

## **IIb: Friction-grip-bolts (high strength bolts)**

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

### **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.

## IIb1

### **Studies on the Application of High-Strength Bolted Joints to Bridges**

*Recherches sur l'utilisation, dans les ponts, d'assemblages réalisés avec des boulons à haute résistance*

*Untersuchungen über die Verwendung von hochfest verschraubten Stößen im Brückenbau*

ICHIRO KONISHI

Dr. Eng., Professor of Structural Engineering, Department of Civil Engineering,  
Kyoto University, Kyoto, Japan

#### **1. Introduction**

This paper is concerned with the experimental investigations into static and fatigue tests on full-scale welded girders with high-strength bolted joints. In the static tests, the deformations and the strain distribution around the joint were investigated up to the failure of girders.

Furthermore, girders with riveted joints were made by replacing the bolts of the bolted girders by rivets for the purpose of comparing the properties in different types of girders. Fatigue tests were also performed in order to ascertain the fatigue behaviour of the girders.

#### **2. Test Girders and High-Strength Bolts**

##### *a) Test Girders*

The test girders illustrated in Fig. 1 are made of high strength steel which has a tensile strength of 50.5 kg/mm<sup>2</sup> and a yield tensile strength of 32.9 kg/mm<sup>2</sup>.

Since the test girders were loaded at two symmetric points, as in Fig. 1, the part of the girder between the loading points was subjected to bending moment only.

Assuming the allowable tensile stress of the steel to be 1,900 kg/cm<sup>2</sup>, the loads at which the fibre stress in the lower flange plate will reach the allowable stress can be estimated as  $P = 43.5$  tons for the gross section and 34.8 tons for the net section. The load that will cause yielding of the lower flange plates will be 75.6 tons for the gross section and 60.5 tons for the net section.

##### *b) High-Strength Bolts*

Four types of high-strength bolts ( $\varnothing$  22 mm) were used. They have almost the same mechanical properties, as is evident from Table 1, and have the chemical compositions indicated in Table 2.

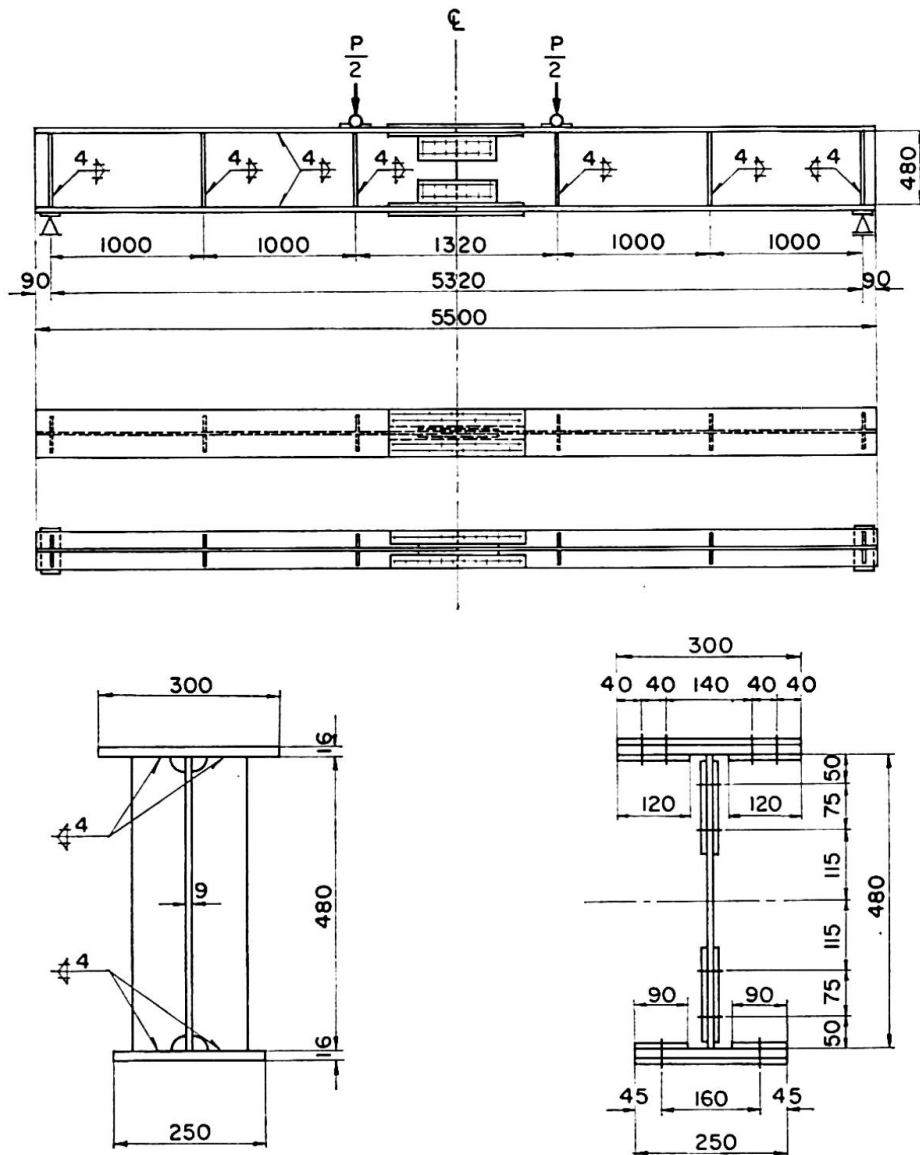


Fig. 1.

Table 1. Mechanical Properties of Bolts

Item	Yield Tensile Strength (kg/mm <sup>2</sup> )	Ultimate Tensile Strength (kg/mm <sup>2</sup> )	Elongation (%)	Reduction of Area (%)	Charpy Impact (kg-m/cm <sup>2</sup> )
A	104.6	109.5	16.8	53.3	4.5
B	99.6	110.7	15.8	52.0	12.0
C	103.4	113.3	15.3	48.0	12.0
D	97.0	107.0	20.4	56.8	—

Each bolt was tightened by means of a torque-wrench. To obtain a given pre-load on the bolts of 24 tons, the necessary torque to rotate the nuts, namely 97 kgm, was estimated by using the torque coefficient 0.183. This pre-load causes a tensile stress of 8,000 kg/cm<sup>2</sup>, and it corresponds to 82% of the yield stress of the material.

Table 2. Chemical Composition of Bolts (%)

Item	C	Si	Mn	P	S	Cr	V	Mo	Al	
A	0.50	0.34	0.96	0.009	0.011	1.15	0.14	—	0.020*	0.012**
B	0.41	0.31	0.90	0.002	0.012	0.95	0.10	—	0.019	0.011
C	0.43	0.35	0.74	0.010	0.019	1.20	—	0.248	0.018	0.011
D	0.43	0.28	0.88	—	—	0.95	—	0.20	—	—

\* sol    \*\* insol

Torque value tests were performed prior to clamping off the bolts of the girders. The experimental relationships between the values of the pre-load on the bolts,  $P_v$ , and the values of the torque,  $M_a$ , were approximately linear, from which the torque coefficient  $k$  was obtained as

$$k = M_a/P_v d = 0.183 \text{ (mean value),}$$

where  $d$  signifies the nominal diameter of the bolts.

### 3. Static Test and Discussion of the Results

#### a) Remarks on the Tests

The tests were carried out on four test girders, two of which had a joint made with high-strength bolts, while the others had a riveted joint. The former will be referred to as the "bolted girder", while the latter will be termed the "riveted girder" in this paper.

These tests were intended to investigate the following properties: (1) the deflection of the girders at midspan, (2) the relative displacement between the lower flange plates, and (3) the strain distribution in the plate around the midspan joint.

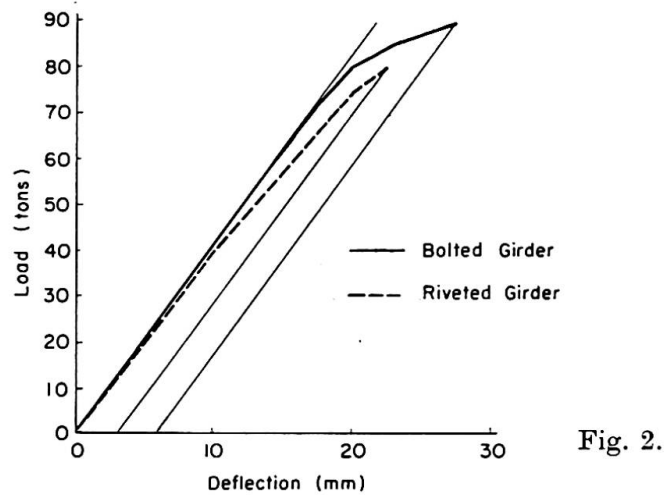
For investigation (3), the strains were measured by means of electrical-resistance type strain gauges. For investigation (2), small steel balls for a contact-type strain indicator were pressed at the gauge points on to the side faces of the flange and the splice plates of the bolted girders. Throughout the tests, measurements were made for every 5 or 10 ton increment of the test load. The same methods were used for the two riveted girders.

