

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 6 (1960)

Artikel: Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei
Stahlträger-Verbundkonstruktionen

Autor: Sattler, Konrad

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-6967>

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: 04.04.2026

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

II b 2

Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen

*Considerations on the Use of High-Tensile Bolts in Composite Concrete and
Steel Girder Structures*

*Considérations sur l'emploi des boulons à haute résistance à la traction dans les
ouvrages mixtes en béton avec poutres en acier*

KONRAD SATTLER

Prof. Dr. techn. h. c. Dr.-Ing., Technische Universität Berlin

Die übliche Verbindung von Betonplatte und Stahlträger mittels Dübel bedingt oft gerade mit Rücksicht auf die Ausbildung der Dübel umfangreiche Werkstattarbeiten an sonst ganz einfachen Konstruktionen. Wird jedoch die Betonplatte mittels hochzugfester Schrauben an den Stahlträger angepreßt, so können allein durch die Reibungskräfte beträchtliche Schubkräfte zwischen Beton und Stahl übertragen werden, so daß besondere Dübel unter Umständen ganz entfallen können. Die nachfolgend beschriebenen Versuche bestätigen dies vollauf.

1. Versuche zur Bestimmung des Reibungswertes zwischen Stahl und Beton

Wie Fig. 1 zeigt, wurden mittels einer horizontal angeordneten Presse und Zugankern 2 Stahlplatten gegen den Betonkörper gepreßt. Diese ganze Vorrichtung war in eine 500-t-Presse eingebaut, wobei das Oberhaupt gegen die Stahlplatten und das Unterhaupt gegen das Betonprisma wirken. An 3 Meßuhren zwischen Ober- und Unterhaupt kann der Beginn des Gleitens sofort festgestellt werden. Als Ergebnis erhielt man bei einer Würfelfestigkeit zwischen 500 und 600 kg/cm² und bei Variation des Anpreßdruckes zwischen 25 und 100 kg/cm² einen Reibungsbeiwert μ zwischen den Grenzwerten von 0,60 und 0,45. Hierbei entsprachen kleineren Werten μ höhere Anpreßdrücke

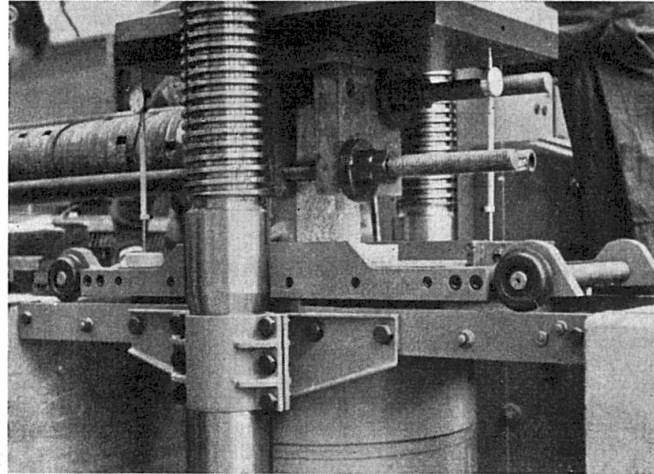


Fig. 1. Versuchsanordnung zur Messung des Reibungswertes zwischen Beton und Stahl.

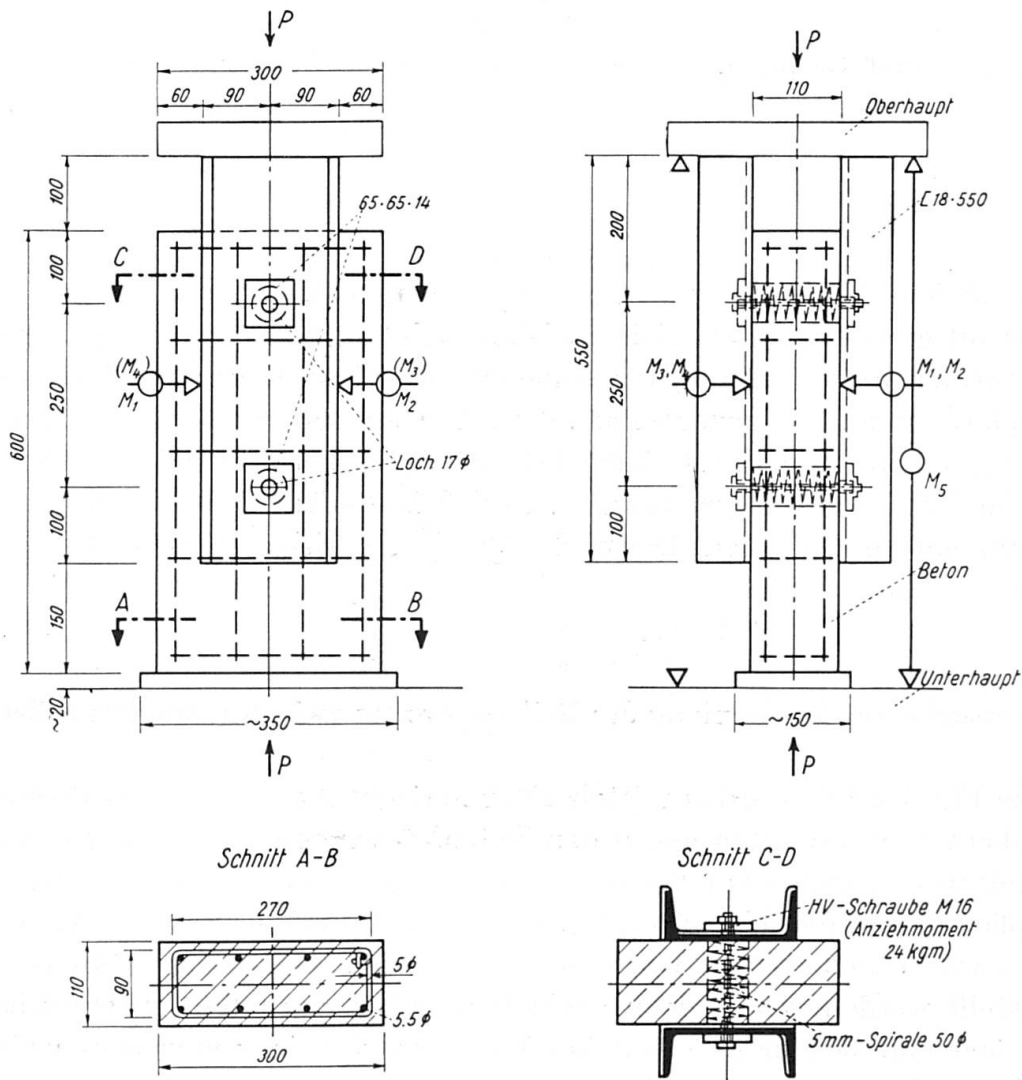


Fig. 2. Prüfkörper mit doppelseitigem Anschluß.

bis etwa 100 kg/cm^2 und größeren Werten μ kleinere Anpreßdrücke bis etwa 50 kg/cm^2 .

