

Die Ermüdungsversuche an der EMPA zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten

Autor(en): **Fessler, E.O.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **86 (1968)**

Heft 43

PDF erstellt am: **20.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70168>

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.

Die Ermüdungsversuche an der EMPA zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten

DK 624.21:625.8.001.4

Von E. O. Fessler, dipl. Ing. ETH, EMPA Dübendorf

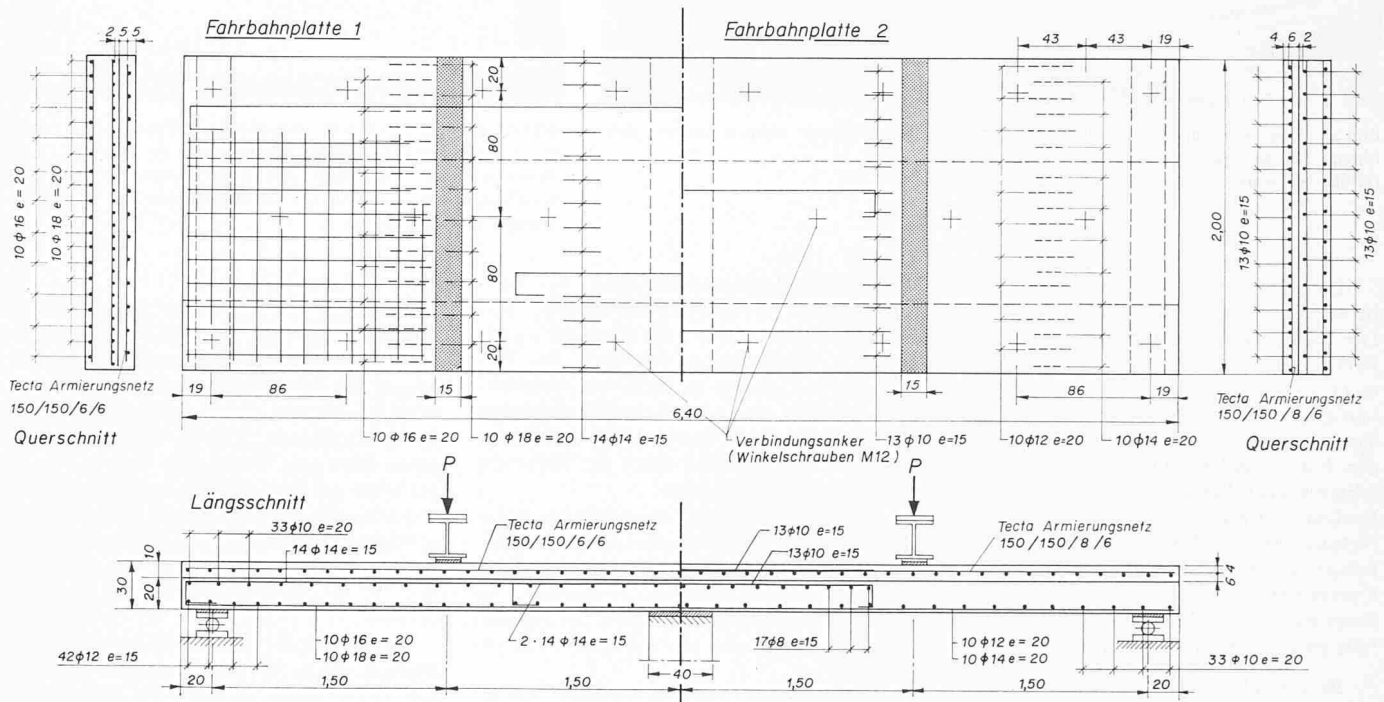


Bild 2. Belastungsanordnung und Armierungspläne der untersuchten Verbundplatten. Links Platte 1, rechts Platte 2

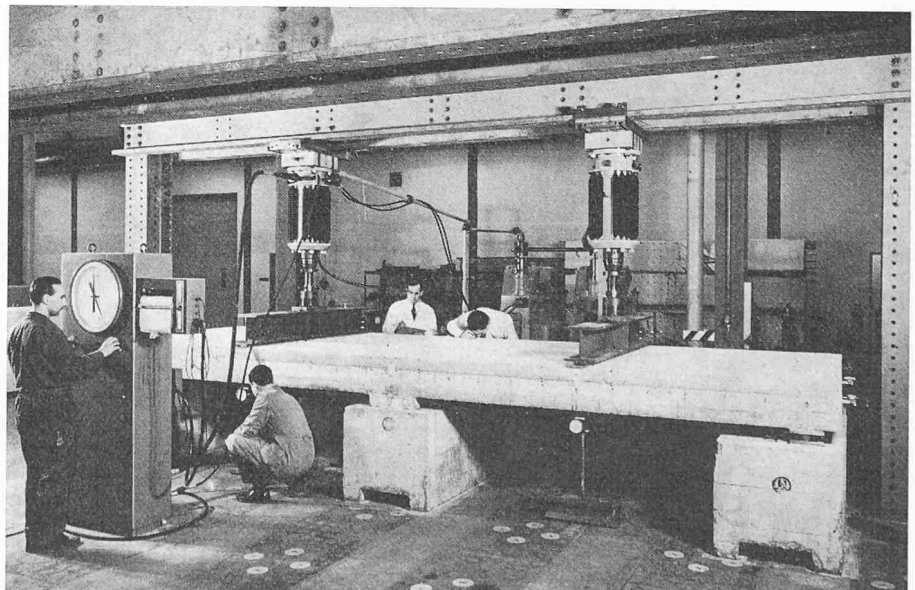
1. Ziel und Umfang der Versuche

Mit den Versuchen wurde bezweckt, das Zusammenwirken des Konstruktionsbetons der Fahrbahnplatte einer Stahlbetonbrücke mit dem nachträglich aufgetragenen Betonfahrbahnbelag unter beliebig oft aufgetragener Nutzlastbeanspruchung abzuklären.

Die Versuche wurden an 2,0 m breiten, in Brückenquerrichtung verlaufenden, massstabgetreu nachgebildeten Fahrbahnplattenstreifen durchgeführt. Diese waren, durchlaufend über zwei symmetrische Felder von je 3,0 m Spannweite, auf drei den Brückenlängsträgern entsprechenden Auflagern abgestützt (Bilder 1 und 2). Die Versuchslasten wurden jeweils gleichzeitig in der Mitte beider Felder aufgebracht. Die Versuchsanordnung und die äusseren Abmessungen waren für beide Versuchsplatten die selben.

Die Fahrbahnplatten wurden in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro D. J. Bänziger, Zürich und der Betonstrassen AG, Wildeggen dimensioniert und an der EMPA hergestellt. Die Stärke der Konstruktionsbetonplatten wurde mit 20 cm festgelegt, auf welche die 10 cm starken Betondeckbeläge zu liegen kamen.

Bild 1. Anordnung für die Ermüdungsversuche an Verbundplatten von 200 cm Breite (in Richtung der Brückenachse) und 640 cm Länge über zwei symmetrische Felder von je 300 cm Spannweite entsprechend dem Abstand der Brückenlängsträger angeordnet. Konstruktionsbetonplatte von 20 cm mit Deckbelag von 10 cm Stärke; Streifenlasten gleichzeitig je in Feldmitte



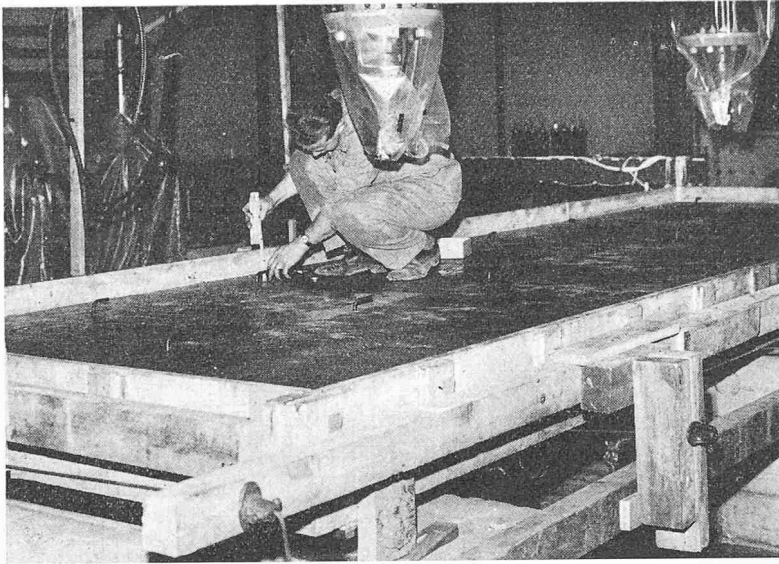


Bild 3. Einsetzen der Haftanker in die Konstruktionsbetonplatte unmittelbar vor dem Einbau des Betondeckbelages
(Winkelschrauben M 12 in Steinschraubenhülsen M 12 × 60)

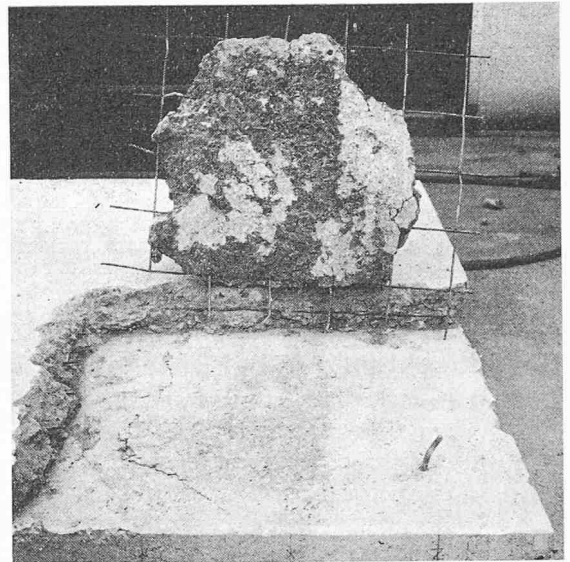


Bild 5. Weggetrennte und abgehobene Eckpartie des Deckbelages nach dem statischen Bruchversuch von Platte 1. Bemerkenswert: Mörtelhaut und sogar Betonteile von UK-Deckbelag zum Teil auf OK-Konstruktionsbeton haften geblieben (dunkle Partien)

Die Fahrbahnplatte 1 wurde nach der heute allgemein üblichen Art dimensioniert. Die Konstruktionsbetonplatte hat sämtliche Belastungen aufzunehmen. Der Deckbelag dient als Fahrbahnbelag und hat daneben bezüglich der Brückenkonstruktion keine Tragfunktion. Er ist somit für die Bemessung der Fahrbahnplatte und des Brückenquerschnittes als ruhende Last mit seinem Eigengewicht in Rechnung zu setzen. Die leichte Netzarmierung auf halber Höhe des Deckbelages von 0,19% sowohl in Längs- wie in Querrichtung hat der Bildung von Schwindrissen entgegenzuwirken und diese gegebenenfalls gleichmässiger zu verteilen.