All the tests were conducted at the Department of Civil Engineering, Kyoto University, using the Kyoto University Structural Testing Machine.

#### b) Deflection at the Midspan of the Test Girders

The deflection at the midspan of the test girders was measured by dial gauges. The results are shown in Fig. 2. The deflections of the riveted girder are about 10% greater than those of the bolted girder.

For the purpose of reference, the deflection at midspan under the same loading for a welded girder without joints was computed as 11.70 mm, assuming



the moduli of elasticity of the steel to be  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  and  $G = 0.81 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . The experimental results of the deflections are 12.54 mm for the riveted girder and 11.33 mm for the bolted girder.

From the above result, it can be concluded that the flexural behaviour of the bolted girder will be similar to that of the welded girder without joints.

### c) Relative Displacement Between the Lower Flange Plates

Measurements of the relative displacement between the lower flange plates at their joint were made by using dial gauges attached to their lateral edges.

The relative displacement obtained for the riveted girder is nearly twice as great as that for the bolted girder.

On the other hand, the relative displacement between the flange and the splice plate was investigated by means of contact-type strain indicator. Based on the measurements of the gauge length of 20 mm, which was set inclined at 30 degrees to the direction slip, of the amount of displacement was determined as shown in Fig. 3 for the bolted girder and Fig. 4 for the riveted girder. The displacement measured in the present test for the bolted girder consists of three components: extensional deformation of the plates, shearing deformation due to friction between the plates, and slip between the plates.

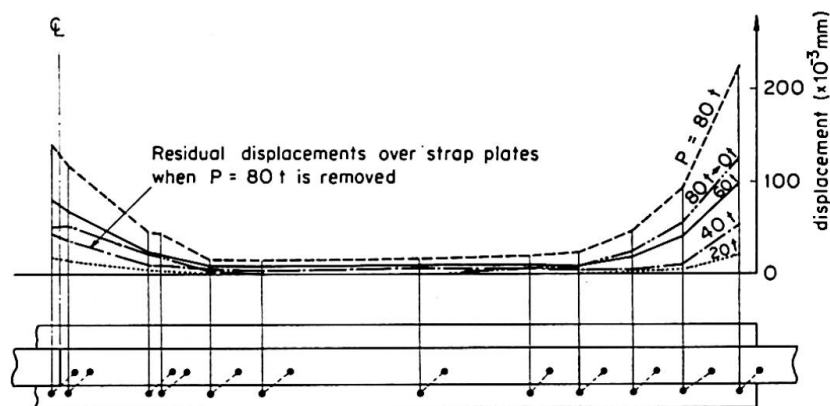


Fig. 3.

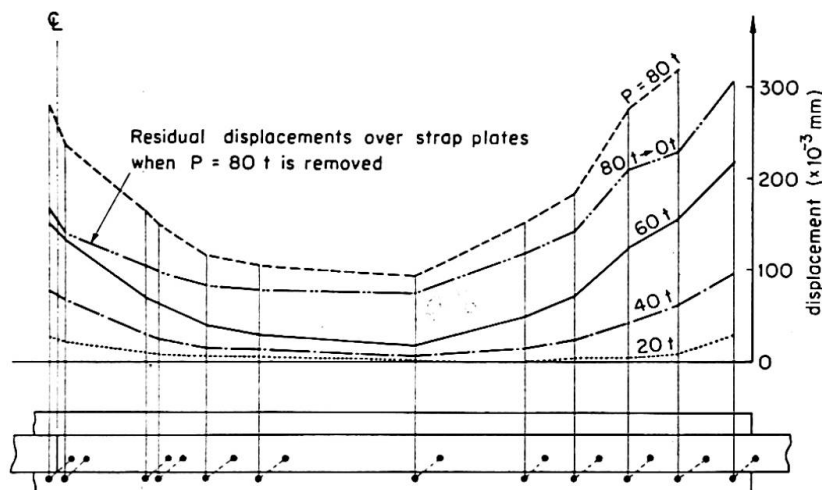


Fig. 4.

In conclusion, from these two kinds of displacement measurements, the superiority in flexural rigidity of the bolted girder to the riveted girder is well established.

#### d) Deformation Properties of the Flange Plate Joint

To investigate the mechanism of stress transmission in the flange plate joint, strains in the upper and lower flange plates and the splice plates were measured by electrical resistance strain gauges at every 10 tons of test loading up to 90 tons for the bolted girder and up to 80 tons for the riveted girder.

The results showed that the surface strains in both flange plates, at some little distance from the joint, were greater at the middle of the width, where the web plate was welded.

In the joint of the flange plates, the surface strains in a transverse section of the plate at both ends were greater than those in the middle. Based on the strain measurement in a transverse section through the first row of bolts or rivets, the strain for the bolted joint was less than that for the riveted joint. This fact shows that the transmission of stress for the bolted joint will depend on the friction between the connected plates. Strain distributions measured along the edge of the lower flange plates in bolted and riveted girders show similar properties to the slip distributions described in (c).

The strain distributions along the edge of the lower flange plates in the bolted girder and the riveted girders were as follows: for the bolted girder subjected to comparatively small test loads, the longitudinal strain at the middle of the jointed portion were distributed uniformly, and gave a lower value than at the ends of the joint, and the range of uniform strain distribution was rather wide. This shows that the stress transmission under comparatively small test loads will contribute to the frictional resistance at the ends of the joint on bolted connections and will scarcely exist between the flange plate and the splice plates at the middle part of the joint. With increase in the test load, the range of uniform strain distribution tends to diminish, i. e., the range where the

frictional resistance is effective, extends towards the middle part of the joint. On the other hand, for the riveted girder, the range of uniform strain distribution was narrower than that for the bolted girder and vanished when the test load reached 60 tons. This shows that each of the six rivets took a part of the stress transmission almost uniformly upon itself. Incidentally, the behaviour of the riveted girder under low test loads was similar to that of the bolted girder.

#### *e) Elastic Behaviour of the Web Joints*

In order to investigate the elastic behaviour of the web joints, the strains at 23 selected points on the web joint were measured for each riveted and bolted girder. The measurements were conducted under the test loads; 20, 40, and 80 tons. The results show a remarkable difference between the bolted girder and the riveted girder in regard to the strain distribution on the moment plates. They indicate that these differences are caused by the contact between the connected plates at the upper flange and at the upper part of the web. That is to say, the contact of the web plates will develop more easily for a riveted connection than for a bolted connection.

### **4. Fatigue Tests and Discussion of the Results**

#### *a) Remarks on the Tests*

Fatigue tests were made on three bolted girders, No. 1, No. 2, and No. 3, and on one riveted girder, using the same testing machine as in the static tests. The alternating loads were selected in the range of 8 to 36 tons during all the tests. The lower flange stresses computed for the gross section are from 350 to 1570 kg/cm<sup>2</sup>. The machine was operated at an alternating speed of about 270 cpm throughout the tests.

#### *b) Discussion of the Results*

The results are summarised in Table 3: the bolted girder No. 2 was subjected to  $2 \times 10^6$  loading repetitions without showing any noticeable failure, but the riveted girder and bolted girders No. 1 and No. 3 failed after loading repetitions of less than  $2 \times 10^6$  cycles. Bolted girder No. 1 failed at the section of the applied load after  $1.84 \times 10^6$  cycles as a result of tensile fatigue as shown in Photo. 1. The fatigue crack started from the fillet weld connecting the lower flange and the web plates and spread into both the flange and the web plates. The principal stress at the point where fatigue failure occurred was calculated as 1,518 kg/cm<sup>2</sup>.

In bolted girder No. 2, the failure occurred at the same position as in girder No. 1, and in bolted girder No. 3 failure started from a bolt hole in the lower strap plate in the first transverse row nearest to the midspan.

Table 3. Results of Fatigue Tests

Girders	Cycles to Failure	Remark on Failure
Bolted No. 1	$1.84 \times 10^6$	Photo. 1
Bolted No. 2	$2.48 \times 10^6$	same as Photo. 1
Bolted No. 3	$1.95 \times 10^6$	crack at the edges of bolt holes
Riveted	$0.75 \times 10^6$	Photo. 2

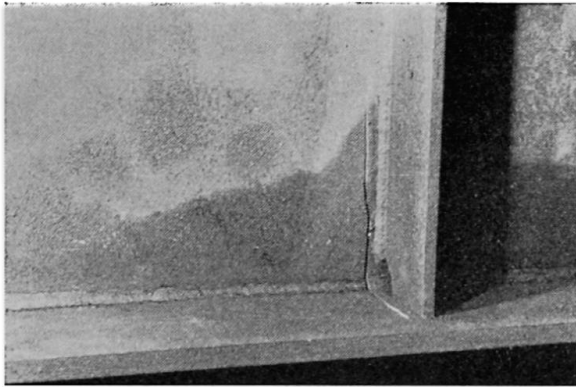


Photo 1.