Der Versuch, einen Betonwürfel gleicher Beschaffenheit auf einer schiefen Stahlbene (Trägerflansch) unter seinem Eigengewicht zum Gleiten zu bringen, ergab $\mu = 0,55$. Diese Versuche sind als Vorversuche anzusehen, wobei nur etwa die Größenordnung von μ festgestellt werden sollte, und daher wird auf sie nicht näher eingegangen.

2. Versuche zur Bestimmung der Tragkraft eines doppelseitigen symmetrischen Anschlusses von \square -Eisen mittels hochzugfester Schrauben an eine Betonplatte Folgerungen

Die Ausbildung des Prüfkörpers ist in Fig. 2 in allen Einzelheiten dargestellt. Wesentlich ist hierbei, daß im Bereich der beiden HV-Schrauben der Beton durch je eine Spirale bewehrt ist. Die beiden \square -Eisen in St 37 wurden bereits bei der Herstellung des Betonkörpers, solange dieser noch feucht war, angebracht, damit ein sattes Anliegen auf der gesamten Berührungsfläche

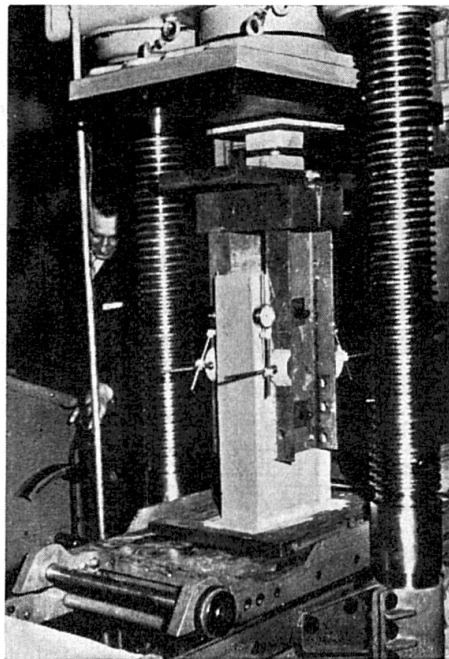


Fig. 3. Prüfkörper in der 500-t-Pressen.

gewährleistet war. Die Meßstellen $M 1$ bis $M 4$ geben die Verschiebungen zwischen Beton und \square -Eisen an, die Meßstelle $M 5$ die zwischen Ober- und Unterhaupt der 500-t-Pressen. Die gesamte Versuchsanordnung ist aus Fig. 3 ersichtlich.

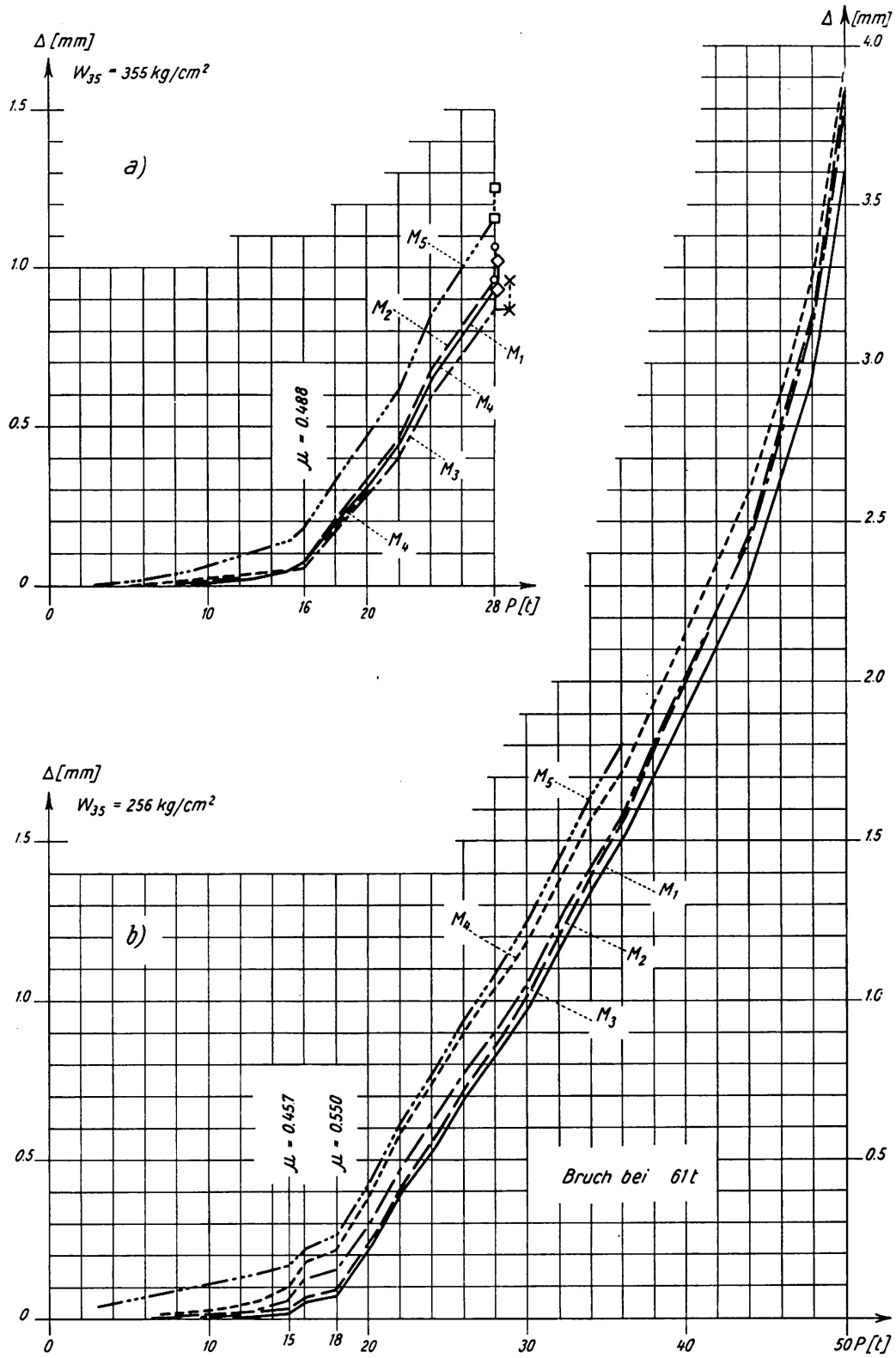


Fig. 4. Verschiebungen zwischen □-Eisen und Beton.

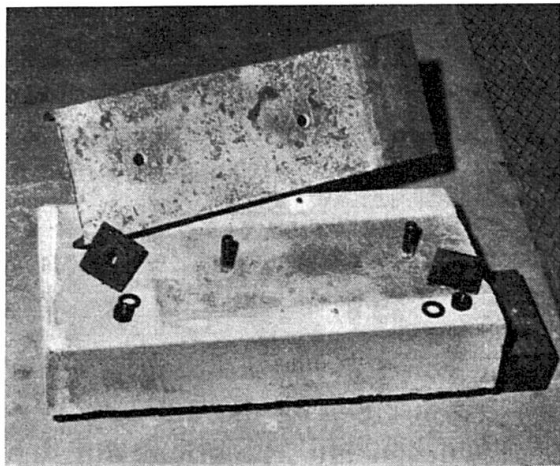


Fig. 5. Prüfkörper nach dem Versuch,
□-Eisen gelöst.