Bei der Fahrbahnplatte 2 wurde demgegenüber voller Verbund zwischen Konstruktionsbeton und Deckbelag in Rechnung gesetzt und die Stahlarmierung entsprechend angepasst. Insbesondere wurde über der Mittelstütze neben dem durchgehenden Armierungsnetz eine zusätzliche Zugarmierung zur Aufnahme des negativen Stützenmomentes eingelegt.

Bei beiden Versuchsplatten wurden gemäss den Richtlinien der Betonstrassen AG zwischen Konstruktionsbeton und Deckbelag pro

Quadratmeter unverändert rund zwei Haftanker M 12 in Steinschraubenhülsen versetzt (Bild 3). Aufgrund der Resultate an der Platte 1 wurde davon abgesehen, die Verbundplatte 2 stärker zu verdübeln, beispielsweise so stark, wie es zur Aufnahme sämtlicher rechnerischer Schubbeanspruchungen infolge Nutzlast ausschliesslich durch die Haftanker erforderlich gewesen wäre.

Die Rauigkeit der Kontaktfläche beeinflusst die Verbundfestigkeit. Um für die Versuche praxisnahe Bedingungen gemäss Normblatt SNV 40490 der VSS-Kommission 5 zu schaffen, wurde die Oberfläche des frischen Konstruktionsbetons nur mit einer Latte abgezogen.

In der Platte 1 wurde Torstahl 40 mit ermittelten Streckgrenzen zwischen 4500 und 5200 kg/cm² und in der Platte 2 Torstahl 50 mit Streckgrenzen zwischen 5400 und 5800 kg/cm² verlegt. Die Festigkeitsuntersuchungen an den Längsdrähten der eingebauten Tecta-Netze ergaben für Platte 1 eine mittlere Streckgrenze von 6800 kg/cm² und für Platte 2 eine bedeutend geringere von 5100 kg/cm², was den grossen Streubereich der Festigkeitseigenschaften von geschweissten Armierungsnetzen zeigt.

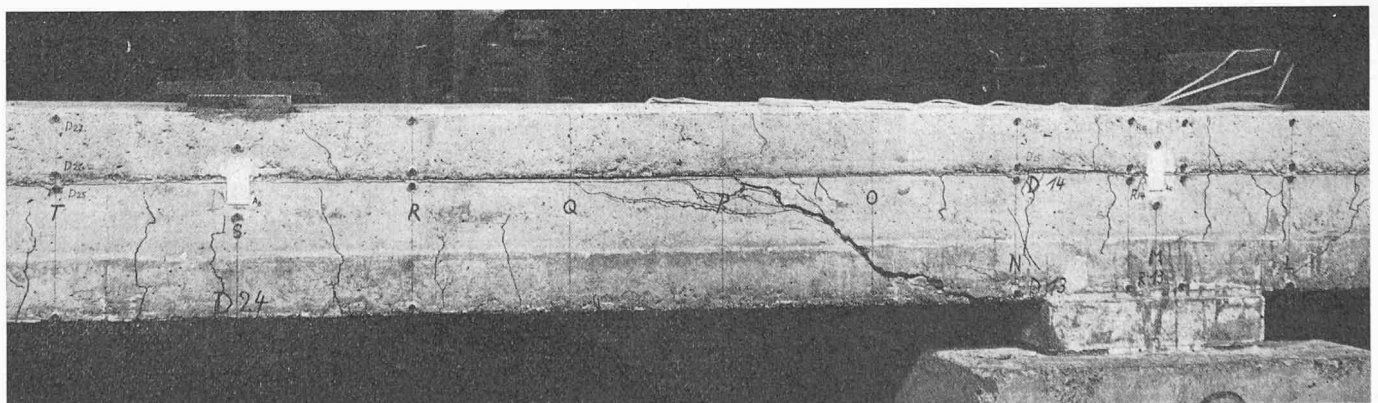
2. Versuchsdurchführung

Die Lage und Grösse der Versuchslasten wurde so gewählt, dass die Querschnittsbeanspruchungen bei den Versuchsplatten denjenigen von Fahrbahnplatten an ausgeführten Brücken entsprechen. Im Vergleich mit dem Durchschnittswert solcher bekannter Angaben kam eine Streifenlast von je 15 t in der Mitte der Plattenfelder angeordnet dieser Anforderung am nächsten. Mit Berücksichtigung des Stosszuschlages von rund 40% gemäss SIA-Norm 160 (1956) war die Nutzlast für die Versuchsplatten mit $N = 21$ t definiert.

Bei den Ermüdungsversuchen wurde diese Beanspruchung mit einer Frequenz von rund 250 Lastwechseln pro Minute aufgebracht, und jede Versuchsplatte hatte mindestens zwei Millionen Pulsationen zu ertragen.

Mit diesen Versuchen wurden somit strengere Anforderungen an das Tragwerk gestellt, als sie in Wirklichkeit zu erwarten sind, um eindeutig auf der sicheren Seite zu sein. Die der Bemessung zugrunde gelegte zulässige Gebrauchslast wird nur beim Zusammentreffen aller ungünstigsten Belastungen am Bauwerk erreicht, was bei Strassenbrücken in der Regel selten oder nie auftritt.

Bild 4. Bruchbild der Verbundplatte 1 an der Längsseite zwischen Streifenauflager von 40 cm Breite bei der Mittelstütze und Lasteinleitungsstelle. Gemessene Bruchlast $P_{Br} = 118,6$ t entsprechend einer noch vorhandenen statischen Bruchsicherheit von 5,2



Im Versuch werden die zwei Millionen Lastwechsel mit der erwähnten Frequenz in knapp einer Woche aufgebracht. Diese Zeitraffung ist erforderlich, um so rasch als möglich zuverlässige Angaben über die «Lebenserwartung» des Versuchsobjektes zu erhalten. Dass dabei die plastischen Verformungseigenschaften des Betons (Kriechen und Schwinden) sich beim Abbau von Spannungsspitzen und den Kräfteumlagerungen weniger stark auswirken können, bedeutet für den Versuch eine weitere Verschärfung der Beanspruchungen im Vergleich zur Wirklichkeit.

Die Aufnahme von zwei Millionen Lastwechseln mit der vollen Nutzlast, ohne dass ein Versagen eintritt, bietet somit grosse Gewähr, dass die untersuchten Fahrbahnplatten festigkeitsmässig eine praktisch unbeschränkte Lebensdauer aufweisen.

3. Messergebnisse

3.1 Verbund

Bei den durchgeführten Ermüdungsversuchen liessen sich weder gegenseitige horizontale Plattenverschiebungen noch ein lastabhängiges Abheben des Deckbelages registrieren. Ebenfalls konnte an Hand der über den Verbundquerschnitt angeordneten Messstellen auch kein sogenannter Dehnungssprung bei der Kontaktfuge nachgewiesen werden, welcher das Lösen des Verbundes angezeigt hätte. Hingegen sind mit zunehmendem Alter der Verbundplatten von ihren Ecken her die dort über die Kontaktfuge angebrachten Gipsiegel angerissen. Da bis zum statischen Bruchversuch die Platte 2 im Verbund gut doppelt so alt wie die erste wurde, war diese Erscheinung, welche erfahrungsgemäss den Schwindbeanspruchungen und -verformungen zuzuschreiben ist, dort deutlicher wahrzunehmen. Beim abschliessenden Bruchversuch löste sich praktisch gleichzeitig mit dem Kollaps nach Erreichen der Höchstlast bei der Verbundplatte 1 auch der Verbund schlagartig über einen gewissen Bereich der Kontaktfläche (Bild 4). Nach dem Bruchversuch wurde diese Platte aufgetrennt und der Deckbelag vom Konstruktionsbeton abgehoben. Dabei konnte die bemerkenswerte Feststellung gemacht werden, dass beim Bruch des Verbundes zum Teil die Mörtelhaut und sogar Betonteile des Deckbelages abgerissen worden und am Konstruktionsbeton haften geblieben waren (Bild 5). Von den Verankerungsschrauben war ein Teil aus dem Deckbelag gerissen worden, andere waren unmittelbar über der Hülse gebrochen. An weiteren Ankerstellen war die Hülse gebrochen oder ganz aus dem Konstruktionsbeton gezogen worden.

3.2 Durchbiegungen

Die vor und nach den zwei Millionen Lastpulsationen ermittelten Biegelinien unter Nutzlast sind in Bild 6 graphisch dargestellt. In Bild 7 ist für den abschliessenden statischen Bruchversuch der Verlauf der Einsenkungen für die Mitte des Plattenfeldes 2, in welchem bei beiden Versuchsplatten der Biegeschubbruch aufgetreten ist (Bilder 4 und 8), in Abhängigkeit der Belastung P wiedergegeben. Aus der Gegenüberstellung ist ersichtlich, dass sich die Fahrbahnplatte 1 «spröder» verhielt als die Fahrbahnplatte 2, was den unterschiedlichen Querschnittsausbildungen aufgrund der getroffenen Bemessungsannahmen zuzuschreiben ist. Bis zum Bruch er-

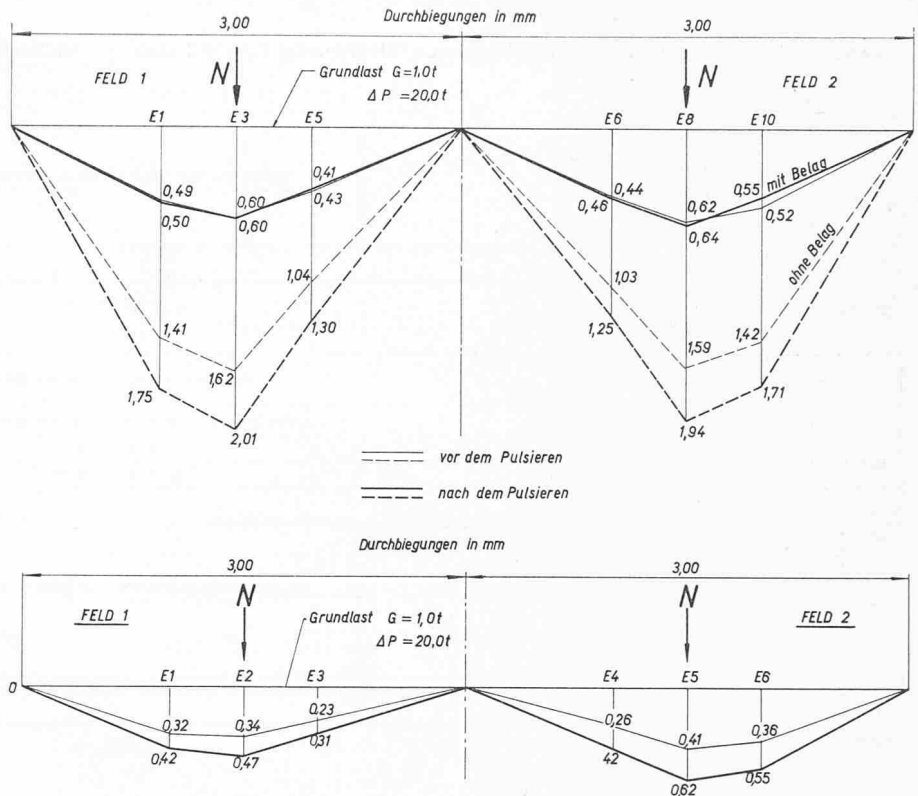


Bild 6. Gemessene Biegelinien an den beiden Versuchsplatten unter statischer Nutzlast $N = 21$ t. Oben Fahrbahnplatte 1: Vergleich ohne und mit Betondeckbelag, vor und nach zwei Millionen Lastpulsationen mit der vollen Nutzlast. Unten Fahrbahnplatte 2: Vergleich Verbundplatte vor und nach zwei Millionen Lastpulsationen mit der vollen Nutzlast