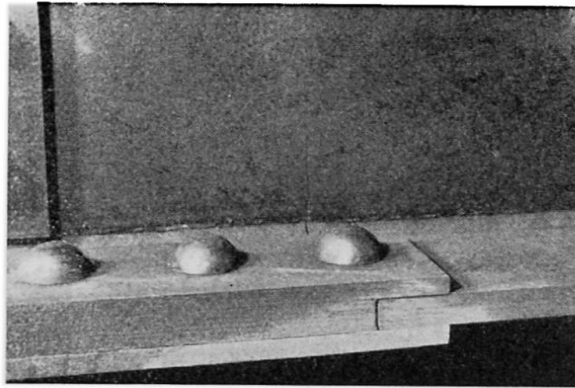


Photo 2.

Fatigue failure of the riveted girder occurred at a rivet hole in the lower flange plate in the outside row of the rivet joint as shown in Photo. 2 which corresponds in general to the weakest point of the riveted girder. The cyclic stresses at the point of failure were estimated by conventional calculations as 436—1,963 kg/cm<sup>2</sup> based on the net area.

Subsequent to the fatigue test, the torques required to release the bolts were measured in order to examine the effects of fatigue loading on the bolt tension, and it was found that there were no noticeable decreases in the bolt tension. In the case of bolted girder No. 3, however, the torque of the bolts in the failed section was a little less than that of the others.

### 5. Concluding Remarks

According to the tests, the following qualitative behaviours seem to be justified:

1. The deflection of the bolted girder did not differ from that of the all-welded girder, and was about 10% less than that of the riveted girder. The results show the superiority of the bolted girder to the riveted girder in regard to flexural rigidity.

2. The relative displacements between the main and the strap plates of the lower flange were remarkably small for the bolted girder in comparison with the riveted girder. This fact shows that the bolted girder has greater flexural rigidity than that of the riveted girder.



3. The extent of contact at the joint between the main plates under test loading was greater for the riveted girder than for the bolted girder and the neutral axis at the joint maintained a higher position for the riveted girder than for the bolted girder.

4. As can be seen from the above experiments, the stress concentration caused by the defects in the fillet weld of the flange and web plates is more intensive than that of the bolted joint, and hence it is necessary to execute the welding of structures carefully if they are to be subjected to fluctuating loads.

5. In riveted girders, stress concentration around the rivet holes governs the strength of the girder when subjected to fluctuating load. It may be concluded from the above facts that the fatigue endurance of the bolted girder is superior to that of the riveted girder.

### Summary

This paper is concerned with experimental investigations into the static and fatigue strengths of high-strength bolted joints applied to welded plate girders. The high-strength bolted joints were compared experimentally with ordinary riveted joints, and the superiority of the high-strength bolted joints in regard to both the static and fatigue strengths was made evident. Some mechanical properties of the high-strength bolted joints were investigated during the experimental studies.

### Résumé

L'auteur présente des essais concernant la résistance à la fatigue et aux efforts statiques d'assemblages réalisés avec des boulons à haute résistance sur des poutres soudées à âme pleine. Les essais effectués en vue de comparer les assemblages rivés ordinaires et les assemblages boulonnés HR, ont mis en évidence la supériorité de ces derniers tant en ce qui concerne la résistance à la fatigue qu'en ce qui concerne celle aux efforts statiques. Ils ont en outre permis d'étudier certaines propriétés mécaniques de ces assemblages boulonnés.

### Zusammenfassung

Dieser Bericht beschreibt experimentelle Untersuchungen über die Festigkeit unter statischer und wiederholter Belastung von hochfest verschraubten Stößen an geschweißten Blechträgern. In diesen Versuchen wurden die hochfest verschraubten Stöße mit gewöhnlichen, genieteten Stößen verglichen, wobei die Überlegenheit der hochfest verschraubten Lösung, sei es bei der statischen wie auch bei der Ermüdungsfestigkeit, eindeutig belegt wurde. Im weiteren wurden bei diesen Versuchen einige mechanische Eigenschaften dieser HV-Verbindungen untersucht.

## II b 2

### Beitrag zur Wandersicherheit von HV-Verbindungen

*The Safety Factor of High Strength Friction Grip Bolts Under Repeated Loading*

*Contribution à l'étude de la sécurité au cheminement graduel des assemblages HR*

H. BEER

Dipl.-Ing., Dr. techn., o. Professor, Graz

F. WALLNER

Dipl.-Ing., VÖEST, Linz

#### A. Allgemeines

Unter Wandern einer Reibungsverbindung verstehen wir ein schrittweises Gleiten bei oftmaligem Lastwechsel von einer Grund- auf eine Oberspannung. Der Erstverfasser hat am 6. Kongreß in seinem Diskussionsbeitrag<sup>1)</sup> über Lastwechselversuche berichtet, die in Österreich mit HV-Verbindungen durchgeführt wurden und dort die Veröffentlichung weiterer Versuchsergebnisse angekündigt. Nachstehend soll nun über eine Versuchsreihe mit 50 Lastwechseln und weitere Versuche mit 1000 Lastwechseln berichtet und die Ergebnisse diskutiert werden. Wir weisen jedoch besonders darauf hin, daß es sich bei den vorliegenden Versuchen nicht um Dauerschwingversuche handelt, da die Probekörper bis zur statischen Reibungsgrenze mit nur verhältnismäßig geringen Lastspielzahlen bei kleiner Lastspielfrequenz (0,2 Lastwechsel/Minute) belastet wurden. Es handelt sich daher streng genommen um oftmals wiederholte statische Zugversuche.

#### B. Versuche mit 50 Lastwechseln

In Fig. 1 ist die Versuchsanordnung und Meßeinrichtung dargestellt. Die aus Grobblech in Güte St 37 entnommenen Flachstäbe  $80 \times 40$  mm wurden mit 20 mm dicken Laschen aus gleichem Material durch je 6 HV-Schrauben, Güte 10 K, zweischnittig verbunden. Die Berührungsflächen einiger Proben wurden sandgestrahlt, die der restlichen Proben flammgestrahlt. Diese Probekörper (Fig. 2) wurden oftmaligen Belastungen zwischen einer unteren Laststufe von 5 t und oberen Laststufen bis knapp an die Gleitgrenze unterworfen. Während bei den bereits veröffentlichten Versuchen die rechnermäßige Gleitlast unter Annahme eines Reibungsbeiwertes von  $\mu = 0,45$  für die Oberlast als maßgebend angesehen wurde, liegt bei den hier beschriebenen Versuchen die Oberlast in der Nähe der tatsächlichen Gleitlast, die vorher experimentell ermittelt wurde.

<sup>1)</sup> BEER, H., II b 1 Schlußbericht, Stockholm 1960.

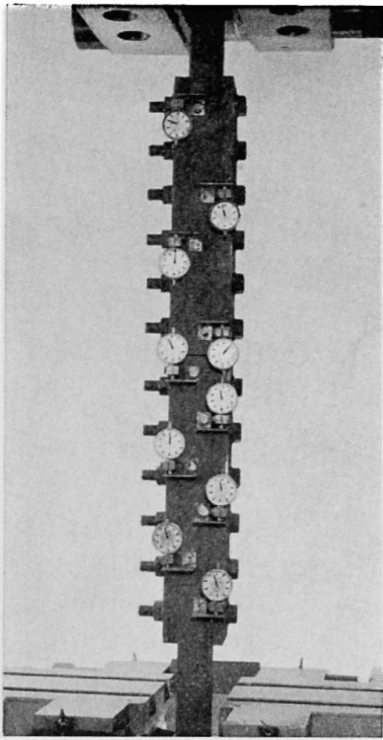


Fig. 1.

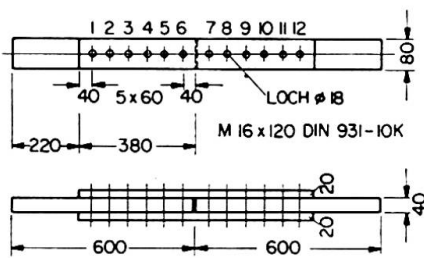


Fig. 2.