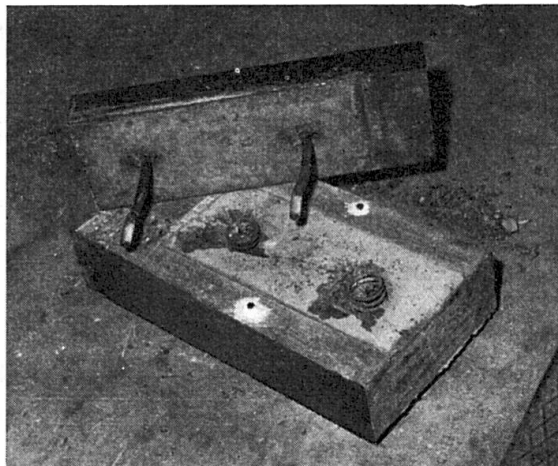


Fig. 6. Prüfkörper nach dem Versuch,
□-Eisen gelöst.

Die Bruchfestigkeit der HV-Schrauben $M 16$ betrug $11,15 \text{ t/cm}^2$, ihre Brinellhärte 354. Sie wurden mit einem Anziehmoment von 24 kgm angezogen¹⁾.

Versuch 2a

Die Würfelfestigkeit betrug am Tage des Versuches $W_{35} = 355 \text{ kg/cm}^2$. Die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Eisen- und Betonkörper sind in Fig. 4a dargestellt. Man erkennt deutlich am Knick der Linien $M 1$ bis $M 5$, daß bei $P = 16 \text{ t}$ das erste Gleiten der Verbindung eingetreten ist. Bis dahin betrug die aus rein elastischen Verformungen herrührende mittlere Verschiebung zwischen Beton und □-Eisen nur rund $0,06 \text{ mm}$. Dann wurde die Belastung bis $P = 28 \text{ t}$ gesteigert, darauf wieder entlastet und die Schrauben gelöst. Hierfür waren bei der oberen Schraube 22 kgm , für die untere 18 kgm Anziehmoment erforderlich. Nach dem Entfernen der □-Eisen waren weder im Bereich der Löcher im Beton noch im Stahl Verformungen oder Beschädigungen erkennbar (siehe Fig. 5).

Nimmt man entsprechend den VR, Tafel 5¹⁾, die zum Anziehmoment $M_a = 24 \text{ kgm}$ zugehörige Vorspannkraft $P_v = 8,2 \text{ t}$ an, so ergibt sich für diesen doppelseitigen Anschluß mit 2 Schrauben im Augenblick des ersten Gleitens:

$$P = 4 \mu P_v \quad \text{und daraus}$$

$$\mu = \frac{P}{4 P_v} = \frac{16}{4 \cdot 8,2} = 0,488.$$

¹⁾ Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) 1956. Stahlbau-Verlag. Im Rahmen dieser Arbeit mit VR bezeichnet.

Versuch 2b

Mit $W_{35} = 256 \text{ kg/cm}^2$ ergaben sich die Verschiebungen gemäß Fig. 4b. Aus Fig. 4b erkennt man, daß, abgesehen von einer ganz geringen Störung bei $P = 15 \text{ t}$, die Überwindung der Reibung bei 18 t beginnt. Dies entspricht Reibungswerten von

$$\mu = \frac{P}{4P_v} = \frac{15}{32,8} = 0,457 \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{18}{32,8} = 0,550.$$

Wie Fig. 4b zeigt, war aber nach Erreichen von $P = 18 \text{ t}$ die Tragfähigkeit der Konstruktion keineswegs erschöpft. Bei $P = 50 \text{ t}$ betrug die mittlere Verschiebung rund 4 mm . Zu diesem Zeitpunkt wurden mit Rücksicht auf den zu erwartenden Bruch die Meßuhren abgebaut. Bei $P = 61 \text{ t}$ trat dann die Zerstörung der Konstruktion ein. Zum Lösen der oberen Schraube waren 9 kgm , der unteren 10 kgm erforderlich. Die deformierten Teile des Prüfkörpers nach der Zerlegung sind aus Fig. 6 zu ersehen.

Wie weitere Versuche zeigten, ist die große Reserve zwischen dem Beginn des ersten Gleitens und der Bruchlast in der Anordnung der Spiralbewehrung um die Schraubenlöcher herum zu suchen. Ohne Spiralbewehrung sprengt der Schraubenbolzen schon frühzeitig den Beton. Es wurde weiter festgestellt, daß der Stahl satt an den Beton anliegen muß, sollen die oben angegebenen μ -Werte gewährleistet werden.

Folgerungen

Zusammenfassend kann auf Grund dieser Versuche vorgeschlagen werden, für die Gebrauchslasten den Beginn des Gleitens festzulegen. Somit ergibt sich für einen doppelseitigen Anschluß als aufnehmbare zulässige Übertragungskraft:

$$P_{zul} = 2 \mu P_v,$$

wobei P_v entsprechend den VR¹⁾ gewählt werden kann. Der untere Grenzwert wird für $\mu = 0,45$ erhalten. Gegenüber dem Bruchzustand besteht dann noch eine mehrfache Sicherheit. Diesen Anschluß wird man mit Vorteil für Fachwerkverbundkonstruktionen verwenden können, bei denen der frische Beton direkt auf die Stahlteile aufgebracht wird.

3. Versuche mit vollwandigen Verbundkonstruktionen mit HV-Schrauben statt Dübeln

Bei diesen Versuchen war die Betonplatte mit HV-Schrauben $M 16$ an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschraubt, der Bohrungen von 17 mm aufwies. Es sollen nur die Meßergebnisse für einen einzigen Verbundträger angegeben werden, da bei den übrigen Trägern ähnliche Ergebnisse vorliegen. Die Ausbildung des Versuchsträgers ist in Fig. 7 dargestellt. Die Bohrungen