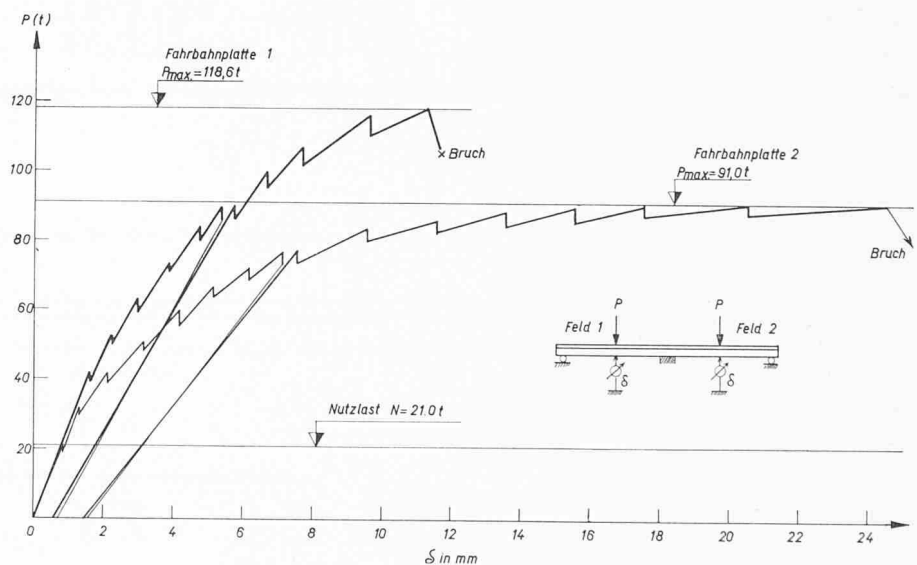


Bild 7. Verlauf der Durchbiegungen in der Mitte von Feld 2 der untersuchten Verbundplatten in Abhängigkeit der Belastung P bei den statischen Bruchversuchen im Anschluss an die Ermüdungsversuche

reichte die Platte 2 in Feldmitte eine Einsenkung von rund 24 mm, welche doppelt so gross war wie der entsprechende Wert von Platte 1.

3.3 Rissbildung

Bei beiden Verbundplatten traten im zugbeanspruchten Bereich des Deckbelages über der Mittelstütze schon vor Erreichen der Gebrauchslast $N = 21$ t bei der erstmaligen statischen Belastung Risse auf, deren grösste Breite unter Nutzlast mit 0,12 mm bei Platte 1 und 0,04 mm bei Platte 2 gemessen wurde (Bild 9). Im Gegensatz zu Platte 1 entstanden im Bereich der positiven Momente in den Feldern der Platte 2 erst während der

dynamischen Beanspruchungen die ersten Risse.

An der Deckbelagsoberfläche zeigten sich bei beiden Platten praktisch übereinstimmende Rissbilder mit zwei bis drei über die Plattenbreite verlaufenden Rissen, welche sich während den dynamischen Belastungen wohl weiter ausdehnten, ohne dass aber zusätzliche neue Risse auftraten. Nach zwei Millionen Lastpulsationen wurden unter statischer Nutzlast mit 0,17 mm bei Platte 1 und 0,15 mm bei Platte 2 für die grössten Rissbreiten annähernd gleiche Werte registriert (Bild 10). Bei der anschliessenden vollständigen Entlastung der Versuchsplatten schlossen

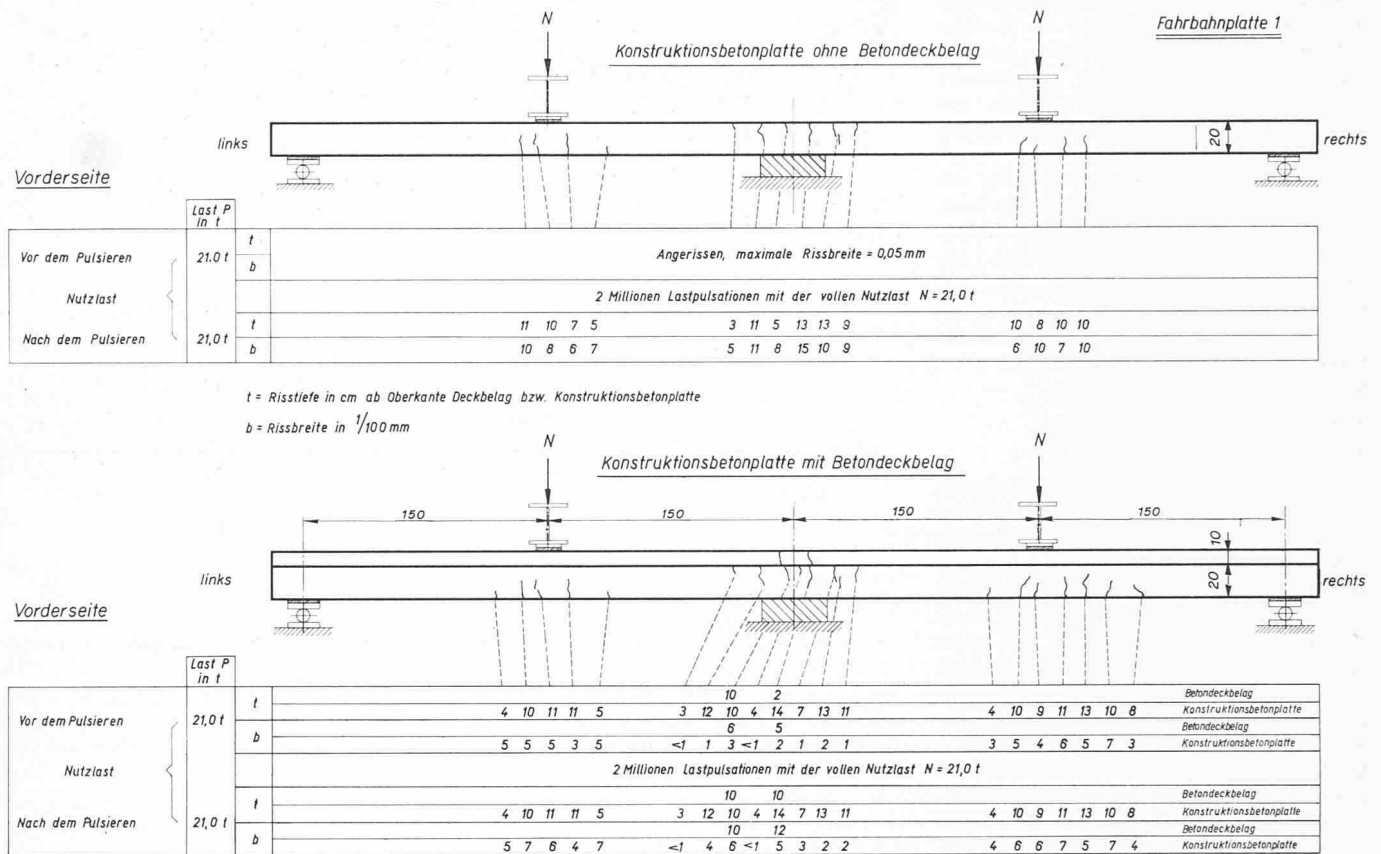


Bild 9a. Fahrbahnplatte 1: Vorderseite der Konstruktionsbetonplatte, welche vorgängig ohne Deckbelag pulsiert wurde; Vorderseite der Verbundplatte

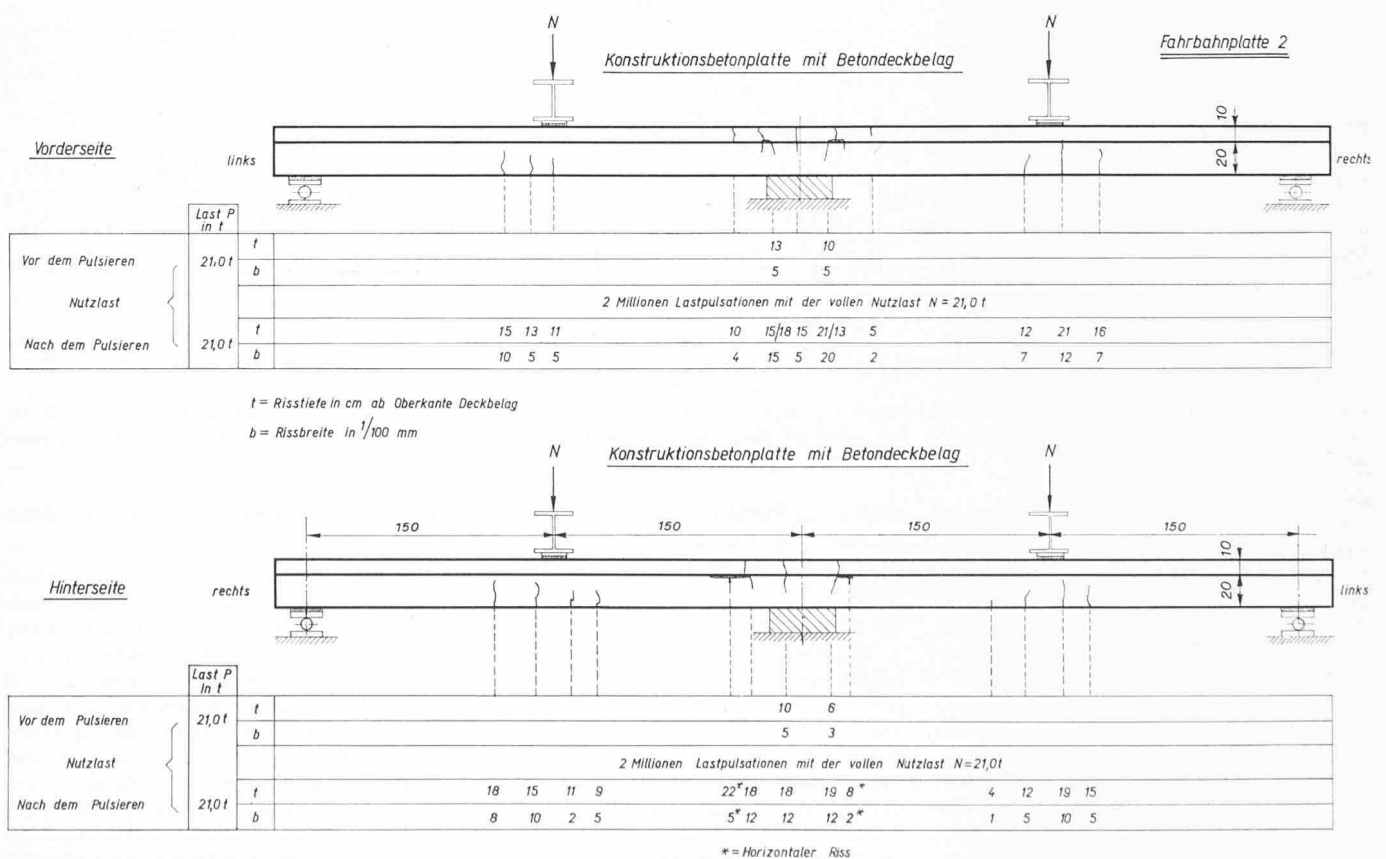


Bild 9b. Fahrbahnplatte 2: Vorderseite und Hinterseite der Verbundplatte

sich diese Risse bis auf 0,11 mm bei Platte 1 und fast vollständig bis auf 0,05 mm bei Platte 2. Diese verbleibenden Rissbreiten stimmen praktisch mit denjenigen überein, welche anlässlich der ersten statischen Belastung mit der vollen Nutzlast gemessen wurden.