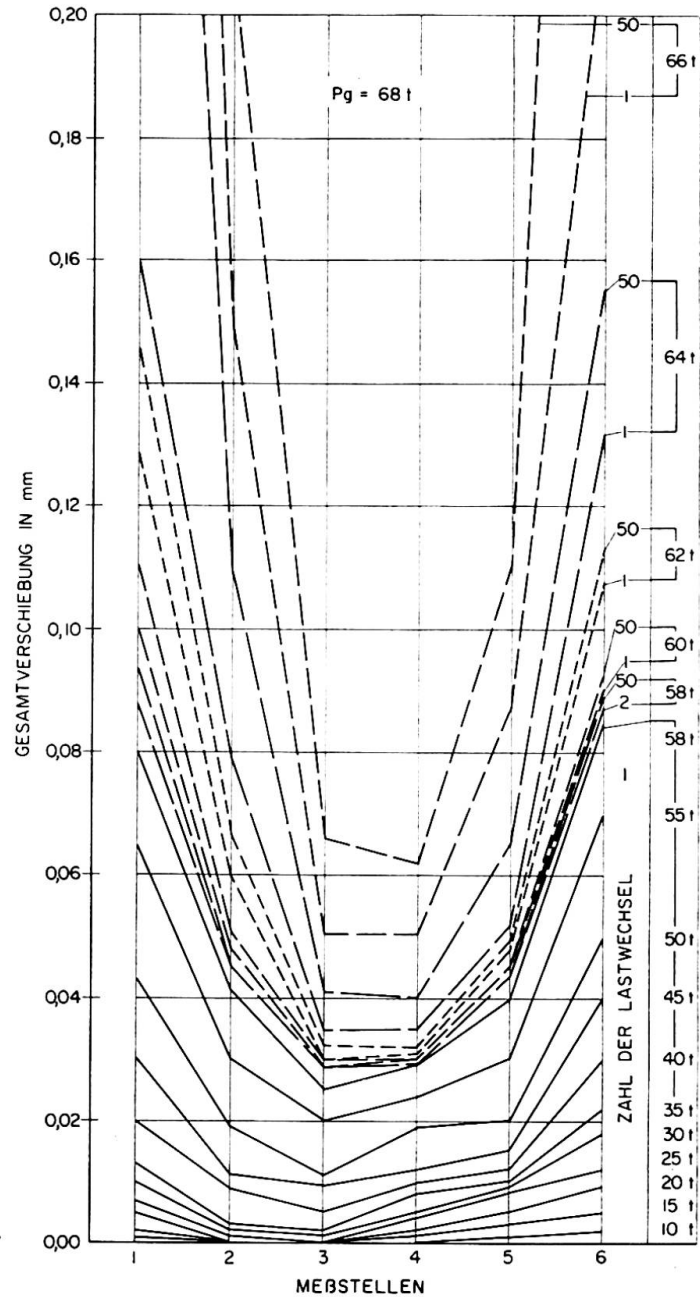


Fig. 3.

Die Schrauben M 16 wurden nach den österreichischen «Richtlinien für die Verwendung hochfester vorgespannter Schrauben im Stahlbau» mit einem Drehmoment von 28 mkg angezogen, was einer Vorspannung von 9,7 t entspricht. Die Messung der Verschiebung des Belastungsvorganges erfolgte in den in Fig. 2 angegebenen Punkten.

Der Versuchsablauf war bei allen Prüfungen grundsätzlich gleich und bestand aus:

- a) stufenweises erstmaliges Belasten der Probe von je 5 t bis 58 t und Bestimmung der Gesamtverschiebung bei den einzelnen Laststufen.
- b) Entlasten der Probe auf 5 t und Bestimmung der bleibenden Verschiebung.

- c) 50maliges Belasten der Probe zwischen 5 t und 58 t und Messung der Gesamtverschiebung unter der Oberlast bei jedem zehnten Lastwechsel.
- d) Bestimmung der bleibenden Verschiebung nach jedem zehnten Lastwechsel.
- e) Fortsetzung des Versuches wie unter c und d beschrieben, jedoch bei einer um 2 t je Versuch gesteigerten Oberlast bis zum Eintreten des Gleitens in der Gesamtverbindung.

Betrachten wir nun aus dieser Versuchsreihe die an einer Probe erzielten kennzeichnenden Ergebnisse. In Fig. 3 sind die festgestellten Gesamtverschiebungen für die untere Stoßhälfte einer sandgestrahlten Probe bei den nach Punkt a, c und e geschilderten Belastungsvorgängen dargestellt. Bereits bei erstmaliger Belastung (durchgezogene Linienzüge im Diagramm) kommt es zu sehr kleinen Teilgleitungen, die zunächst nur die äußeren Schraubenbereiche einer Stoßhälfte betreffen, aber bei weiterem Lastanstieg auch die inneren Schraubenbereiche erfassen. Diese Teilgleitungen nehmen bei Steigerung der Oberlast zwar zu, vergrößern sich jedoch bei wiederholter Belastung auf dieselbe Laststufe zunächst nicht oder nur unwesentlich. Erst bei Oberlasten um 90% der tatsächlichen Gleitlast verstärkt sich diese Zunahme geringfügig, um ab etwa 95% der tatsächlichen Gleitlast deutlich in Erscheinung zu treten.

Die in Fig. 4 dargestellten Diagramme der bleibenden Verschiebung lassen den geschilderten Vorgang anschaulich erkennen. Bei einer Oberlast von 62 t (90% der Gleitlast) erfolgte eine schwache Zunahme der bleibenden Gleitungen im Bereich der Randschrauben im Laufe der wiederholten Be-

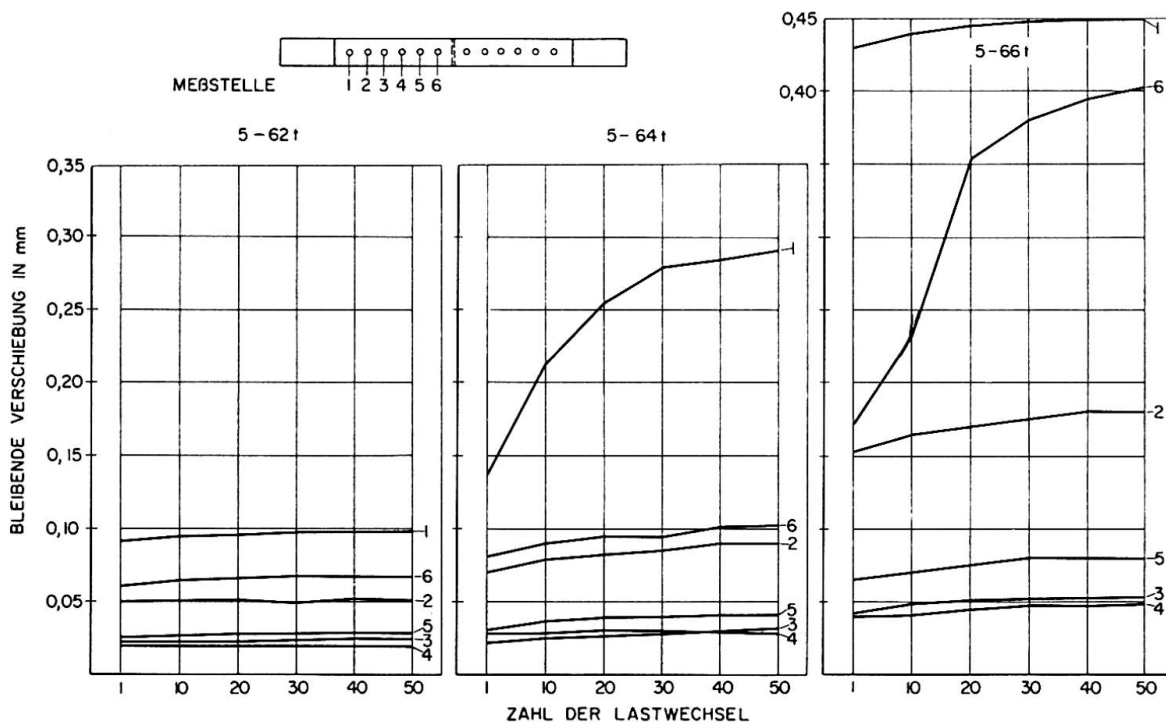


Fig. 4.

lastung, die aber mit steigender Lastwechselzahl allmählich zur Ruhe gekommen ist. Im Bereich der Stoßhälfte traten keine Veränderungen ein. Bis zu diesem Stadium kann man von einem «Atmen» der Verbindung nach erfolgtem «Einspielen» sprechen. Erst bei Schwellbelastungen mit einer Oberlast von 64 t (95% der Gleitlast) und darüber traten zunehmende Teilgleitungen in den Anschlußenden auf, die bei der letzten Laststufe auch auf die mittleren Bereiche übergingen. In diesem Stadium ist das Wandern der Schraubenverbindung eingetreten.

Die insgesamt an 5 sandgestrahlten und 10 flammgestrahlten Prüfkörpern durchgeführten Versuche zeigten einander weitgehend ähnliche Ergebnisse.