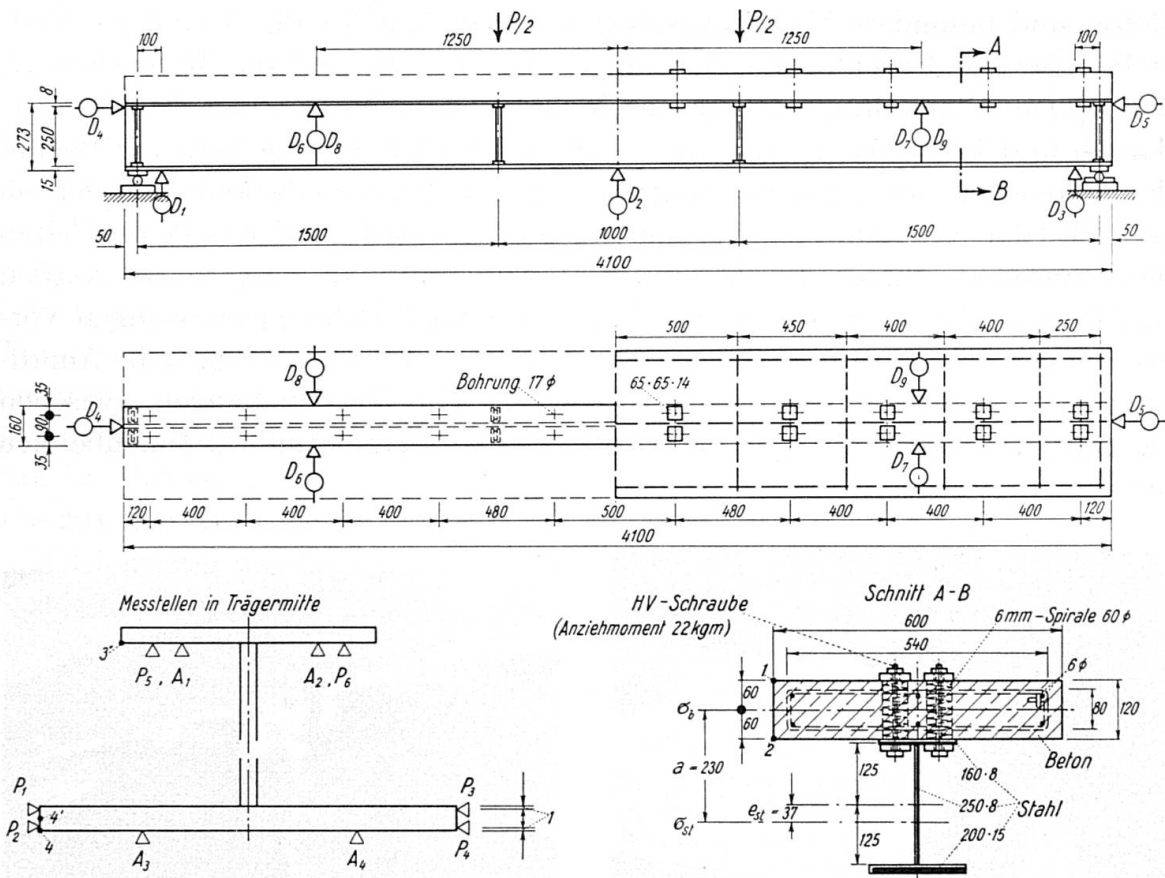


Fig. 7. Versuchsträger mit Angabe der Meßstellen für Durchbiegung und Verschiebungen.

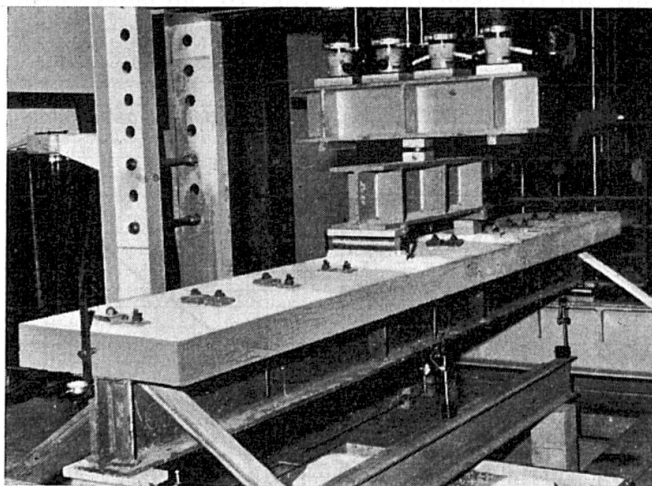


Fig. 8. Gesamte Versuchsanordnung.

in der Betonplatte sind wieder mit Spiralen gesichert. Zwischen den Unterslagscheiben der Schraubenköpfe bzw. Muttern und dem Stahlflansch bzw. Beton sind besondere Verteilungsplatten vorgesehen. In Fig. 7 sind die Meßstellen für die Durchbiegungsmessungen D_1 , D_2 , D_3 und die Meßstellen D_4 bis D_9 zur Feststellung der gegenseitigen Verschiebungen von Stahlträgerflansch und Betonplatte eingetragen. Die Schrauben wurden kurz vor Beginn des Versuches mit 22 kgm angezogen. Die Schraubenabstände wurden so gewählt, daß die Schraubenverbindung mit Rücksicht auf das erste Gleiten der schwächste Punkt der Konstruktion sein sollte. In Trägermitte wurden im Ober- und Untergurt des Stahlträgers laufend Dehnungsmessungen vorgenommen. Die gesamte Versuchsanordnung ersieht man aus Fig. 8, die Anordnung der Meßeinrichtung zur Feststellung der Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger am Trägerende aus Fig. 9 und im Innenbereich aus Fig. 10.

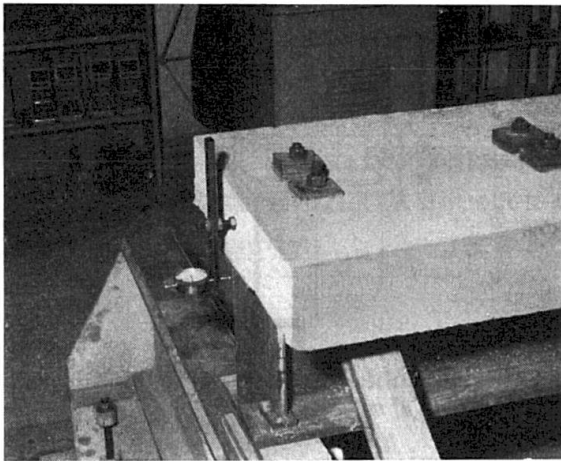


Fig. 9. Meßeinrichtung am Brückenende.

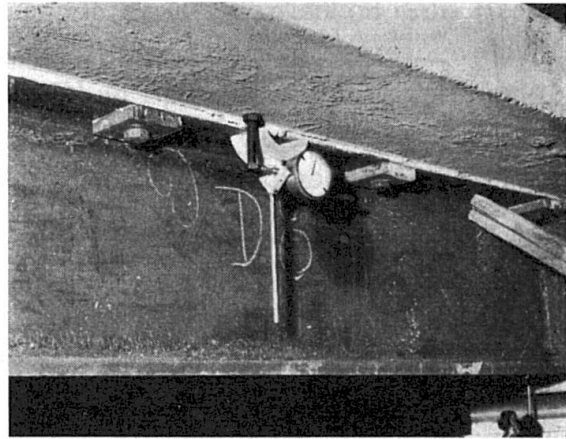


Fig. 10. Meßeinrichtung im Viertelpunkt.

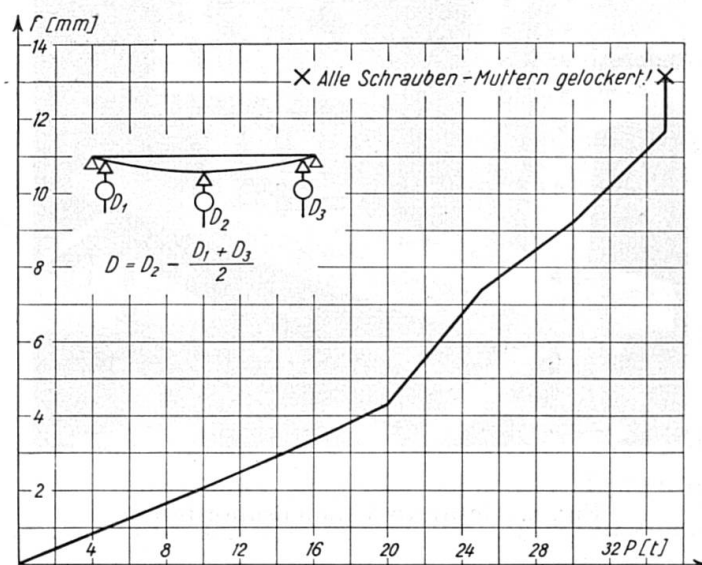


Fig. 11. Durchbiegungen in Trägermitte.