Die aufgetretene Anzahl Risse im Deckbelag über dem Stützenbereich stimmte trotz zusätzlicher Armierung bei der zweiten Platte praktisch für beide Versuchsplatten überein. Obwohl die grössten gemessenen Rissbreiten noch knapp unterhalb des allgemein zulässigen Wertes von 0,2 mm blieben, erfordern sie wegen ihrer exponierten Lage an der Strassenoberfläche in bezug auf die Einwirkung von Tausalz und Frost besondere Beachtung, worauf die Ergebnisse der durchgeführten Annex-Versuche deutlich verweisen (Abschnitt 4).

3.4 Bruchsicherheiten

Bei den abschliessenden statischen Bruchversuchen konnte bei der Platte 1 die Last P bis gegen 119 t und bei der Platte 2 bis auf 91 t erhöht werden. Die Bruchsicherheit mit Berücksichtigung des Eigengewichtes, welches zwar bei Fahrbahnplatten von untergeordneter Bedeutung ist, wird definiert mit

$$s = \frac{P_{Br} + P_g}{N + P_g}$$

Darin bedeuten:

P_{Br} = gemessene Bruchlast

N = 21,0 t = volle Nutzlast

P_g = Äquivalentlast, die dem Einfluss des gleichmässig über die Spannweite 1 verteilten Eigengewichtes g der Platte in Form einer Einzellast mit demselben Angriffspunkt wie P_{Br} entspricht.

Die so ermittelten statischen Bruchsicherheiten betrugen 5,2 für Platte 1 und 4,0 für Platte 2.

4. Annex-Versuche

4.1 Umfang und Ziel der Versuche

Bei der Fahrbahnplatte 2 wurden im Anschluss an die dynamischen Belastungen ergänzende Versuche durchgeführt, welche sich auf die an der Deckbelagsoberfläche entstandenen Risse bezogen. Es bestand die Absicht, dabei Hinweise zu gewinnen, ob diese Risse, auch wenn sie die allgemein zulässige Rissbreite von 0,2 mm nicht überschreiten, eine Gefährdung der Fahrbahnplatte bedeuten und ob eine Möglichkeit besteht, gegebenenfalls ihre nachteiligen Auswirkungen mit einfachen Mitteln zu unterbinden. Dabei wurden vorerst die folgenden zwei Massnahmen ins Auge gefasst, welche den Einfluss der Risse unter dynamischer Gebrauchslast zeigen sollten und wofür je die halbe Plattenbreite vorgesehen wurde:

- Überprüfung des Eindringvermögens von Wasser in die vorhandenen Risse (während einer längeren Regenperiode);
- Abdichten, Überbrücken der Risse mittels eines Anstriches auf Epoxidharzbasis zur dauernden Verhinderung des Eindringens von Wasser in die bestehenden Risse, um schädliche Auswirkungen infolge Frost, Tausalz, Korrosion der Armierung zu vermeiden.

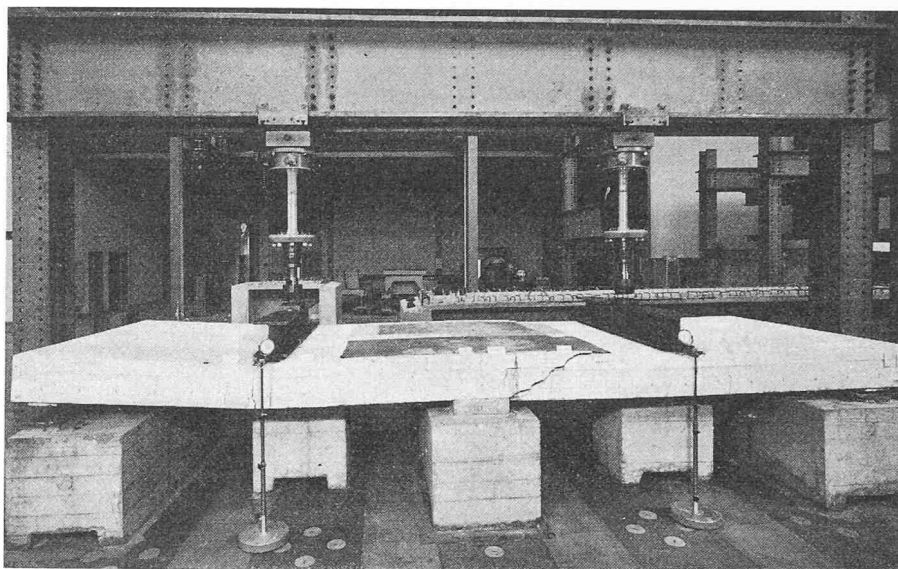


Bild 8. Bruchzustand von Verbundplatte 2 nach dem statischen Bruchversuch im Anschluss an die Ermüdungsversuche. Biegeschubbruch im Feld 2 (rechts): $P_{Br} = 91,0$ t entsprechend einer noch vorhandenen statischen Bruchsicherheit von 4,0. Anschliessend noch Biegebruch bei Belastung von Feld 1 allein (links) mit 74,2 t

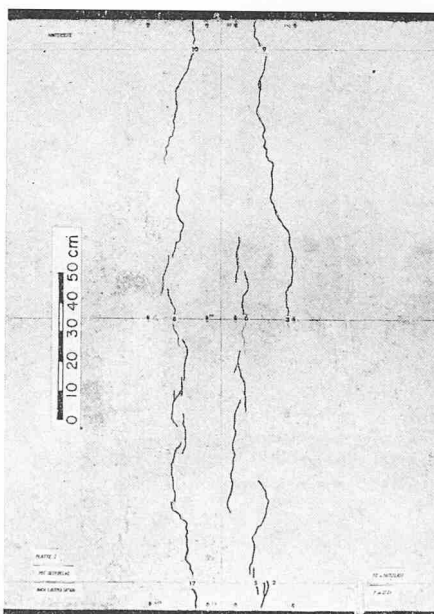


Bild 10a. Fahrbahnplatte 1

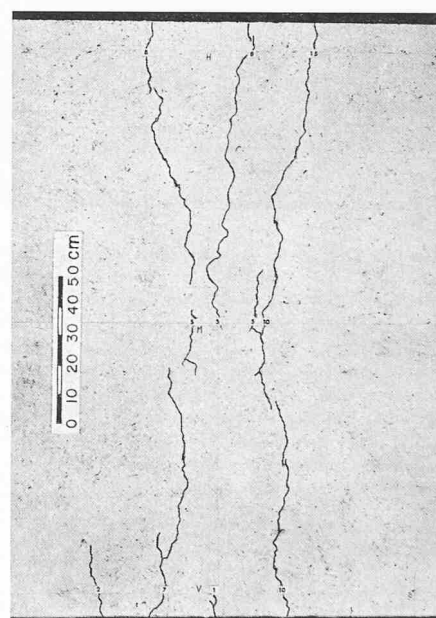


Bild 10b. Fahrbahnplatte 2

Bilder 10a und 10b. Rissbilder über der Mittelstütze der Fahrbahnplatten mit Betondeckbelag unter Nutzlastbeanspruchung $N = 21$ t nach zwei Millionen Lastpulsationen mit der vollen Nutzlast. Rissverlauf zur besseren Sichtbarmachung auf geweiselter Fahrbahnoberfläche nachgezeichnet

4.2 Versuchsdurchführung

Die beiden für die Annex-Versuche vorgesehenen Plattenpartien über der Mittelstütze wurden vorerst mit einem Sandstrahlgerät gut gereinigt. Von einer anerkannten Spezialfirma wurde darauf die eine Fläche von rund 80×200 cm mit einem zweischichtigen Epoxidharzanstrich mit einer Gesamtdicke von 3 bis 4 mm versehen. Die zweite Fläche wurde in sandgestrahltem Zustand belassen und diente so als Grundversuch zu Vergleichszwecken.

Nachdem auf den beiden zu untersuchenden Flächen je ein Bassin mit Wasser, welches in geringer Konzentration eine Markiersubstanz in Lösung enthielt, angebracht worden war, wurde die Fahrbahnplatte

wieder bis zur vollen Nutzlast vorerst statisch und unmittelbar anschliessend dynamisch beansprucht. Zur Überprüfung der Rissbeurteilung wurden nach Abschluss der Belastungsversuche an verschiedenen Stellen durch die Risse führende Bohrkerne $\varnothing 5$ cm entnommen (Bild 11).