### C. Versuche mit 1000 Lastwechsel

Die durch die erste Versuchsreihe mit 50 Lastwechseln erhaltene Aussage mußte nun noch dahingehend überprüft werden, ob bei beträchtlicher Erhöhung der Lastspielzahl das Atmen der Reibungsverbindung fortbesteht,

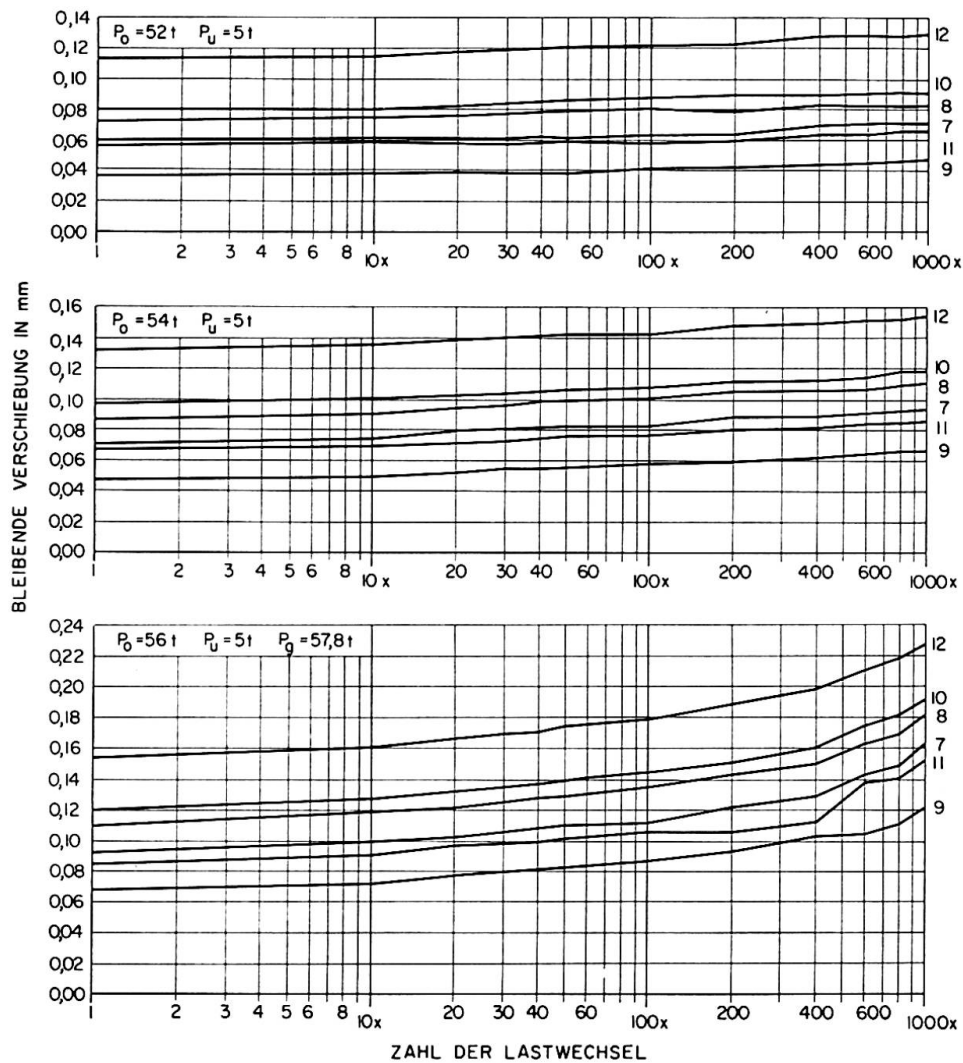


Fig. 5.

Tafel 1

Proben		Berührungs- flächen	Anziehdreh- moment $Ma$ mkg	Vorspann- kraft $Pv^2)$ t	Last b. fortschrei- tendem Gleiten $Pfg^3)$ t	Last bei Gleitgrenze $Pg$ t	Reibungs- beiwert	Verhältnis $\frac{Pfg}{Pg^3)}$ %
Nr.	Hälfte <sup>1)</sup>							
A	O	sand- gestrahlt	28	9,7	60	63	0,54	95
	U				—	69	0,59	—
B	O		26	9	56 (54)	57,8	0,54	97 (93)
	U		—	—	—	59	0,55	—
C	O		24	8,3	56 (54)	55,7	0,56	100 (97)
	U		—	—	—	64	0,64	—
D	O	flamm- gestrahlt	28	9,7	—	45	0,39	—
	U				47	48,6	0,42	97
E	O		26	9	49 (47)	52	0,48	95 (92)
	U		—	—	47	49,8	0,46	94
F	O		24	8,3	44 (42)	45,8	0,46	96 (92)
	U		—	—	44	46	0,46	96

1) O = Oberseite, U = Unterseite.

2)  $Ma = 0,18 \cdot 16 \cdot Pv$ .

3) ( ) = fortschreitendes Gleiten zum Stillstand gekommen.

oder ob doch eine Tendenz zum Wandern während des zeitlichen Ablaufes der wiederholten Belastung erkennbar ist.

Die Abmessungen der Probekörper und die Versuchseinrichtung waren genau die gleichen wie bei der ersten Versuchsreihe. Die Kontaktflächen der Proben wurden wiederum sand- bzw. flammgestrahlt, so daß die beiden hauptsächlich zur Anwendung kommenden Behandlungsmethoden der Berührungsflächen auch bezüglich ihres Einflusses auf die Wandersicherheit überprüft und miteinander verglichen werden können.

Ein charakteristisches Ergebnis ist in Fig. 5 dargestellt. Hierbei wurde der logarithmische Maßstab für die Auftragung der Lastspielzahl gewählt, weil dadurch eine Tendenz zum Wandern besonders deutlich sichtbar gemacht werden kann. Das für eine sandgestrahlte Probe geltende Wanderdiagramm (bleibende Verschiebung/Zahl der Lastwechsel) zeigt, daß trotz der relativ hohen statischen Gleitlast von 57,8 t erst bei einer Oberlast von 56 t (entsprechend einem Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,54$ ) eine erste, wenn auch nur sehr geringe Neigung zum Gleiten eintritt. Wie aus dem unteren Schaubild hervorgeht, kommt es nach oftmaliger Belastung jedoch zu bleibenden Verschiebungen im Bereich aller Schrauben. Es handelt sich daher hier nicht um ein Atmen der Verbindung im Sinne der in Abschnitt B beschriebenen Art, sondern um ein Gleiten auf der ganzen Verbindungslänge bei einer Oberlast, die dicht an der tatsächlichen Gleitgrenze liegt. Die Proben mit flammgestrahlten Berührungsflächen haben ein grundsätzlich gleiches Verhalten gezeigt.

In Taf. 1 sind die Ergebnisse aller bis 1000 Lastwechsel durchgeführten Versuche zusammengestellt. Für die einzelnen Proben gleicher Behandlungsart wurden auch die Anziehdrehmomente variiert, um ihren Einfluß auf die Wandersicherheit festzustellen. Die erheblich niedrigeren Reibungsbeiwerte, welche bei flammgestrahlten Proben erzielt wurden, liegen in der Tatsache begründet, daß walzfrisches Material verwendet wurde, dessen festhaftende Walzhaut beim Flammstrahlen nicht vollständig entfernt wurde. Die noch an der Probenoberfläche verbliebenen Zunderreste haben sich reibungsmindernd ausgewirkt. In der letzten Spalte der Tabelle ist das Verhältnis der Last bei fortschreitendem Gleiten zur statischen Gleitlast angegeben. Man erkennt, daß ein ausgeprägtes zunehmendes Gleiten unter oftmaliger Belastung erst ab 95% der statischen Gleitlast zu erwarten ist, selbst wenn letztere erheblich höher ist als die mit dem Reibungsbeiwert  $\mu = 0,45$  errechnete Gleitlast.

#### D. Diskussion der Versuchsergebnisse

An den Versuchen ist zunächst besonders bemerkenswert, daß zwar an den Außenteilen der Verbindung in der Regel die größten bleibenden Gleitungen eintreten, jedoch auch die Verbindungsmitte Gleitungen ähnlicher

Größenordnung aufweist. STEINHART und MÖHLER<sup>2)</sup> haben im zweiten Versuchsbericht über die Karlsruher Versuche mit HV-Verbindungen eine Darstellung der Verschiebungszustände in einem HV-Zugstoß während des Gleitens gegeben und auch den Versuch einer theoretischen Erfassung des Kräftespiels, wobei der Bauteil mit Laschen als Scheibe betrachtet wurde, gemacht. Demnach treten zunächst Schubverformungen ohne Gleiten an den Kontaktflächen ein, die auch bei unseren Versuchen von den Meßinstrumenten als kleine Relativverschiebungen registriert wurden. Bei Laststeigerung kommt es zu Teilgleitungen an den Stoßenden, während die Schubverformungen auf den Mittelbereich des Stoßes übergreifen, ohne daß dort noch eine Gleitung eintritt. Schließlich bewirkt die weitere Erhöhung der Last das Gleiten auf der ganzen Verbindungslänge.

Diese Erklärung reicht jedoch noch nicht zur Deutung unserer Versuchsergebnisse aus. Die Tatsache, daß auch bei Lasten, die erheblich unter der Gleitgrenze liegen, eine von den Meßinstrumenten deutlich registrierte Relativverschiebung der mittleren Stoßbereiche stattgefunden hat, läßt darauf schließen, daß hier noch eine Ursache mitspielen muß. Als solche kommt in erster Linie die Mikroverzahnung der beiden aneinandergereibten Oberflächen in Frage, die eine, wenn auch sehr geringe elastische und plastische Relativverschiebung gestattet (Kammwirkung), ohne daß es zu einem Gleiten kommt. Nach Einspielen der Verbindung erfolgt der Vorgang bei wiederholter Belastung wieder elastisch (Atmen der Verbindung), so daß kein schrittweises Gleiten zustande kommt. Erst bei Lasten in der Nähe der tatsächlichen statischen Gleitgrenze ist mit jedem Be- und Entlastungsvorgang ein Teilgleiten verbunden, so daß wachsende bleibende Verformungen auftreten, die schließlich zum Anliegen der Schrauben an den Lochwandungen führen.