Versuchsergebnisse

Versuch 3a

Die Betonplatte wurde unmittelbar auf den Stahlträger betoniert. Die Würfelfestigkeit betrug $W_{63} = 468 \text{ kg/cm}^2$. Die Gesamtbelastung P wurde innerhalb von 2 Stunden langsam auf den maximalen Wert von 35 t gesteigert, und dann wurde wieder ganz entlastet. Bei 21,6 t war ein erstes Krachen, bedingt durch ein geringes örtliches Gleiten der Betonplatte auf dem Stahlträger, zu hören. Aus Fig. 11, in der die gemessenen Durchbiegungen in Trägermitte dargestellt sind, ist zu ersehen, daß die erste Abweichung vom linearen Anstieg bei $P = 20 \text{ t}$ aufgetreten ist. Besonders deutlich wird dieses plötzlich beginnende Gleiten aus Fig. 12. Aus dieser kann entnommen werden, daß bei der einen Trägerhälfte (Meßstellen D_5, D_7, D_9) das erste Gleiten bei $P = 20 \text{ t}$, bei der anderen (D_4, D_6, D_8) dieses erst bei $P = 25 \text{ t}$ begann.

Gleichzeitig wurden in Trägermitte die Spannungen an den Flanschen des Stahlträgers gemessen. Fig. 13 gibt die Spannungen auf Grund der Dehnungsmessungen P_1 bis P_6 mittels des Pfender-Meßgerätes und A_1 bis A_4 mittels Askania-Setzdehnungsmesser bei 100 mm Meßlänge an. Letztere konnten wegen ihrer großen Empfindlichkeit nach dem ersten Gleiten nicht mehr verwendet werden, da die plötzlichen Gleitungen hier zu Störungen führten. Die

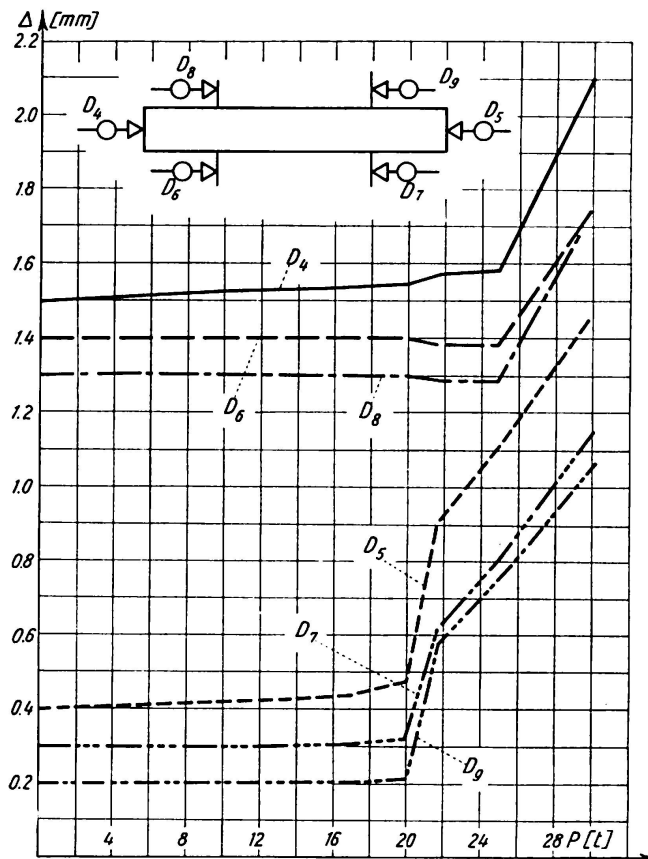


Fig. 12. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger.

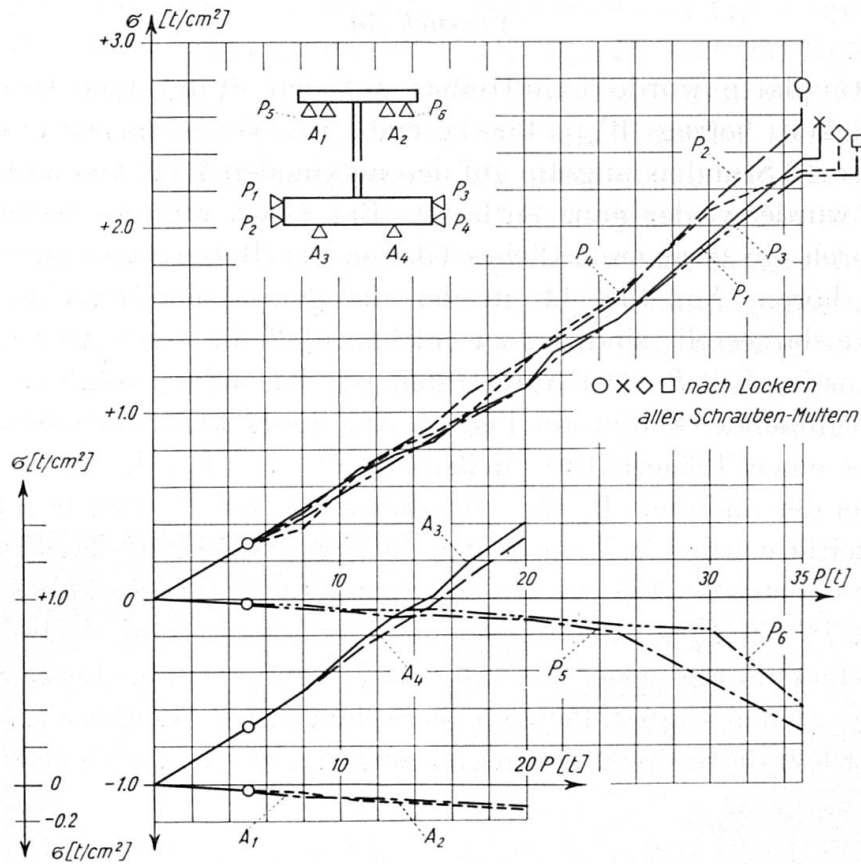


Fig. 13. Spannungen in Trägermitte.

