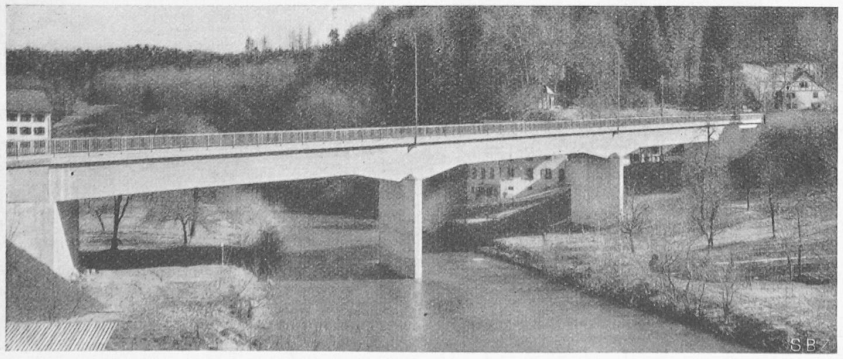

Abb. 8. Schiefe, steigende Brücke. Keine Risse in den Trägern

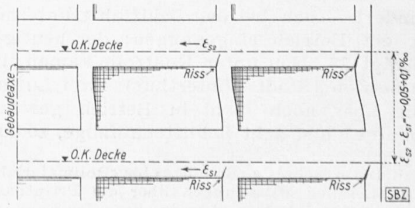

Abb. 12. Risse in Fassadenstürzen, von den Ecken ausgehend

in der Umgebung eines Risses entsteht eine gewisse Unstetigkeit im Verlauf der Nullinie und der Spannungen. Diese Störung dürfte jedoch in Anbetracht der grossen Sicherheit, die bei auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen vorhanden ist, belanglos sein, sofern die Risse nicht an Stellen auftreten, wo der Beton Zugspannungen (Hauptspannungen) ohne Armierung übertragen sollte. Neben diesen statischen Gründen sind meist andere Gesichtspunkte für die Bedeutung der Risse massgebend. Risse können zu Zerstörungen des Betons und der Armierung Anlass geben. Die letztgenannte Zerstörungserscheinung wird oft wahrnehmbar durch Braunfärbung der Sinterung in der Umgebung eines Risses. Es darf jedoch ruhig gesagt werden, dass gefährliche Zerstörungen nur dann zu befürchten sind, wenn Wasserzirkulation durch den Riss möglich ist. Ich möchte in diesem Zusammenhang auch behaupten, dass ich an abgebrochenen Eisenbetonkonstruktionen mehr Rostbildung infolge schlechter Zusammensetzung oder schlechter Verarbeitung des Betons habe konstatieren können, als infolge von Rissen. Auf jeden Fall muss vor einer schematischen Beurteilung der Bedeutung von Rissbildungen gewarnt werden. Aber abgesehen davon, ob Risse für den Bestand des Bauwerkes gefährlich sind oder nicht, bilden sie stets Schönheitsfehler und werden vom Bauherrn nur widerwillig in Kauf genommen. Es liegt daher zweifellos im Interesse der Eisenbetonbauweise, wenn die Fachwelt dem Rissproblem etwas mehr Beachtung schenkt, als es bisher üblich war.

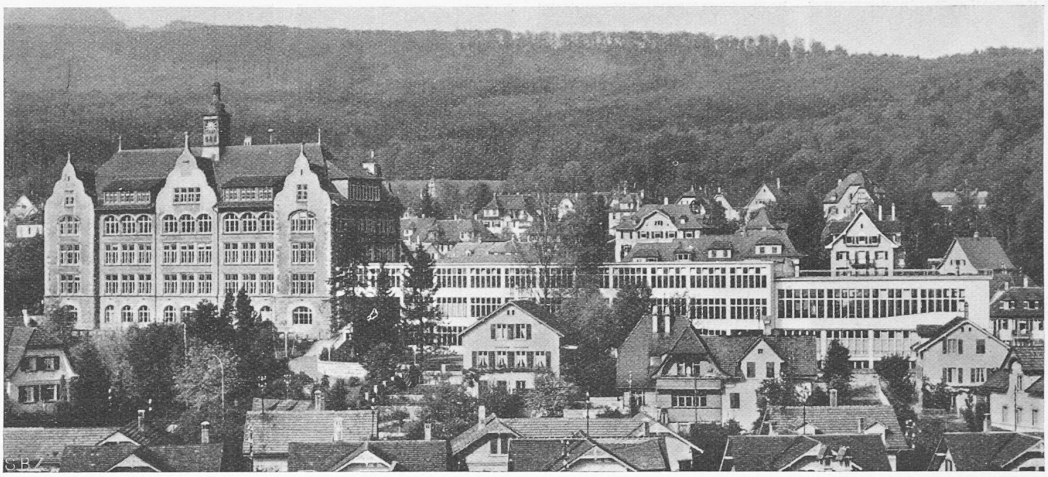

Abb. 1. Alte und neue Schulhausbauten auf dem Frohheimhügel in Olten Text siehe Seite 244

Eidgenössisches Amt für Verkehr

Dem Bericht des Amtes über seine Tätigkeit im vergangenen Jahr entnehmen wir die folgenden Angaben[1]).

Die Revision der internationalen Vereinbarungen über die Technische Einheit im Eisenbahnwesen wurde im Berichtsjahr zu Ende geführt. Alle Mitgliedstaaten haben der Zulassung der beiden Hildebrand-Knorr-Güterzugsbremsen HiKg und HiKgl im internationalen Verkehr zugestimmt. Die im letzten Geschäftsbericht angekündeten neuen internationalen Uebereinkommen über den Eisenbahn-Personen- und Gepäck-Verkehr (I. Ü. P.) und über den Eisenbahnfrachtverkehr (I. Ü. G.) veröffentlichten Vorschriften über die nur bedingungsweise zur Beförderung zugelassenen Gegenstände sind am 1. Oktober in Kraft gesetzt worden.