### Zusammenfassung

In Österreich wurden Versuche mit HV-Verbindungen ausgeführt mit dem Ziel, die Wandersicherheit der Reibungsverbindung festzustellen. Die Versuche wurden mit 50 und 1000 Lastwechseln durchgeführt, wobei sich der Belastungsbereich von einer geringen Unterspannung auf eine Oberspannung erstreckte, die nahe bei der experimentell ermittelten statischen Gleitgrenze lag. Die Versuche haben gezeigt, daß ein Wandern bzw. fortschreitendes Gleiten der HV-Verbindungen bei den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen nicht eintreten wird, auch wenn die Verbindungen einer oftmaligen Belastung bis nahe an relativ hoch gelegene Gleitgrenzen ausgesetzt sind. Das Lochspiel der HV-Verbindung darf demnach auch hier mit maximal 2 mm

---

<sup>2)</sup> Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau. II. Teil, S. 25—29. Ber. d. D. A. f. St., Köln 1959.



festgelegt werden. Eine Erhöhung der geforderten Mindestsicherheit von 1,25 gegen Gleiten für Bauwerke, die wiederholter Belastung ausgesetzt sind (z. B. Brücken), ist daher nicht gerechtfertigt.

### Summary

The paper deals with Austrian tests on friction grip bolted joints under repeated loading. Tests were made with 50 and 1000 repetitions of loads in the connected bars, ranging from a small tension up to that approaching the value based upon the static friction coefficient. The tests show that inter-bolt slip does not occur even when a relatively high friction coefficient is used, e. g. 0.56 for St. 37. The tests justify a clearance of 2 mm for the hole, and show that it is not possible to justify any increase in the safety factor against sliding (1.25) used in the European Drafts.

### Résumé

On a effectué en Autriche des essais destinés à déterminer la sécurité au cheminement graduel des assemblages par recouvrement HR. On a appliqué 50 et 1000 cycles de charge, entre une limite inférieure faible et une limite supérieure proche de la charge de glissement statique expérimentale. Les essais ont montré que, dans les cas se présentant en pratique, les assemblages HR n'ont pas tendance à cheminer graduellement, même s'ils sont soumis à des sollicitations répétées correspondant à un coefficient de frottement élevé, par exemple 0,56 pour l'acier doux. On peut donc adopter un jeu maximum de 2 mm entre trou et boulon même pour les constructions soumises à des charges répétées (par exemple les ponts) et, de plus, il n'est pas justifié d'augmenter dans ce cas le coefficient de sécurité au glissement égal à 1,25 pour les charpentes.

## IIb3

### The Use of High-Strength Bolted Joints in Railway Bridges

*Utilisation des boulons précontraints dans les ponts-rails*

*Die Verwendung von HV-Verbindungen bei Eisenbahnbrücken*

KAZUO TOMONAGA

Dr., Director of Structure Design Office  
of J.N.R.

JIRO TAJIMA

Chief Engineer of Structure Design  
Office of J.N.R.

#### 1. Introduction

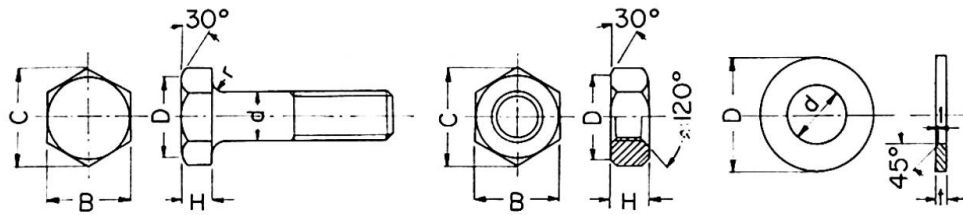
The first use of high-strength bolted joints for steel structures in Japan was for a temporary truss (span 62.4 m, through type, single track) for the Japanese National Railways in 1954. The laboratory tests and field observations began with this bridge construction. Many experiments have been carried out and the study was pushed forward to clarify the characteristics of the friction joints for use by structural engineers. Nowadays, high-strength bolted joints are applied to hundreds of railway bridges. The new head office of the J.N.R. and the new Osaka Station building on the new Tokaido Line were also constructed with this method of jointing.

#### 2. Bolts, Nuts, Washers and Tightening of Bolts

In railway bridges the standard size of bolts is  $\frac{7}{8}$  in dia., but  $\frac{3}{4}$  in. or 1 in. dia. are also used. The shapes of bolts, nuts and washers comply with the Japanese Industrial Standard most nearly concerned, and new specifications for high-strength bolts, nuts and washers will be provided in the near future. Table 1 shows the shapes of bolts, nuts and washers. The mechanical properties of the bolts are shown in Table 2. The material used for class 8 T or 9 T bolts is medium carbon steel, and for class 11 T bolts it is low alloy steel. The threads of the bolts are turned before or after heat treatment, and in the former case no oxygen furnace is normally used. Class 8 T bolts are now employed for railway bridges and 9 T bolts are used in buildings. In the new JIS, 9 T and 11 T bolts will be specified for structural use.

The bolt tensions used in design work are shown in Table 3. Bolts are tightened with a hand torque wrench or a torque-controlled impact wrench in the initial tensioning to nearly 10% above the designed bolt tension. The torque coefficient of the bolts used for railway bridges is 0.14—0.15 or about 0.18. In the former case, specially lubricated washers are used under the nuts.

Table 1. Dimensions of Bolts, Nuts and Washers



Bolt				Nut				Washer				
	w 3/4	w 7/8	w 1		w 3/4	w 7/8	w 1		w 3/4	w 7/8	w 1	
d	19.05	22.22	25.40	H {	for 8 T	16	18	20	d	21	24	28
r	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5		for 11 T	19	21	25	D	40	44	52
H	13	15	18		B	32	35	41	t	4.5	6	6
B	32	35	41		C ≈	37	40.4	47.3				
C ≈	37	40.4	47.3		D ≈	31	33	39				
D ≈	31	33	39									

Table 2. Mechanical Properties of Bolts (min. value)

Class of bolt	Yield point (kg/mm <sup>2</sup> )	Tensile strength (kg/mm <sup>2</sup> )	Elongation G. L. 50 (%)	Reduction of area (%)
8 T	65	80	16	40
9 T	70	90	14	35
11 T	95	110	14	35

Table 3. Permissible Shear Load

Size of bolt	Min. bolt tension (t)		Permissible shear load (t)	
	8 T	11 T	8 T	11 T
w 3/4	10	15	2.222	3.333
w 7/8	14	21	3.111	4.667
w 1	19	28.5	4.222	6.333

An unbiased estimate of the standard deviation of the torque coefficient is that it is not more than 5% when the manufacture and the tightening of the bolts are carefully controlled.

### 3. Slip Load of Joints

The nominal coefficient of friction is affected by various factors, and consequently a number of tests were conducted to determine the coefficient of friction for our designs.

The factors that seem to affect the slip load of joints significantly and the effect of these factors are as follows:

1. Condition of faying surface: The coefficient of friction depends significantly on the condition of the faying surface. However, for the same description of the condition of the faying surface, the value of the coefficient of friction ranges between the following limits:

Red lead	0.05—0.2	Flame cleaning	0.2—0.5
Galvanized	0.1 —0.3	Rusty	0.4—0.7
With millscale	0.2 —0.4	Shot blasted	0.4—0.7

2. Strength of bolted plate: In the results of slip tests for joints with 40 kg/mm<sup>2</sup>, 50 kg/mm<sup>2</sup> and 60 kg/mm<sup>2</sup> class steel, we were unable to find any difference between 40 kg/mm<sup>2</sup> class steel and 50 kg/mm<sup>2</sup> class steel. Joints made with 60 kg/mm<sup>2</sup> class steel had a coefficient of friction that was greater by not less than 20%.

3. Type of joints: Butt type and lap type joints, consisting of plates only, have the same slip coefficient. In cases where the joint is assembled with one plate and one angle and the total length of the test specimen is not great, the slip load decreases considerably compared with the joint having zero or slight eccentricity of load.

4. Size of joints and arrangement of bolts: The size of the joints may not greatly affect the slip load, that is to say, a series of tests with several set of joints which had the same bolt arrangement (series of 1 × 1, 1 × 2, 1 × 3, 2 × 2, 2 × 3 bolts), but a different edge distance, pitch and gauge, showed nearly the same value for the coefficient of friction. The slip load of joints where the bolts were arranged in one line of not more than six bolts was proportional to the number of bolts. But in the tests with an 8-bolt or 10-bolt specimen, the slip coefficient decreased slightly when the number of bolts was increased to 8 or 10. In this case both joints had the same cross sectional area, so that stress at the slip load in the 10-bolt joint was higher than in the 8-bolt joint. Because of this fact a crosswise reduction of area might affect the slip coefficient. We shall explain the relationship between slip stress and slip coefficient in the next paragraph.