4.3 Ergebnisse der Annex-Versuche

Die Epoxidharz-Beschichtung auf der gerissenen Deckbelagsoberfläche über der Mittelstütze hat den Beanspruchungen beim Aufbringen der statischen Nutzlast standgehalten. Bei den anschliessenden dynamischen Nutzlastbeanspruchungen konnte nach einigen hundert Lastwechseln an den Randpartien ein Anreissen der erst zwei Tage alten Grundbeschichtung beobachtet werden, von wo sich

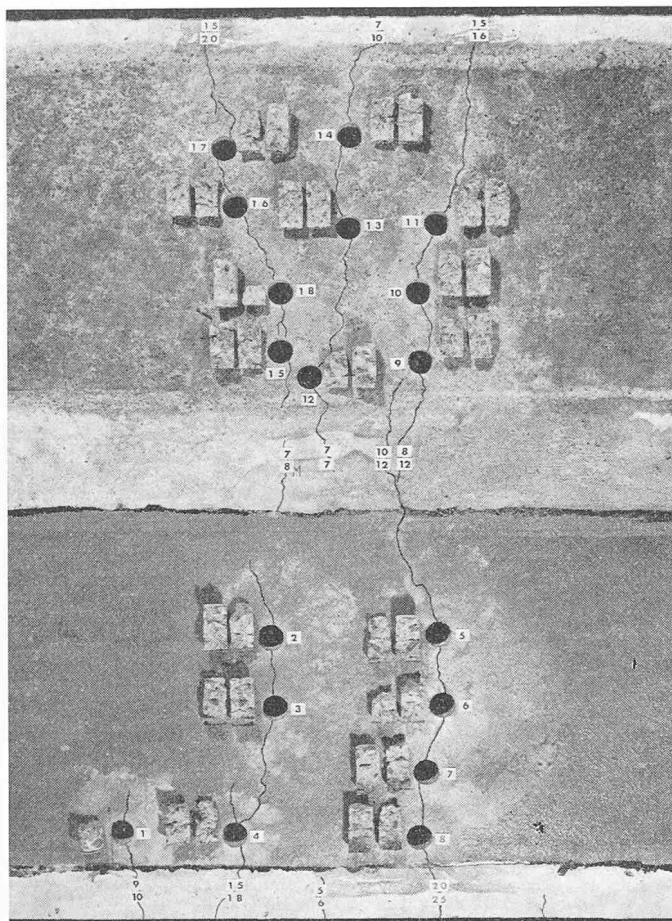


Bild 11. Draufsicht über der Mittelstütze von Fahrbahnplatte 2 mit Betondeckbelag nach Abschluss der Annex-Versuche. Mit Kunststoffanstrich beschichtete Partie (unten) zur Überbrückung der Risse und unbeschichtete Partie (oben). Durch Risse entnommene Bohrkern Nr. 1 bis 18 von 10 cm Länge (= Stärke des Deckbelages) und $\varnothing$ 5 cm. Rissflächen durchwegs, ausgenommen bei Bohrkern Nr. 1, vom aufgesetzten Wasser mit Markiersubstanz benetzt. Ursprüngliches Rissbild auf der Oberfläche nachgezeichnet. Die Zahlenpaare an den Plattenrändern sowie im Mittelstreifen entsprechen den gemessenen Rissbreiten in 1/100 mm. Bei den dynamischen Beanspruchungen mit der vollen Nutzlast bewegten sich die Rissbreiten mit der Belastungsfrequenz von rund 4 Hz zwischen diesen Grenzen

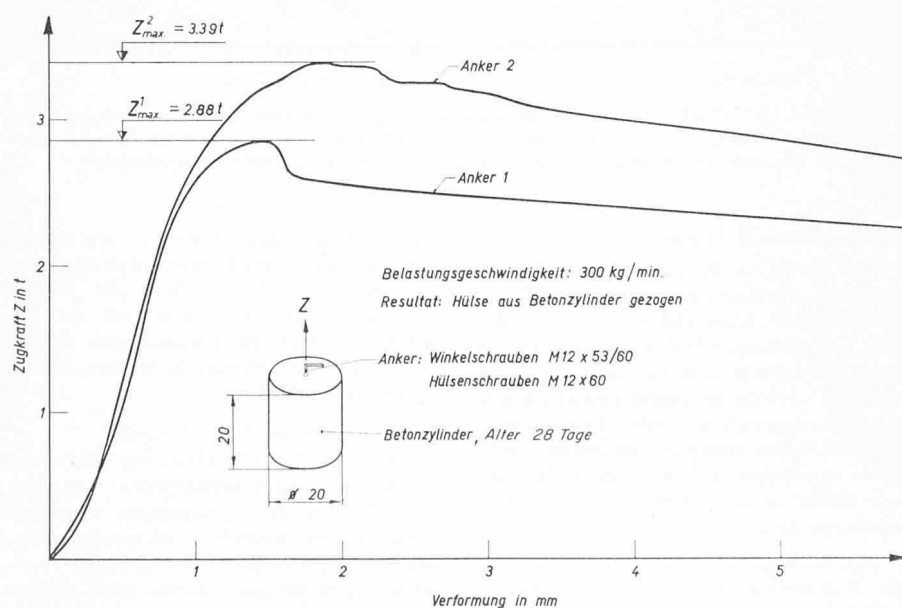


Bild 12. Ausziehversuche an Verankerungsschrauben, die zwischen Konstruktionsbetonplatte und Deckbelag eingebaut werden

Tabelle 1. Gemessene und auf Grund der an den Materialproben ermittelten Festigkeitseigenschaften berechnete Vergleichswerte der beiden Versuchsplatten

	Platte 1	Platte 2
Nutzlast N	21,0 t	21,0 t
<i>Verbundplatte:</i>		
Deckbelag voll mitwirkend:		
Bruchlast (gerechnet)	119,0 t	86,0 t
Bruchlast (gemessen)	118,6 t	91,0 t
Deckbelag im Bereich positiver Momente voll mitwirkend und im Bereich negativer Momente unberücksichtigt:		
Bruchlast (gerechnet)	115,0 t	62,0 t
<i>Konstruktionsbetonplatte ohne Deckbelag</i>		
Bruchlast (gerechnet)	70,0 t	41,0 t

bis zum Abbruch der dynamischen Versuche, nach rund 300000 Lastwechseln, durchgehende Risse über die ganze Breite der Testfläche ausbreiteten.

Bei der anschliessenden Entnahme der 18 Bohrkern über die gesamte Stärke des Deckbelages konnte eindeutig festgestellt werden, dass sowohl im beschichteten wie im unbeschichteten Feld die Rissflächen vollständig benetzt worden waren. Eine Ausnahme bildete Bohrkern Nr. 1, der durch einen gegen Null auslaufenden Riss entnommen wurde, welcher sich bei den Lastpulsationen kaum mehr bewegt hatte.

5. Haftanker-Ausziehversuche

Zur Ermittlung, welche Kräfte die zwischen den Platten eingebauten Haftanker M 12 in rechtwinkliger Richtung zur Verbundfläche aufnehmen können, wurden zwei orientierende Ausziehversuche veranlasst. Die Steinschraubenhülse wurde in gleicher Weise wie bei der Konstruktionsbetonplatte in der Oberfläche eines Betonzylinders von 20 cm Durchmesser und 20 cm Höhe versetzt.

Der Verlauf der Bewegung des Haftankers gegenüber der Zylinderoberfläche in Abhängigkeit der Zugkraft geht aus Bild 12 hervor. Die grösste Zugkraft von 2,9 bzw. 3,4 t wurde nach einer Bewegung von rund 1,5 bis 2,0 mm erreicht. Bei weiterer Verformung und abfallender Last wurde die Steinschraubenhülse schliesslich vollständig aus dem Betonzylinder herausgezogen.

6. Schwinden und Kriechen

Beim Betonieren der Konstruktionsbetonplatte und des Deckbelages der Fahrbahnplatte 1 wurden neben den erforderlichen Betonproben zur Festigkeitsbestimmung gleichzeitig zusätzliche Probeprismen 12/12/36 cm für Schwind- und Kriechmessungen hergestellt. Diese Schwind- und Kriechproben wurden gleich nachbehandelt und im gleichen Raum wie die zu untersuchende Fahrbahnplatte geprüft. Für die Kriechversuche wurden die entsprechenden Probekörper im Alter von 28 Tagen einer konstantgehaltenen einachsigen Normalspannung von 100 kg/cm² unterworfen. Der Verlauf der über rund ein Jahr verfolgten Schwind- und Kriechdehnungen geht aus Bild 13 hervor.

7. Rechnerisch ermittelte Vergleichswerte

7.1 Statischer Bruchversuch

Die Tragfähigkeit der über zwei symmetrische Felder angeordneten Versuchsplatten ist beim Erreichen des sogenannten Mechanismus mit der Ausbildung von je einem pla-

stischen Gelenk in den Feldern und einem dritten über dem mittleren Auflager erschöpft. Nach der Entstehung des ersten plastischen Gelenks – bei den untersuchten Platten über der Mittelstütze – findet eine Kräfte- und Momentenumlagerung statt, bis auch die Feldquerschnitte plastifiziert sind und die Bruchlast erreicht wird.

Aus Tabelle 1 ist ersichtlich, dass sich die effektiven Bruchlasten rechnerisch mit guter Übereinstimmung erfassen lassen. Zum Vergleich sind die in analoger Weise ermittelten Lasten bei Vernachlässigung der Mitwirkung des Deckbelages im Bereich negativer Momente (über der Mittelstütze) und für die Konstruktionsbetonplatte ohne Deckbelag angeführt.

7.2 Schubbeanspruchungen in der Kontaktfläche infolge äusserer Lasten

In Tabelle 2 sind die mit den verschiedenen üblichen Berechnungsannahmen ermittelten Schubspannungen in der Kontaktfläche sowohl für die definierte Nutzlast $N = 21 \text{ t}$ wie auch für die gemessenen Bruchlasten P_{Br} für beide Platten zusammengestellt.

Bekanntlich wurden gemäss den Richtlinien der Betonstrassen AG in der Verbundfläche im Mittel je zwei Haftpanker M 12 pro Quadratmeter eingebaut, was einem Armierungsgehalt von rund $0,02\%$ entsprach. Die Hauptaufgabe dieser geringen Armierung konnte nicht darin bestehen, Schubkräfte direkt zu übertragen, sondern die Haftpanker

dienten in erster Linie dazu, dem gegenseitigen Abheben der Platten entgegenzuwirken. Für die im zweiten Teil der Tabelle 2 angeführten bekannten Richtwerte für zulässige Schubbeanspruchungen τ_{zul} und Schubbruchspannungen τ_{Br} wurde somit die Ankerarmierung nicht berücksichtigt. Beim statischen Bruchversuch ist wie erwähnt bei Platte 1 gleichzeitig mit dem Erreichen der Höchstlast der Verbund schlagartig gelöst worden. Diese Feststellung wird mit den entsprechenden Vergleichswerten (in Tabelle 2 unterstrichen) recht gut erfasst. Der rechnerischen Schubspannung für den gerissenen Querschnitt von $27,7 \text{ kg/cm}^2$ steht der orientierende Schubbruchwert von rund 25 kg/cm^2 gegenüber. Im weiteren zeigt sich, dass unter der Nutzlast $N = 21 \text{ t}$ die gerechneten Schubspannungen im Bereich der zulässigen Werte liegen.

8. Beanspruchungen in der Kontaktfläche infolge Schwinden und Kriechen

Im Verbundquerschnitt erzeugt das unterschiedliche Schwinden der zusammenwirkenden Betonplatten Eigenspannungen, die eine zusätzliche Beanspruchung des Verbundes und Normalspannungen in den Plattenquerschnitten zur Folge haben. Diese Beanspruchungen lassen sich gerade wegen der Behinderung der zwängungslosen Verformung nicht wie üblich mittels Dehnungsgebern direkt messen. Das dürfte auch der Grund sein für die unbefriedigenden Kenntnisse über

die wirklichen Beanspruchungen infolge Schwinden und Kriechen in Stahlbetonträgern und insbesondere in Verbundplatten, wo zwei verschiedene und verschieden alte Betonquerschnitte zusammenwirken. Um dennoch Hinweise über das effektive Kräftespiel zu erhalten, liessen sich versuchstechnisch indirekte Methoden anwenden, indem beispielsweise über Dehnungsmessungen beim künstlichen Lösen des Verbundes auf die Beanspruchungen geschlossen werden könnte.