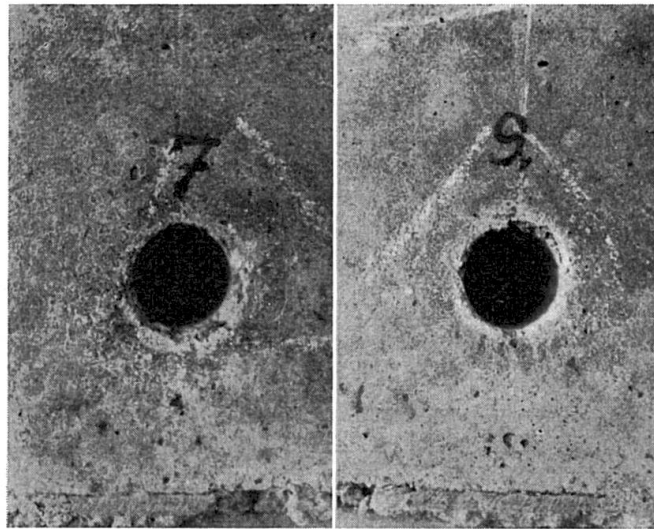


Fig. 14. Löcher im Beton nach der Belastung bis $P = 35$ t.

Pfendermessungen konnten demgegenüber bis zum Schluß durchgeführt werden. Bei $P=35\text{ t}$ wurden die Muttern der Schrauben gelöst, so daß keinerlei Anpreßdruck zwischen Betonplatte und Stahlträger mehr vorhanden war. Aus den dabei entstehenden Spannungsänderungen ersieht man, daß bis zum Schluß Reibungskräfte übertragen wurden. Nach dem Abheben der Betonplatte und Entfernen der Schrauben ergab sich, daß weder die Schrauben noch die Löcher im Stahlflansch irgendetwas Verformungen erkennen ließen. Auch die Löcher in der Betonplatte waren in einem ausgezeichneten Zustand, wie Fig. 14 erkennen läßt. Daraus folgt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung noch lange nicht erschöpft war. Die Belastung wurde nicht über $P=35\text{ t}$ gesteigert, da einerseits der maximale Druck der Presse mit $P=40\text{ t}$ begrenzt war und andererseits die gesuchten Ergebnisse klar erkennbar waren.

Versuch 3b

Von besonderer Bedeutung ist nachfolgender Versuch. Etwa 1 Jahr nach dem ersten Versuch wurde die gleiche Betonplatte wieder auf den gleichen Stahlträger aufgebracht, bei dem die Bohrungen auf 20 mm aufgerieben

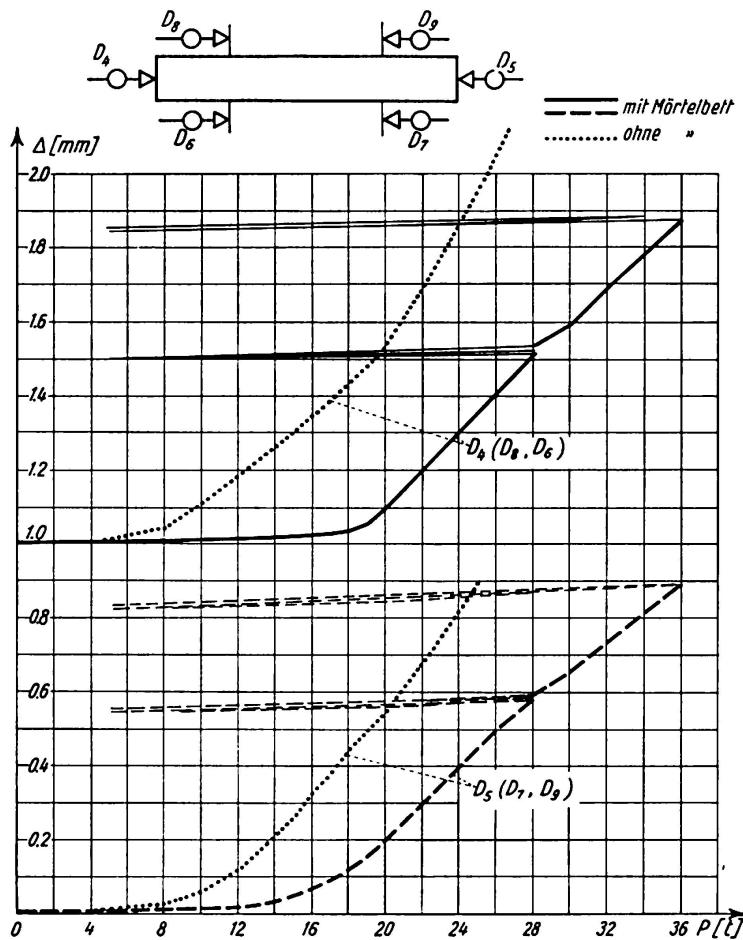


Fig. 15. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger ohne und mit Mörtelzwischenlage.

wurden. Der einzige Unterschied bestand darin, daß die Betonplatte um 180° horizontal gedreht wurde. Kleine Änderungen in den Auflagerbedingungen der Betonplatte am Stahlträger hatten zur Folge, daß beim Anziehen der Schrauben verschiedentlich Risse in der Betonplatte auftraten. Wie man aus den Verschiebungen der Meßstellen D_4 und D_5 , die in Fig. 15 eingetragen sind, entnehmen kann, begann ein Gleiten der Betonplatte in diesem Falle bereits bei $P = 5$ t. Bei weiterer Belastungssteigerung bis 28 t nahmen die Verschiebungen kontinuierlich zu.

Die schon so frühzeitig eintretenden Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger dürften darin begründet sein, daß infolge unregelmäßigen Aufliegens der Betonplatte an diesen Lagerstellen die Druckkräfte aus den Schraubenanzugsmomenten örtlich übertragen wurden, wodurch winzige örtliche Verformungen eintraten.

Versuch 3c

Der Verbundträger des Versuches 3b wurde wieder ausgebaut und mit der Betonplatte nach unten gelagert. Nach Abheben des Stahlträgers wurden Schaumgummiringe von 1 cm Dicke und 0,5 cm Wandstärke um die Schraubenbolzen gelegt, um die Löcher in dem Stahlflansch zu dichten. Anschließend wurde ein Mörtelbett zwischen Betonplatte und Stahlträger aufgebracht, und bei noch feuchtem Mörtel wurden die Schrauben etwas angezogen. Die Dicke des Mörtelbettes schwankte zwischen 5 und 8 mm. Es wurde Mörtel III nach DIN 1053 verwendet. (Mischung 1 : 4, $W/Z = 1,06$, $m = 4,33$; $Z = 377$ kg/m³; EPZ 375, Sand = 1,0 mm.) Nach 8 Tagen Erhärtungsdauer wurde der Belastungsversuch erneut unter denselben Bedingungen wie früher durchgeführt. Man sieht aus Fig. 15, daß auf der Trägerseite mit der Meßstelle D_5 nun erst bei rund 14 t die ersten merkbaren Verschiebungen auftraten; auf der entgegengesetzten Seite erst bei 18 t. Spannungen und Durchbiegungen entsprachen den Verhältnissen, wie sie in den Fig. 11 und 13 dargestellt sind. Die Belastung wurde bis auf 36 t gesteigert, ohne daß Schäden in der Konstruktion zu erkennen waren. Verschiedentlich wurden Entlastungen bis auf eine untere Grenze von $P = 5$ t durchgeführt, wobei bei Entlastung und Wiederbelastung bis zur ursprünglichen Größe keinerlei plastische Verschiebungen eintraten, wie dies ebenfalls aus Fig. 15 deutlich erkennbar ist. Nach Ausbau des Stahlträgers wurde an der Berührungsfläche zwischen Stahlträger und Betonplatte teilweise eine feinste Sandschicht festgestellt. Da die einzelnen Sandkörner nicht abgeschert waren, kann das Entstehen dieser feinen Sandschicht in einer Entmischung ihre Ursache haben, die an der Berührungsfläche zwischen Mörtelschicht und Stahlträger beim Festklopfen des Stahlträgers aufgetreten sein kann. An dieser Berührungsfläche, die ein vollkommen gleichmäßiges Aussehen hatte, waren verschiedentlich kleine Hohlräume, bedingt durch Wasser- oder Luftblasen, zu sehen.