5. Relationship between slip coefficient and slip stress: When the normal stress of the bolted plate is increased by tensile load, the thickness of the plate decreases gradually by Poisson's ratio and the initial bolt tension decreases accordingly. Therefore, the slip load does not increase proportionally to the initial bolt tension in cases where the slip load exceeds some limiting load. Fig. 1 shows the relation between  $\sigma_{sn}/\sigma_y$  and  $\mu$ .  $\sigma_{sn}$  is the stress at the slip load based on the net sectional area of the bolted plate and  $\sigma_y$  is the yield stress of the plate. From this figure, it is found that  $\mu$  does not seem to be affected by  $\sigma_{sn}/\sigma_y$  when  $\sigma_{sn}/\sigma_y$  is 0.8 or less, but when  $\sigma_{sn}/\sigma_y$  exceeds 0.8,  $\mu$  decreases proportionally. In these tests the test specimens had the same condition of faying

surface and were assembled with 6-bolts (3 lines  $\times$  2 rows) or 9-bolts (3 lines  $\times$  3 rows).

6. Effect of relaxation on the slip load of the joint: The effect of relaxation was investigated on more than 300 test specimens of the compression type with 2 bolts whose grip thicknesses were 90 mm and whose dia. were  $7/8$ ".

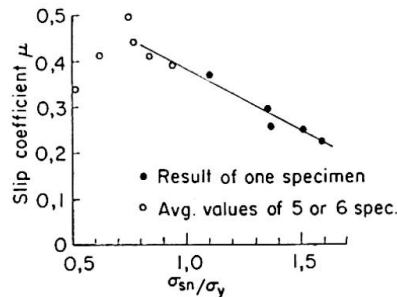


Fig. 1. Relationship between slip coefficient and slip stress.

These two series of tests, covering different intervals of time of one year and six months, respectively, were plotted by means of measurements of the slip load of the test specimens. The induced bolt tension was about  $0.6\sigma_y$ ,  $0.8\sigma_y$  and  $\sigma_y$  plus. The stress of the bolt was calculated as a combination of normal tensile stress and shearing stress due to torque by means of the formula  $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$  based on the effective area of the bolt threads.  $\sigma_y$  is the yield stress of the bolt employed, when tested on machined specimens. Consequently, in cases where the bolt tension was  $0.6\sigma_y$  no reduction of slip load occurred. In cases where it was about  $0.8\sigma_y$  the effect of relaxation is a low percentage of reduction and may be negligible. When the bolt tension exceeds the yield strength of the bolt, the decrease in the bolt tension seems to be 10—20% or more. However, in most cases the friction of the assembled joints will increase as a result of rust due to exposure to the atmosphere, so that the slip load of joints in actual structures may not show as great a decrease as that measured in the laboratory tests under dry conditions.

Having regard to the many factors above-mentioned which affect the slip load and the variance of the slip load due to an error in the bolt tension, we take 0.4 as the coefficient of friction for use in design in the case of shot blasted faying surfaces. The safety factor for the slip load is 1.8. This value is the same as that of structural steel for tension stress. Table 3 shows the permissible load per bolt in one faying surface.

#### 4. Sectional Area of the Joint Used in Calculating the Stress

The ratio of the stress of the joint, calculated on the gross sectional area of the bolted plate, to the elongation is nearly equal to the Young's modulus of the steel materials, but in riveted joints the ratio is about one-third of that of a bolted joint. However, if we take into consideration the value of 0.2% offset, the stress calculated on the net sectional area of the bolted plate is

nearly equal to the yield stress of the base plate, and the breaking load of a bolted joint does not differ from that of a riveted joint, except in a few cases. Consequently, it may be better to calculate the stress of the bolted plate with respect to the net sectional area of the bolted plate.

Table 4 shows a comparison between the average measured stress obtained from the stress distribution diagram as measured with wire strain gauges and the average stress calculated from an applied load. In this table the  $\sigma/\sigma_n$  values of 2-bolt joints are about 0.8. However, when the number of bolts is increased  $\sigma/\sigma_n$  also increases and in cases where there are more than 6 bolts,  $\sigma/\sigma_n$  is nearly equal to 1.0.

Fig. 2 shows examples of the stress distribution of bolted joints. When the number of bolts is small, the extent of the stress concentration at the bolt holes is 2.0—2.5 and the stress does not reach the yield point at the permissible load on the joint, but when the number of bolts becomes large, the stress exceeds the yield point at the permissible load.

Table 4. Average Measured Stress and Average Calculated Stress

No.	Arrange- ment of bolts	Pitch of bolts (mm)	$\frac{b_n}{b}$	Slip load (t)	$A_n \cdot \sigma_y$ (t)	Load (t)	Measured avg. stress $\sigma$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma}{\sigma_n}$	$\frac{\sigma}{\sigma_g}$	
1	1 × 2	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	26.3	31.8	15	9.6	0.80	0.99	
						30	20.7	0.86	1.07	
2	1 × 2	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	24.5	31.8	15	9.1	0.75	0.94	
		110		24.5 <		30	21.2	0.88	1.09	
						15	9.8	0.81	1.01	
3	1 × 2	66	$\frac{56}{80} = 0.70$	18.7	34.6	15	9.7	0.84	1.20	
4	1 × 4	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	34.4	63.6	30	11.2	0.84	1.05	
						50	20.3	0.92	1.15	
5	1 × 6	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	94.7	81.8	40	11.5	0.87	—	
		110						13.4	1.02	—
6	1 × 6	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	79.5	72.3	40	17.9	0.94	—	
		110		74.8			20.1	1.05	—	
7	1 × 8	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	116.0	103.4	50	17.6	1.05	—	
8	1 × 10	66	$\frac{106}{130} = 0.82$	113.5	112.3	60	17.2	0.95	—	
							100	29.1	0.99	—
		110					60	15.8	0.88	—
							119.8	100	29.4	0.99

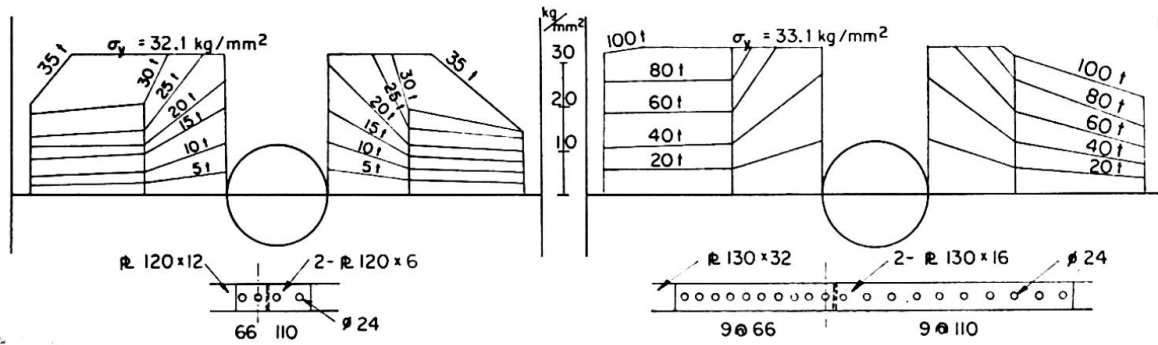


Fig. 2. Stress distribution of joints.

### 5. Fatigue Strength of the Joint

The slip coefficient and the number of bolts in the direction of the load affect the fatigue strength of the joint significantly. Fig. 3 shows the relation-

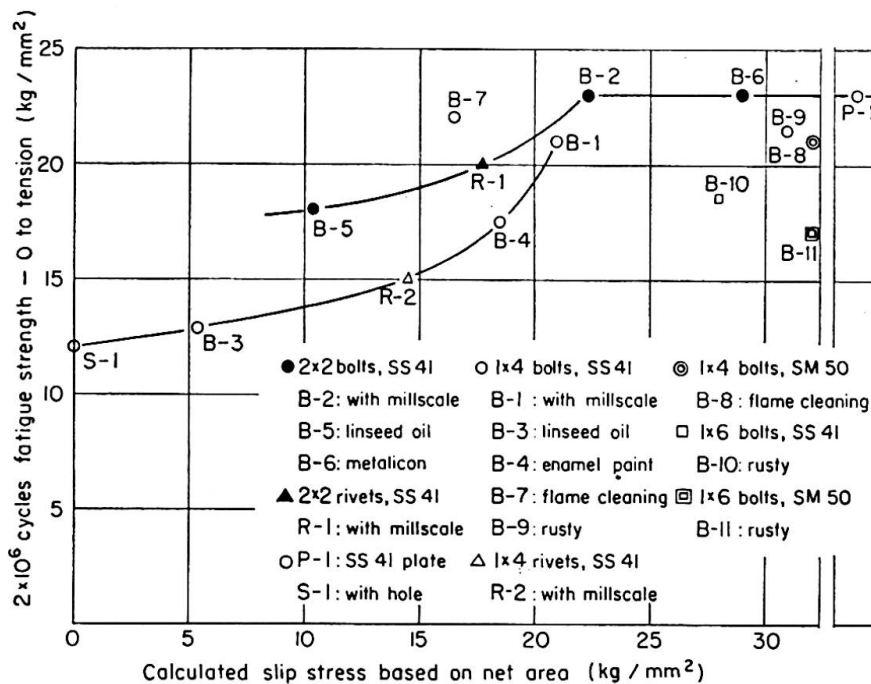


Fig. 3. Relation between fatigue stress and slip stress.

ship between the slip stress and the fatigue strength for  $2 \times 10^6$  cycles under a repeated load varying from zero to tension.