Gewisse Angaben über die Grössenordnung der auftretenden Eigenspannungen liefern theoretische Näherungsbetrachtungen. Eine Schwinddifferenz von rund $0,3\%$, wie sie aus den separaten Messungen an den Probepismen hervorgegangen ist, würde mit der Annahme gleichförmiger Spannungsverteilung über den betrachteten Querschnitt und bei vollständig behinderter Verformung eine Beanspruchung von 90 kg/cm^2 erzeugen bei einem Elastizitätsmodul des Betons von $E = 300000 \text{ kg/cm}^2$. Aber gleichzeitig mit dem Aufbau der Schwindspannungen tritt das Kriechen in Funktion und führt zur Verminderung der Querschnittsbeanspruchungen. Wird der günstige Kriecheinfluss wie üblich mit der Annahme des halben Wertes oder sogar nur eines Drittels des wirklichen E -Moduls des Betons eingesetzt, so ergeben sich immer noch rechnerische Querschnittsbeanspruchungen von 30 bis 45 kg/cm^2 , welche in der Grössenordnung oder eher über den üblichen Betonzugfestigkeiten liegen.

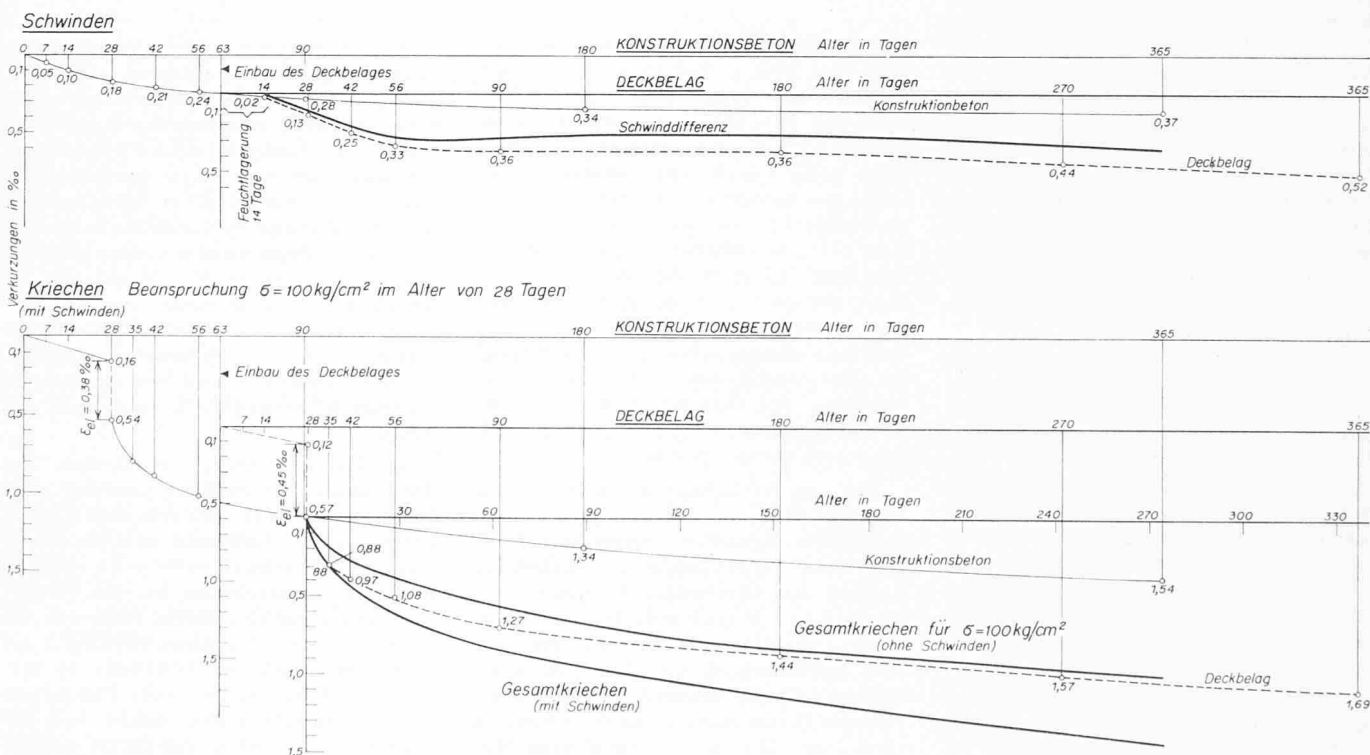


Bild 13. Schwind- und Kriechmessungen an Betonprismen $12/12/36 \text{ cm}$, Nachbehandlung und Lagerung wie Versuchsplatten, Mittelwerte von je zwei Probekörpern

Schwind- und Kriechdehnungen in Abhängigkeit der Zeit: Um die Zeit von 63 Tagen, um welche der Deckbelag später als die Konstruktionsbetonplatte hergestellt worden ist, sind die entsprechenden Koordinatensysteme gegeneinander in Richtung der Abszisse (Zeitachse) verschoben. Zugleich wurde der für den Deckbelagsbeton ermittelte Schwindverlauf in Richtung der Ordinate (Dehnungen) soweit bewegt, bis der Nullpunkt mit der zu dieser Zeit bereits stattgefundenen Schwindverkürzung des Konstruktionsbetons koinzidierte. In diesem Koordinatensystem wurde der Verlauf der entsprechenden Schwinddifferenz, welche massgebend für die

Entstehung und Grösse von Eigenspannungen im Verbundquerschnitt ist, ermittelt und dargestellt

Analog wurde der Kriechverlauf von Konstruktionsbeton und Deckbelagsbeton aufgezeichnet. Dabei wurde der Messwert unmittelbar nach Aufbringen der konstanten Normalspannung von 100 kg/cm^2 auf den Deckbelagsbeton mit dem zu diesem Zeitpunkt ermittelten Kriechwert des Konstruktionsbetons zur Koinzidenz gebracht. In diesem Koordinatensystem wurden die Summenkurven dargestellt, aus welchen der Verlauf für das Gesamtkriechen mit bzw. ohne Einschluss des Schwindens unter der vorgegebenen konstanten Beanspruchung ersichtlich ist

Bei den untersuchten Verbundplatten war der Konstruktionsbeton 20 cm und der nachträglich eingebaute Deckbelag 10 cm stark. Zur Vereinfachung wurde für die von *Basler* und *Witta* [1] vorgeschlagene Näherungsberechnung der Eigenspannungen im Platteninnern infolge Schwinden für beide Platten ein konstanter Elastizitätsmodul von rund 300 000 kg/cm² angenommen, wie er bei den Versuchsplatten im Alter von knapp 28 Tagen ungefähr zutraf. Die aus dieser Berechnung resultierenden Normalspannungen sind für die Randfasern der beiden Platten in Tabelle 3 aufgeführt. Bei der Kontaktfläche, wo die grössten absoluten Spannungen auftreten, befindet sich ein sogenannter Spannungssprung mit Vorzeichenwechsel. Gegen die Fahrbahnoberfläche hin nehmen die Normalspannungen linear ab und können sogar ihr Vorzeichen wechseln. Bedingt durch die Dimensionen der untersuchten Verbundplatten verschwindet für die Voraussetzungen im Platteninnern die Randspannung an der Deckbelagsoberfläche zufälligerweise ganz.

Für den freien Plattenrand lässt sich zur Bestimmung der Normalspannungsverteilung eine analoge Betrachtung wie für die Querschnitte im Platteninnern anstellen. Dabei wird auch in diesem Fall voller Verbund von Konstruktionsbeton und Deckbelag vorausgesetzt, wodurch eine gegenseitige Plattenverschiebung ausser Betracht fällt. Gegenüber den Verträglichkeitsbedingungen im Platteninnern hat nicht mehr der gesamte Verbundquerschnitt eben zu bleiben. Die Randbedingungen lassen es zu, dass sich der äusserste Plattenquerschnitt frei verformen kann. Mit der Annahme, dass die Querschnitte des Konstruktionsbetons und des Deckbelages für sich eben bleiben, infolge gleichmässigen Schwinden des Deckbelages aber verschiedene Verdrehungen erfahren, ergeben sich in den Randfasern am freien Plattenrand die in Tabelle 3 ermittelten Beanspruchungen. Dabei zeigt sich bei der Kontaktfläche wiederum ein Spannungssprung und an der Fahrbahnoberfläche treten durchwegs Druckspannungen auf.

Die Beanspruchungen aus Schwinden können infolge gleichzeitigen Kriechen mit einem Reduktionsfaktor K multipliziert werden. Da die exakte Ermittlung des Kriecheinflusses auf Differenzialgleichungen führt, welche einen beträchtlichen mathematischen Aufwand erfordern, wurde an Stelle anderer bekannter Näherungsansätze die Methode der erwähnten Autoren [1] übernommen und im vorliegenden Beispiel die Werte für den Zeitpunkt nach Abschluss der plastischen Verformungen in Tabelle 3 für drei verschiedene Endkriechwerte angeführt.

Ist die die Eigenspannungen verursachende Schubkraft S , welche vom freien Plattenrand her über eine Distanz, die ungefähr der Stärke h_1 des Deckbelages entsprechen soll, eingeleitet, finden für den dann erreichten Zustand im Platteninnern zwischen Nachbarquerschnitten keine Änderungen der Beanspruchungen mehr statt. Das heisst, dass infolge Schwinden in der Verbundfläche keine Schubspannungen zu übertragen sind. Für die Einleitung der Horizontalkomponente S ergibt sich am freien Plattenrand über die angenommene Übertragungslänge h_1 im vorliegenden Fall eine mittlere Schubspannung, welche infolge Schwinden 20 kg/cm² beträgt

Tabelle 2. Berechnete Schubbeanspruchungen in der Kontaktfläche infolge äusserer Belastung mit Berücksichtigung des Eigengewichts und bekannte Richtwerte zum Vergleich