Einem Antrag der beteiligten Bahnverwaltungen entsprechend hat sich das Departement unter gewissen Bedingungen versuchsweise mit der Einstellung des durchgehenden Personenverkehrs zwischen Evian und Le Bouveret einverstanden erklärt. Die Massnahme wurde unter gleichzeitiger Einrichtung eines genügenden Ersatz bietenden Autobusdienstes auf der genannten Strecke am 15. Mai 1938 eingeführt.

Im Berichtjahr ist die elektrische Ueberlandbahn Rolle-Gimel abgebrochen und durch einen Automobilbetrieb ersetzt worden; dadurch und wegen des Ueberganges der Oesterreichischen Bundesbahnen an das Deutsche Reich hat sich die Zahl der unter der Kontrolle des Post- und Eisenbahndepartements stehenden Eisenbahnunternehmungen auf 205 vermindert. Auch bei den Schiffahrtsunternehmungen ist ein Betrieb eingegangen; der heutige Bestand beträgt 23. Neu unter Kontrolle kamen ein Trolleybusbetrieb (Stadt Winterthur), zwei Luftseilbahnen (die aber noch nicht in Betrieb gesetzt werden konnten) und acht Schlittenaufzüge, sodass die der Kontrolle unterstellten Unternehmungen dieser Art sich heute bereits auf 28 belaufen (letztes Jahr 17).

Bahnbau. Die Tramways Lausanne verlängerten ihre Linie in Renens um rund 300 m. Die Strassenbahn Zürich erstellte als Zufahrt zur Schweizerischen Landesausstellung eine doppelspurige Linie von rund 350 m Länge im Mythenquai. Die neue doppelspurige Linie in der Rämi- und verlängerten Gloriastrasse der Strassenbahn Zürich, die die Linie in der Zürichberg- und Plattenstrasse ersetzt, wurde am 26. Februar in Betrieb genommen. Einige Tramlinien in Lausanne, Genf und Winterthur und die Strecke Wetzikon-Kempten der Wetzikon-Meilen-Bahn wurden durch Autobus- oder Trolleybusbetriebe ersetzt.

Bahnunterhalt. Die ordentlichen allgemeinen Inspektionen wurden auch dieses Jahr auf das Notwendigste beschränkt und dafür Teilbesichtigungen, Untersuchungen und Stichproben bei jeder sich bietenden Gelegenheit ausgeführt. Die periodischen Untersuchungen der Brücken fanden in gewohnter Weise statt. Besondere Untersuchungen und Messungen waren bei einigen Gebirgsbahnbrücken erforderlich, sowie bei allen Brücken der Südostbahn, die sich im Umbau auf elektrischen Betrieb befindet. Schäden, Betriebsstörungen und Verkehrsunterbrechungen infolge Lawinen, Steinschlägen, Murgängen und Unwettern sind nur wenige vorgekommen. Einzelne dieser Vorkommnisse gaben zu Ausbesserungen und Ergänzungen der Verbauungen und Schutzbauten Anlass. Ausserdem wurde bei einigen Gebirgsbahnen die planmässige Verbauung gegen Lawinen und Steinschlag in bemerkenswertem Umfange ergänzt und fortgesetzt.

Grössere Erweiterungen der Geleiseanlagen gelangten nur vereinzelt und Aenderungen vorwiegend bei Strassenbahnen infolge von Strassenkorrektionen zur Ausführung. Die Erneuerung und Verstärkung des Oberbaues bewegte sich ungefähr im Rahmen

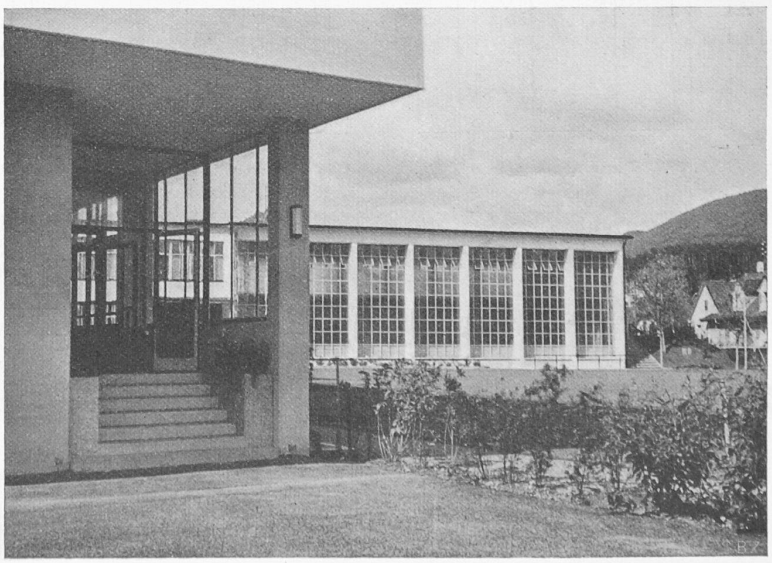

Abb. 4. Kindergarteneingang und Turnhallenflügel aus Osten

[1]) Die Abschnitte «Bahnbau» bis «Rollmaterial» enthalten ausschliesslich Mitteilungen über die Privatbahnen. Hinsichtlich der Angaben über das Netz der Bundesbahnen sei auf den Geschäftsbericht der SBB verwiesen, auf den wir zurückkommen werden. Red.