Bei diesem Versuch war einerseits zwischen Schraubenbolzen und Flanschlöchern überall ein Spiel vorhanden, andererseits waren zusätzlich die Schaumgummiringe eingebaut. Das erste Gleiten kann hier tatsächlich nur nach Überwindung der Haftspannungen und der Reibungskräfte eingetreten sein.

Versuch 3d

Bei den übrigen Trägerversuchen wurden zum Teil die Stahlträgerabmessungen und die Schraubenentfernungen geändert. Die Betonplatten waren direkt auf den Stahlträgern betoniert worden. Weiter wurden z. B. die Bohrungen im Stahlflansch zum Teil von 17 auf 20 mm aufgerieben, ohne daß sich Änderungen für das erste Gleiten ergaben, ein deutlicher Beweis, daß bis zu diesem Augenblick alle Schubkräfte nur durch Haftung und Reibung übertragen wurden. Weiter wurden zum Teil vorgefertigte Betondübel mit Schraubenlöchern vor dem Betonieren der Betonplatte eingesetzt, ohne wesentliche Änderungen in den Auswirkungen zu ergeben. Dies hat für Ausführungsfälle zur Folge, daß solche Dübel im erhärteten, gegebenenfalls bereits vorgedrückten Zustand eingebaut werden können, wodurch Kriechverluste klein gehalten werden können. Zum Teil wurden bei den Schrauben die Muttern einzeln gelockert, wodurch der Einfluß der Reibung der einzelnen Schrauben deutlich sichtbar wurde.

Auswertung der Versuche

Unter Zugrundelegung der Bezeichnungen und Formeln [...] nach «Theorie der Verbundkonstruktionen»²⁾, den Querschnittsabmessungen und der Belastungsanordnung nach Fig. 7 sowie unter der Annahme eines Moduls $E_b = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$ ergeben sich die nachfolgenden Werte.

Stahlträger:

$$\begin{array}{lll} F_{st} = 62,80 \text{ cm}^2; & J_{st} = 7585,0 \text{ cm}^4; & e_{st} = 3,70 \text{ cm.} \\ {}^{st}W_4 = 736 \text{ cm}^3; & {}^{st}W_4' = 794 \text{ cm}^3; & {}^{st}W_3'' = 468 \text{ cm}^3. \end{array}$$

Betonplatte:

$$F_b = 720 \text{ cm}^2; \quad J_b = 8640 \text{ cm}^4; \quad n_b = 7,0;$$

damit wird nach [D, 1]:

$$F_{b,r} = 102,9 \text{ cm}^2; \quad J_{b,r} = 1234,3 \text{ cm}^4; \quad {}^bW_1 = {}^bW_2 = 1440 \text{ cm}^3.$$

²⁾ SATTLER, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, 2. Aufl., Berlin 1959. Ernst & Sohn.

Verbundträger. Nach [D 29] wird:

$$F_i = 102,9 + 62,8 = 165,7 \text{ cm}^2; \quad a = 6,0 + 0,8 + 12,5 + 3,7 = 23,0 \text{ cm};$$

$$a_b = \frac{23,0 \cdot 62,8}{165,7} = 8,72 \text{ cm}; \quad a_{st} = 23,0 - 8,72 = 14,28 \text{ cm};$$

$$S_i = \frac{23,0 \cdot 62,8 \cdot 102,9}{165,7} = 896,8 \text{ cm}^3;$$

$$J_i = 1234,3 + 7585,0 + 23,0 \cdot 896,8 = 29446,4 \text{ cm}^4.$$

Nach [D 30] wird:

$$\alpha_{st} = \frac{62,8 \cdot 7585,0}{165,7 \cdot 29446,4} = 0,09765.$$

Durchbiegung in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P in t (je $0,5 P$ in $0,5 m$ von Trägermitte nach Fig. 7) ergibt sich die rechnerische Durchbiegung zu

$$\delta_{P; 0, m} = \frac{1,21875 P}{E_e J_i} = \frac{1,21875 \cdot 10^3 P}{2,1 \cdot 10^7 \cdot 29446,4 \cdot 10^{-8}} = 0,19709 P \text{ [mm]}.$$

Spannungen in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P wird $M_{P; 0} = 1,5 P$ [tm]. Nach [E 25] ergeben sich die Verteilungsgrößen zu

$${}^M N_{P; b, 0} = \frac{896,8 \cdot 10^{-6}}{29446,4 \cdot 10^{-8}} M_{P; 0} = 2,284 P \text{ [t]};$$

$${}^M N_{P; st, 0} = +2,284 P \text{ [t]};$$

$${}^M M_{P; b, 0} = \frac{1234,3}{29446,4} M_{P; 0} = +0,031437 P \text{ [tm]};$$

$${}^M M_{P; st, 0} = \frac{7585,0}{29446,4} M_{P; 0} = +0,1932 P \text{ [tm]};$$

Damit wird nach [E 41]:

$$\begin{aligned} {}^1 \sigma_{P; b, 0} &= -5,355 P \text{ [kg/cm}^2\text{]}; & {}^2 \sigma_{P; b, 0} &= -0,99 P \text{ [kg/cm}^2\text{]}; \\ {}^3 \sigma_{P; st, 0} &= -0,0049 P \text{ [t/cm}^2\text{]}; & {}^4 \sigma_{P; st, 0} &= +0,0607 P \text{ [t/cm}^2\text{]}; \\ {}^4 \sigma_{P; st, 0} &= +0,0626 P \text{ [t/cm}^2\text{]}. \end{aligned}$$

Versuch 3a

Bis $P = 20$ t war kein Gleiten der Verbindung vorhanden. Die *Durchbiegung* in Brückenmitte beträgt hierfür:

$$\delta_{P;0,m} = 0,197 \cdot 20 = 3,94 \text{ mm.}$$

Gemessen wurde die Durchbiegung 4,4 mm (siehe Fig. 11). Diese stieg völlig linear mit P an. Die völlige Verbundwirkung ist damit eindeutig bestätigt.