Nutzlast $N = 21$ t Bruchlast $P_{Br} = 119$ t bei Platte 1 bzw. 91 t bei Platte 2									
Schubspannungen in kg/cm ²		Platte 1				Platte 2			
τ_F im Plattenfeld		$P = N = 21$ t		$P = P_{Br} = 119$ t		$P = N = 21$ t		$P = P_{Br} = 91$ t	
τ_S über Mittelstütze									
τ_{zul} zulässig		τ_F	τ_S	τ_F	τ_S	τ_F	τ_S	τ_F	τ_S
τ_{Br} Bruch									
1. Querkraftverlauf elastisch gerechnet:									
Querschnitt:									
homogen (ohne Fe)		3,1	3,7	17,2	18,5	3,3	3,8	14,0	14,5
ideell (mit Fe)		3,0	3,0	16,4	15,0	3,2	3,7	13,6	14,2
gerissen (Stadium 4)		3,1	6,1	16,8	30,2	3,1	4,8	12,9	18,3
nominell (Normen 1968)		2,7	3,4	14,9	17,0	2,7	3,4	11,5	12,8
2. Querkraftverlauf plastisch gerechnet:									
Querschnitt:									
homogen (ohne Fe)		—	—	15,6	16,9	—	—	13,6	14,1
ideell (mit Fe)		—	—	14,8	13,7	—	—	13,2	13,8
gerissen (Stadium 4)		—	—	15,2	27,7	—	—	12,5	17,8
nominell (Normen 1968)		—	—	13,5	15,6	—	—	11,1	12,5
Richtwerte		τ_{zul}		τ_{Br}		τ_{zul}		τ_{Br}	
Monolith:									
SIA-Norm 162/1968, Art. 3.12	BN: 5,0/BH: 7,0	—		—		BN: 5,0/BH: 7,0		—	
bzw. Richtlinien Nr. 17	6,2 ($\tau_{1/1,8}$)	—		$\tau_1 = 11,2$		6,9 ($\tau_{1/1,8}$)		$\tau_1 = 12,5$	
Basler und Witta [1]: $\tau_{Br} = \beta/5$	—	—		~ 50		—		~ 50	
Verbund: Querschnitt gerissen									
Basler und Witta [1]	5	25		5		25		25	
Saemann und Washa [2]	—	25		—		25		25	
Hanson N. W. [3]	—	21–35		—		21–35		21–35	
(Verbundfläche glatt bis rauh)	—	—		—		—		—	
ACI-ASCE Committee 333 [4]	2,8–11,2	5,6–22,4		2,8–11,2		5,6–22,4		5,6–22,4	
(Verbundfläche glatt bis rauh)	—	—		—		—		—	

und bei Berücksichtigung des Kriechens mit dem betreffenden Reduktionsfaktor abgemindert wird. Diese Werte liegen im Vergleich mit Tabelle 2 noch unter den angegebenen Schubbruchspannungen und dürften somit keine unmittelbare Gefährdung des Verbundes darstellen. Zusätzlich haben aber die Platten am freien Rand die Neigung, infolge der unterschiedlichen Querschnittsverdrehungen auseinanderzuklaffen. Dabei entstehen für die Einleitung der resultierenden Momentendifferenz über die angenommene Übertragungslänge in der Verbundfläche Zugbeanspruchungen, welche auch mit Berücksichtigung des Kriecheinflusses von der Kontaktfläche nicht mehr unbedingt aufgenommen werden können.

Bei den Versuchen äusserte sich diese Tatsache darin, dass die im Plattenrandbereich zur Kontrolle angebrachten Gipsriegel rissen und dadurch auf ein allmähliches Ablösen des Deckbelages hinwiesen (Abschnitt 3.1). Um auch dort den vollen Verbund zu gewährleisten, ergibt sich über eine Reibungsbetrachtung nach *P. W.* und *H. W. Birkeland* [5] die Notwendigkeit, am freien Plattenrand eine stärkere Plattenverdübelung vorzusehen. Mit der Annahme eines Reibungskoeffizienten in der Kontaktfläche von $\mu = 1,0$ sind je nach der effektiven Grösse der Schwinddifferenz und des Kriecheinflusses im unmittelbaren Bereich des freien Randes mindestens zwei bis drei der verwendeten Haftanker M 12 pro Laufmeter freien Plattenrand anzuordnen. Damit sollte ein Aufklaffen der Platten verhindert werden können und zugleich besteht auch grössere Gewähr, dass die aus den Horizontalkomponenten resultierenden Verbundspannungen mit genügender Sicherheit übertragen werden können.

Beim Auftreten von Rissen im Deckbelag, welche in den Bereichen negativer Momente infolge äusserer Lasten zu erwarten sind, findet in den betreffenden Plattenquerschnitten ein Übergang zu den Plattenrandvoraussetzungen statt. Da zur optimalen Ausnutzung der monolithischen Wirkungsweise der Verbundplatte in diesen Bereichen die erforderliche Zugarmierung ohnehin im Deckbelag anzuordnen ist, wird diese auch die Schubkraft S aus Schwinden und Kriechen gemäss Tabelle 3 in der Regel aufnehmen. Dadurch wird eine Schubübertragung in der Kontaktfläche, wie sie von einem freien Plattenrand her stattfindet, weitgehend vermieden.

Analog zur Lösung der Haftung des Armierungsstahles am Beton unmittelbar bei einem Riss ist dort auch mit einer lokalen Zerstörung des Verbundes zwischen Deckbelag und Konstruktionsbeton zu rechnen. In diesen Kontaktpartien hat die Plattenverankerung mittels Dübeln nicht nur die Aufgabe, ein unerwünschtes Hohlliegen des Deckbelages nach der Entlastung zu verhindern, sondern wie am freien Plattenrand allfällige Teilschubkräfte, welche von der Zugarmierung nicht aufgenommen werden, einzuleiten und das volle Zusammenwirken beider Platten zu gewährleisten.

9. Zusammenfassung

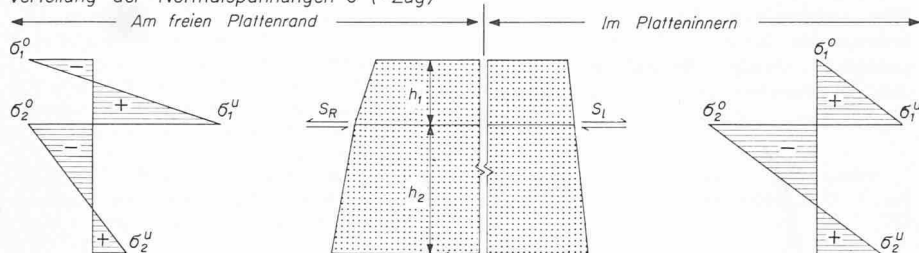
Zur Abklärung der statischen Mitwirkung des nachträglich auf die Konstruktionsbetonplatte eingebauten Betonfahrbahnbelages unter beliebig oft aufgebrachtener voller Nutzlast wurden Ermüdungsversuche an zwei massstabgetreu nachgebildeten Fahrbahnplattenabschnitten von Stahlbetonbrücken durchgeführt. Beide Versuchsplatten waren 30 cm

Tabelle 3. Querschnittsbeanspruchungen in der Verbundplatte infolge Schwinden ohne und mit Berücksichtigung des Kriecheinflusses

$h_1 = 10 \text{ cm}$
 $h_2 = 20 \text{ cm}$
 $\varepsilon_s = 0,3\text{‰}$ Endschwindmass
 $\varphi_\infty =$ Endkriechwert
 $S =$ In der Kontaktfläche angreifende Schubkraft aus Schwinden und Kriechen

$E_1 = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$
 $E_2 = E_1$

Verteilung der Normalspannungen σ (+Zug)



σ in kg/cm^2
 S in t/m^2

	Am freien Plattenrand Normalspannungen infolge Schwinden				Im Platteninnern			
	Kriechen ohne mit				Kriechen ohne mit			
φ_∞	—	2	3	4	—	2	3	4
S	15,0	6,5	4,8	3,7	20,0	8,6	6,3	4,9
σ_1^0	-30,0	-13,0	-9,5	-7,4	0,0	0,0	0,0	0,0
σ_1^u	60,0	26,0	19,0	14,7	40,0	17,3	12,7	9,8
σ_2^0	-30,0	-13,0	-9,5	-7,4	-50,0	-21,6	-15,8	-12,2
σ_2^u	15,0	6,5	4,8	3,7	30,0	13,0	9,5	7,4

stark, in Brückenlängsrichtung 2 m breit und durchlaufend über zwei symmetrische Felder von je 3 m Spannweite entsprechend dem Abstand von Brückenlängsträgern angeordnet.

Die Versuchsplatte 1 wurde nach der bis anhin üblichen Methode ohne mittragende Wirkung des 10 cm starken Betondeckbelages, der als Fahrbelag dient, bemessen. Bei der Versuchsplatte 2 wurde vollständiger Verbund mit der Konstruktionsbetonplatte von 20 cm Stärke in Rechnung gesetzt. Daraus resultierte gegenüber der Platte 1 eine Einsparung an Armierungsstahl von rund 46%.

Bei den Ermüdungsversuchen mit zwei und mehr Millionen Lastpulsationen mit der vollen Nutzlast erfuhr bei beiden Versuchsplatten die Verbundwirkung keine Schwächung. Einzig in den an den Plattenenden über die Kontaktfuge angeordneten Gipsiegeln entstanden mit der Zeit Risse, welche dem Schwinden des Deckbelages zuzuschreiben waren und deren Breite von der äusseren Belastung nicht beeinflusst wurde. Diese Feststellung weist darauf hin, dass an den freien Plattenrändern eine zusätzliche Plattenverankerung erforderlich ist, um dort ein Aufklaffen der Platten infolge Schwinden und Kriechen zu verhindern und den Verbund zur Einleitung der Schubkräfte zu gewährleisten.

Bei den abschliessenden statischen Belastungsversuchen bis zum Bruch liessen sich mit Berücksichtigung des Eigengewichtes noch Bruchsicherheiten von 5,2 bei der ersten und 4,0 bei der zweiten Platte nachweisen.

Im Bereich der negativen Momente über der Mittelstütze sind bei beiden Platten praktisch übereinstimmende Rissbilder entstanden, wobei die Anrisslasten unterhalb der vollen Nutzlast lagen. Nach zwei Millionen Lastwechseln wurden die grössten Rissbreiten auf der Oberfläche des Betondeck-

belages mit 0,17 mm bei der Platte 1 und mit 0,15 mm bei der Platte 2 unter Gebrauchslast gemessen. Die zusätzliche Zugarmierung im Deckbelag über der Mittelstütze der Platte 2 hat sich somit auf die grössten Rissöffnungen praktisch nicht ausgewirkt, hingegen haben sich bei dieser gegenüber Platte 1 die Risse nach Entlastung im Anschluss an die Ermüdungsversuche fast vollständig wieder geschlossen.

In bezug auf die Einwirkungen von Tausalz und Frost wurde bei ergänzenden Untersuchungen nachgewiesen, dass auf der Fahrbahnoberfläche liegendes Wasser, insbesondere bei pulsierender Plattenbeanspruchung, tief in die feinsten Risse von wenigen Hundertstel-Millimeter Breite eindringt. Mit einer Epoxidharzbeschichtung liessen sich die am Ende der Ermüdungsversuche vorhandenen Risse für statische sowie für eine beschränkte Anzahl dynamische Nutzlastbeanspruchungen abdichten. Doch nach einigen hundert Lastpulsationen begann die untersuchte Beschichtung anzureissen und der rissüberbrückende Effekt ging mit zunehmender Lastwechselzahl schliesslich vollständig verloren.

10. Schlussfolgerungen

Aufgrund der durchgeführten Ermüdungsversuche darf für den Gebrauchszustand mit der vollen statischen Mitwirkung des Betonfahrbahnbelages mit der Konstruktionsbetonplatte von Stahlbetonbrücken gerechnet werden, wenn die folgenden Punkte beachtet werden:

- Die Oberfläche der Konstruktionsbetonplatte muss vor dem Einbau des starren Fahrbelages gut gereinigt werden, frei von einer Zementmilchhaut sein und eine genügende Rauigkeit aufweisen.
- Die Konstruktionsbetonplatte ist gut zu durchnässen und unmittelbar vor dem Einbau des Deckbelages ist die Kontaktfläche mit Mörtel einzureiben.