Die rechnerischen *Spannungen* in Trägermitte betragen für $P = 20$ t:

$$\begin{aligned} {}^1\sigma_{P;b,0} &= -107,1 \text{ kg/cm}^2; & {}^2\sigma_{P;b,0} &= -19,8 \text{ kg/cm}^2; \\ {}^{3''}\sigma_{P;st,0} &= -0,098 \text{ t/cm}^2, & (-0,117 \text{ t/cm}^2), & [-0,134 \text{ t/cm}^2]; \\ {}^4'\sigma_{P;st,0} &= +1,214 \text{ t/cm}^2, & (+1,197 \text{ t/cm}^2); \\ {}^4\sigma_{P;st,0} &= +1,252 \text{ t/cm}^2, & [+1,377 \text{ t/cm}^2]. \end{aligned}$$

Die ()-Werte entsprechen den Messungen in den Punkten 3'' und 4' mit dem Pfender-Meßgerät, die []-Werte für die Punkte 3'' und 4 denen mit den Askania-Dehnungsmessern. Aus Fig. 11 ist ersichtlich, daß auch die Spannungen linear bis $P = 20$ t anwachsen.

Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger: Für das Eigengewicht des Verbundträgers $g = 0,24$ t/m ergibt sich in Trägermitte das Moment

$$M_{G;0} = g \frac{4,0^2}{8} = 0,48 \text{ tm.}$$

Mit der Belastung $P = 20$ t ergibt sich insgesamt das Moment:

$$M_{R;0} = 15,0 + 0,48 = 15,48 \text{ tm.}$$

Damit ergibt sich die zugehörige Betondruckkraft:

$$N_{R;b,0} = M N_{P;b,0} \frac{M_{R;0}}{M_{P;0}} = -47,1 \text{ t.}$$

Zur Einleitung der Druckkraft $N_{R;b,0}$ sind insgesamt 8 Schrauben vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher im Augenblick des ersten Gleitens die Schubkraft

$$N_{vorh} = \frac{47,1}{8,0} = 5,89 \text{ t.}$$

Nach den VR¹⁾ entspricht einer Schraube M 16 mit einem Anziehmoment $M_a = 23,9$ kgm eine Vorspannkraft $P_v = 8,2$ t. Somit kann für das aufgebrachte Moment $M_a = 22$ kgm der Wert $P_v = 8,2 \frac{22,0}{28,9} = 7,54$ t gewählt werden.

Es ergibt sich somit ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+S+H} = \frac{5,89}{7,54} = 0,78.$$

Hierbei ist zu beachten, daß einerseits die Schubkraft aus Schwinden und Kriechen und die Schubkraft aus Verkehr in entgegengesetzter Richtung wirken und andererseits Haftspannungen zwischen Beton und Stahl vorhanden sind.

Versuch 3c

Bis $P = 14 \text{ t}$ ist kein Gleiten der Betonplatte vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher die Schubkraft

$$N_{\text{vorh}} \approx 5,89 \frac{14}{20} = 4,12 \text{ t.}$$

Dieser Kraft entspricht ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+H} = \frac{4,12}{7,54} = 0,55.$$

Bis 14 t wachsen die Durchbiegung und die Spannungen in Brückenmitte wieder linear. Die diesbezüglichen Werte entsprechen denen des Versuchs 3a.

Folgerungen

Für Verbundträger mit HV-Schrauben statt Dübel kann für die Gebrauchslasten je Schraube die Schubkraft $N_{zul} = \mu P_v$ übertragen werden, wobei als unterer Grenzwert $\mu_{min} = 0,45$ gewählt werden kann. Die Betonplatte muß hierbei direkt auf den Stahlträger betoniert werden, oder es muß bei Fertigbetonplatten eine Mörtelschicht zwischengeschaltet werden. Mit Rücksicht auf die Haftspannungen wird ein erstes Gleiten erst bei einer größeren Schubkraft als N_{zul} erfolgen. Sollte gelegentlich eine unvorhergesehene Laststeigerung über die Gebrauchslasten hinaus erfolgen und selbst ein geringes Gleiten in der Verbindung eintreten, so ist dies ohne große Bedeutung, da bei Entlastungen und Wiederbelastungen die Verformungen völlig elastisch vor sich gehen.

Die Löcher im Beton für die Schrauben müssen durch Spiralbewehrung gesichert werden.

Zur Verteilung des Schraubendruckes auf den Beton bzw. Stahl sind Unterlagsplatten erforderlich. Da hierbei nach dem Anziehen der Schrauben keinerlei Mehrbelastung auftreten kann — es kann auch bei der Bruchbelastung der Konstruktion die Schraubenkraft nicht größer werden —, so kann für die zulässige Betonpressung unter den Verteilungsplatten $\sigma_{b, Dü} = \frac{2}{3} W_{28}$ mit genü-

gender Sicherheit gewählt werden. Die gleichzeitig in der Verteilungsplatte auftretenden Biegespannungen können die Fließspannung des verwendeten Stahles erreichen.

Abschließend möchte ich Herrn Professor Dr.-Ing. PILNY für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche, der Firma Krupp-Druckenmüller, Berlin, für die Gestellung der Versuchsträger und meinen Assistenten, den Herren Dr.-Ing. SCHABER, Dipl.-Ing. KRUG und Dipl.-Ing. STEINBACH, für ihre Mitarbeit bestens danken.

Zusammenfassung

Werden bei Verbundkonstruktionen Beton- und Stahlteile nicht mittels Dübeln, sondern mittels hochzugfester Schrauben miteinander verbunden, so ist die Frage des Reibungsbeiwertes μ von wesentlicher Bedeutung. Die durchgeführten und oben beschriebenen Versuche lassen erkennen, daß für die Gebrauchsbelastung mit einem unteren Grenzwert von $\mu = 0,45$ gerechnet werden kann und daß unter Zugrundelegung dieses Wertes noch eine große Sicherheit gegen Bruch besteht. Voraussetzung ist hierbei, daß die Betonteile aufbetoniert werden oder daß bei Fertigbetonteilen eine Zwischenlage, wie Mörtelbett und dergleichen, vorgesehen werden muß und daß die Öffnungen für die Schrauben im Beton durch eine einfache Spiralbewehrung gesichert sind.

Summary

If in composite structures the connection between the concrete and the steel components is effected by means of high-tensile bolts instead of dowels, then the question of the coefficient of friction μ assumes considerable significance. The tests which have been carried out and which are described in the present paper show that for working-load conditions a lower limiting value $\mu = 0.45$ can be adopted and that designs based on this value provide a considerable factor of safety with respect to failure. It is essential that the concrete components be cast in situ or that, if precast units are employed, an intermediate layer (such as a bed of mortar or some similar expedient) be provided and that the bolt holes in the concrete be strengthened by a simple helical reinforcement.

Résumé

Lorsque dans les ouvrages mixtes, on assemble les parties en béton aux pièces métalliques non pas avec des chevilles, mais avec des boulons à haute

résistance à la traction, la question du coefficient de frottement μ prend une importance essentielle. Les essais effectués et qui sont décrits ci-dessus montrent que pour la charge utile, il faut tabler sur une limite inférieure $\mu = 0,45$; sur cette base, la sécurité vis-à-vis de la rupture est encore élevée. Ceci suppose toutefois que les parties en béton sont bétonnées directement sur le métal ou que, lorsque l'on emploie des pièces préfabriquées en béton, il est prévu une couche intermédiaire de mortier ou autre. D'autre part, les trous de passage des boulons dans le béton doivent être renforcés par une armature simple en hélice.