– Zur Einleitung der Schubkräfte aus Schwinden und Kriechen sind die Platten an den freien Rändern genügend zu verankern.

– In den Bereichen negativer Momente ist die erforderliche Zugarmierung im Deckbelag zu verlegen.

Unter der Voraussetzung, dass schon zur Zeit der Projektierung der Einbau eines starren Fahrbelages feststeht, ergeben sich aus seiner mittragenden Wirkung wesentliche Einsparungen, hauptsächlich an Armierungsstahl und Vorspannkabeln.

In bezug auf den Baustellenverkehr ist zu beachten, dass die volle Tragfähigkeit der Fahrbelagplatte erst nach Einbau des Fahrbelages erreicht wird.

Bei Beachtung der Richtlinien der Betonstrassen AG für die bauliche Ausführung genügt die empfohlene Anordnung der Haftanker vollauf zur Sicherung des Verbundes im Platteninnern. Die rechnerischen Schubspannungen unter voller Nutzlast überschreiten in der Regel die bekannten zulässigen Werte nicht, und die Einflüsse infolge Schwinden und Kriechen fallen dort praktisch weg, wenn die Einleitung der Schubkräfte am freien Plattenrand durch genügende Verankerung gewährleistet ist. Es erübrigt sich somit, den Betondeckbelag im Platteninnern so stark zu verdübeln, wie es zur Übertragung sämtlicher rechnerischen Schubbeanspruchungen durch die Haftanker allein erforderlich wäre. Für die Voraussetzungen am freien Plattenrand ist hingegen eine stärkere Verankerung, bestehend aus mindestens zwei bis drei der üblichen Haftanker M 12 pro Laufmeter Plattenrand vorzusehen, um ein Aufklaffen der Platten und Lösen des Verbundes infolge Schwinden und Kriechen zu verhindern. Die Haftanker sind somit auf die Plattenränder zu konzentrieren und dürften demgegenüber im Platteninnern bei sonst korrektem Einbau des Deckbelages eher weggelassen werden.

In den Bereichen negativer Momente ist zur Aufnahme der Zugkräfte die erforderliche Zusatzarmierung im Deckbelag anzuordnen. Bei Beanspruchung mit der vollen Nutzlast, welche bei Strassenbrücken erfahrungsgemäss kaum oder nur selten auftritt, sind an der Fahrbahnoberfläche dennoch Risse zu erwarten. Wenn diese auch die allgemein zulässige Breite von 0,2 mm nicht erreichen, sind sie in bezug auf die Einwirkungen von Tausalz und Frost zu beachten. Mit orientierenden Versuchen konnte gezeigt werden, dass sich diese Risse gegebenenfalls mit einer Kunstharzbeschichtung überbrücken lassen. Die Dauerhaftigkeit eines solchen Schutzüberzuges unter oft wiederholter Belastung konnte aber noch nicht nachgewiesen werden. Wertvolle Hinweise über die Witterungsbeständigkeit solcher Verbundplatten könnten durch sorgfältige Inspektionen an bestehenden, vor einigen Jahren in ähnlicher Ausführung erstellten Brücken gewonnen werden.

Die in Verbundkonstruktionen auftretenden Eigenspannungen aus unterschiedlichem Schwinden und Kriechen von vorfabriziertem Teil und Ortsbeton sowie aus Temperaturänderungen lassen sich bekanntlich infolge veränderter freier Verformung nicht über

Dehnungsmessungen direkt erfassen. Daneben sind für die rechnerische Ermittlung dieser Querschnittsansprüche zum Teil nur Näherungsmethoden mit vereinfachenden Annahmen und Vernachlässigung verschiedener Einflussfaktoren bekannt. Um das effektive Verhalten mit Berücksichtigung des wirklichen Querschnittsaufbaues in bezug auf Armierung und Materialqualitäten, des vorhandenen statischen Systems und des zeitlichen Belastungsverlaufs zu erfassen, sind die bei Verbundkonstruktionen auftretenden Probleme, wie sie auch bei der vorfabrizierten Bauweise häufig anzutreffen sind, aufmerksam weiter zu verfolgen.

Die im vorliegenden Bericht beschriebenen Ermüdungsversuche zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen

bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten wurden von *D.J. Bänziger*, dipl. Ing., aufgrund seiner Erfahrungen beim Brückenbau angeregt. Ihre Durchführung an der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Dübendorf, Abteilung Stahlbeton und Betonbauten, unter der Leitung von Dr. *A. Rösli* wurde aber erst mit der finanziellen Unterstützung durch die Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues ermöglicht, welcher die mit den Untersuchungen Beauftragten ihren besten Dank aussprechen.

Adresse des Verfassers: *E. O. Fessler*, dipl. Ing., EMPA, 8600 Dübendorf, Überlandstrasse 129.

Literaturverzeichnis

- [1] *E. Basler* und *E. Witta*: Verbindungen in der Vorfabrikation, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildeg, 1966.
- [2] *J. C. Saemann* und *G. W. Washa*: Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs, «ACI-Journal», Nov. 1964.
- [3] *N. W. Hanson*: Precast-Prestressed Concrete Bridges, 2. Horizontal Shear Connections, Portland Cement Association, Development Department, Bulletin D 35, May 1960.
- [4] *ACI-ASCE Committee 333*: Tentative Recommendations for Design of Composite Beams and Girders for Buildings, «ACI-Journal», Dec. 1960.
- [5] *P. W. Birkeland* und *H. W. Birkeland*: Connections in Precast Concrete Construction, «ACI-Journal», March 1966.

Automatische Formanlage für Giessereien

DK 621.744.4

Von *W. C. Green*, London

Einleitung

Die letzten Jahrzehnte sind in der metallverarbeitenden Industrie durch die von der Marktlage erzwungene Rationalisierung gekennzeichnet. Es gilt, Zeit- und Personaleinsparungen vorzunehmen, wenn der Betrieb und folglich auch dessen Endprodukte konkurrenzfähig bleiben sollen. Für die Verbraucher und Weiterverarbeiter gegossener Teile drängt sich daher die Forderung auf, genauere und über die Stückzahl gleichmässige Gussstücke zu erhalten. Damit lassen sich die Bearbeitungszugaben und die für die nachfolgenden Arbeitsgänge benötigte Zeit vermindern. Die Ausschussquote wird verringert, die Maschinen geschont und das Endprodukt verbilligt. Glatte, gleichmässige Oberflächen können ausserdem oft die Durchführung verschönernder Arbeitsgänge erübrigen.

Aber nicht nur die Verbraucher gegossener Teile stellen zunehmend höhere Ansprüche an die von ihnen bestellten Halbfabrikate; Rationalisierungsmassnahmen drängen sich auch in den Giessereien auf, und die Verantwortlichen sehen in der Mechanisierung und Automatisierung möglichst vieler Arbeiten ihre vielleicht einzigen Überlebenseussichten.

Eine weitere Ursache dieses Wandels ist in der Personalknappheit zu suchen. Spezialisierte Berufskräfte sind auch auf diesem Gebiet selten geworden. Ausserdem hat die Anwerbung von Arbeitern aus anderen Berufen zwecks Anlernung wenig Erfolgsaussichten, denn nur wenige wollen sich mit der körperlich schweren und oft gesundheitsschädlichen Arbeit eines Sandformers oder Giessers abfinden.

Alle diese Faktoren führten zur Entwicklung und Konstruktion von Maschinen und Anlagen, die gehobenere und gleichmässige Qualität gewährleisten, eine rationellere und kosten-

mindernde Arbeitsweise erlauben und das alte, gewohnte Bild der düsteren, übelriechenden und staubbeladenen Atmosphäre der Giessereihallen zum Verschwinden bringen.

Der nachfolgende Beitrag beschreibt eine Anlage zur mechanischen und automatischen Herstellung von Sandformen für das Giessen kleiner Gussteile. Bei der *Owen-Hallsworth-Formanlage*¹⁾ handelt es sich um eine in sich geschlossene Einrichtung zur Herstellung von Giessformen. Sie dient dazu, in verschiedenen Fertigungsstufen die Oberkästen und Unterkästen der Giessformen herzustellen, sie zusammenzulegen und auf einem Giesskarussell abzusetzen. Der Arbeitsablauf vollzieht sich völlig automatisch.

Das Kernstück der Anlage ist die Drehtischformmaschine; dort werden in automatisch ablaufendem Rhythmus die Formhälften hergestellt und zur weiteren Bearbeitung auf ein abgeschlossenes Förderband abgesetzt. Eine besondere Vorrichtung schneidet den Giesstrichter in den Oberkasten ein. Sodann gleiten die Kästen auf zwei parallele Bänder hinüber, wo je nach Bedarf Kerne von Hand eingelegt werden. Am Ende dieser Bänder legt eine Vorrichtung Ober- und Unterkästen paarweise zusammen. Die vollständige Giessform gelangt anschliessend in das Giesskarussell, wo sie abgegossen und nach dem Abkühlen auf den Rüttelrost abgestossen wird.

Die wesentlichen Funktionen der Formanlage laufen völlig automatisch ab. Für die Bedienung wird nur ein Mann benötigt; nur wenn Kerne einzulegen sind, hilft ein zweiter Bedienungsmann mit. Die eigentliche Formmaschine — oder auch die ge-

¹⁾ Hersteller: Rubery, Owen & Co., Ltd., Foundry Equipment Division, Leonard Street, Oakingates, Shropshire, England.

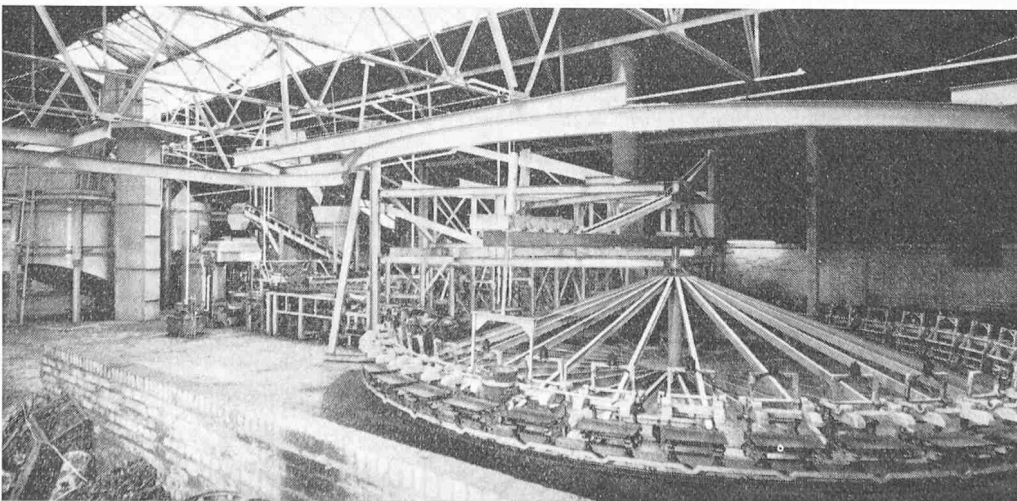


Bild 1. Vollständige, automatische Owen-Hallsworth-Formanlage in einer englischen Giesserei