As for as the effect of the number of bolts in the direction of the load is concerned, the fatigue strength of joints made with 41 kg/mm<sup>2</sup> class steel, with 2, 4 and 6 bolts in one line, was 23 kg/mm<sup>2</sup>, 21 kg/mm<sup>2</sup> and 18.5 kg/mm<sup>2</sup>, respectively, and 31 kg/mm<sup>2</sup>, 21 kg/mm<sup>2</sup> and 17 kg/mm<sup>2</sup>, in the case of joints made with 50 kg/mm<sup>2</sup> class steel.

Now, in our design, the permissible fatigue strength of plates connected with friction grip bolts is as shown in the following formulas.

$$\left. \begin{array}{l} \text{for tensile stress} \\ \text{(based on net section)} \end{array} \right\} \frac{1500}{1 - \frac{2}{3}k} \leq 1300 \text{ kg/cm}^2 \text{ for } 41 \text{ kg/mm}^2 \text{ class steel}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{for compressive stress} \\ \text{(based on gross section)} \end{array} \right\} \frac{1800}{1 - k} \leq 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ for } 50 \text{ kg/mm}^2 \text{ class steel}$$

$$(k = \sigma_{min}/\sigma_{max})$$

These values are the same as those of butt welded joints and of plates with longitudinal fillet welding, excluding the ends of the weld.

### 6. Example in Bridge Construction

Fig. 4 shows a joint in a plate girder with I section, and Fig. 5 shows a joint in a stiffening girder of a Lohse girder with a box section (span 67.2 m, load KS 18 double track, total weight of steel 400 t).

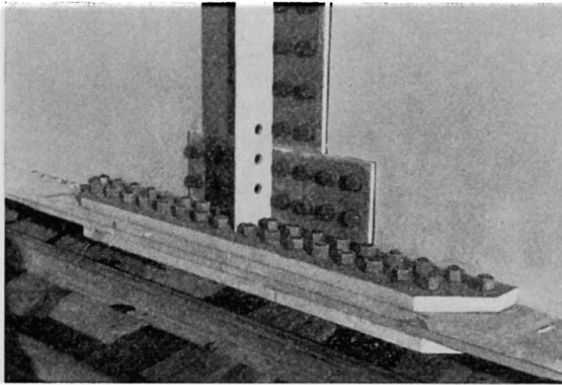


Fig. 4. Connection of a girder with I-section.

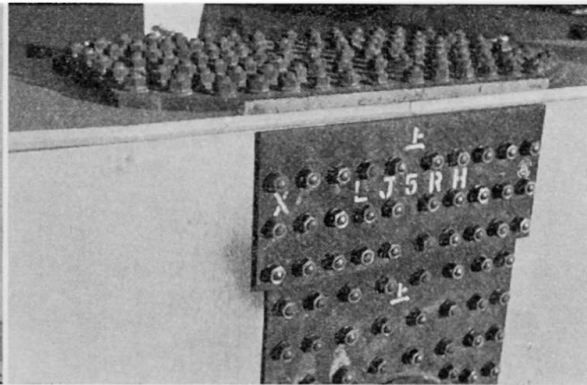


Fig. 5. Connection of a stiffening girder of a Lohse girder with box section.

### Summary

In this paper tests on high-strength bolted joints and their use in railway bridges on the Japanese National Railways are described.

### Résumé

Les auteurs décrivent des essais relatifs aux boulons précontraints et leur application pour les ponts-rails des Chemins de Fer Japonais.

### Zusammenfassung

Es werden Versuche mit HV-Verbindungen und deren Anwendungen bei japanischen Eisenbahnbrücken beschrieben.



Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## I**b**4

### Experiment on Tensile Joints using High-Strength Bolts

*Essais sur des assemblages HR sollicités à la traction*

*Versuche an zugfesten Stößen mit hochfesten Schrauben*

HIDEYUKI TADA

Eng. D., Structural Engineer, Nikken  
Sekkei Komu Co., Ltd.

TAKEO NAKA

Eng. D., Professor, Tokyo University

To obtain necessary data for the design and construction of Kobe Port Tower, an extensive experimental study was carried out as reported by Dr. B. KATO in his paper "Stress Analysis and Tests on a One-sheet Hyperboloidal Tower" (Id) submitted to this Congress. The tests herein reported, which were conducted to provide a basis for the specification for field assembly of the tower members, constitute a part of the said study.

Figs. 1 and 2 show the typical connections actually used for the tower construction. The vertical tension acting on the connections is carried by long

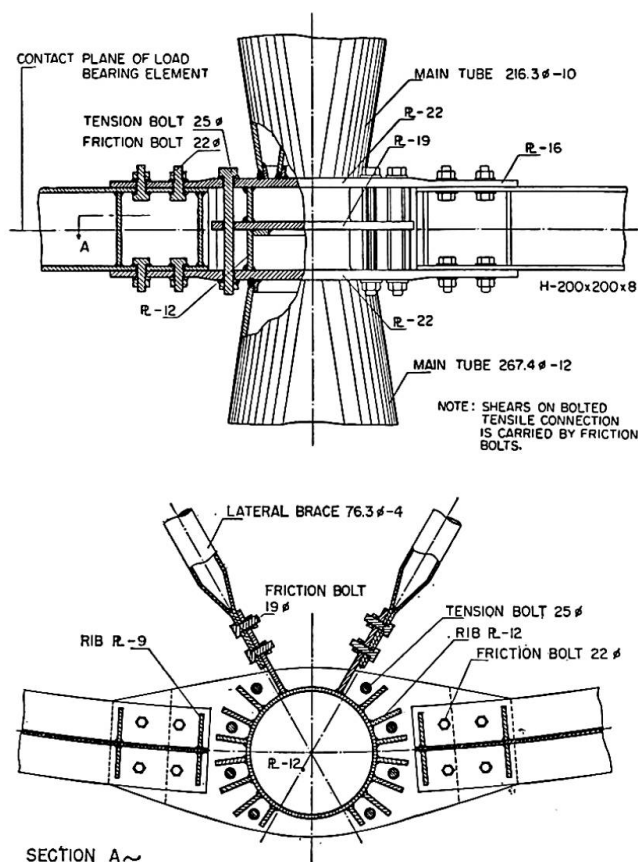


Fig. 1. Detail of connection in the outer net (at Point F shown in Fig. 1 of the paper submitted by Dr. B. KATO).

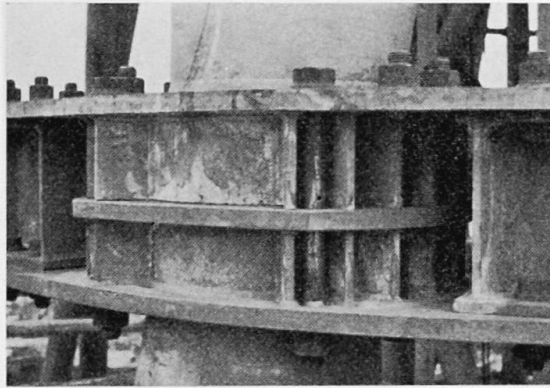


Fig. 2. Typical connection.

tension bolts while horizontal shear is taken care of by short friction bolts. In this paper, emphasis will be put on the tension bolts which present a number of new problems. These tension bolts were used to increase the rigidity of connections and for this purpose they were given a pre-load comparable with the design stresses. The chemical and mechanical properties of the bolts used are given in Table 1.

Table 1a. Chemical Properties of Bolts

Steel Quality (JIS)	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	Cu
SCM 4 (Bolts)	0.42	0.29	0.76	0.026	0.019	0.07	1.14	0.27	0.19
S 45 C (Nuts)	0.44	0.26	0.70	0.012	0.015	0.022	0.032	—	0.09
S 35 C (Washers)	0.36	0.29	0.74	0.015	0.017	—	—	—	0.14

Table 1b. Mechanical Properties of Bolts

	Yield Strength kg/mm <sup>2</sup>	Tensile Strength kg/mm <sup>2</sup>	Elongation %	Reduction of Area %	Hardness H. B.	Quenching Temp. °C	Tempering Temp. °C
Bolts	114—119	120—130	16—19	52—60	331—356	860	580
Nuts	62—70	86—91	22—29	59—65	230—254	850	620

Note: Bolts and nuts are threaded to the precision requirements prescribed in JIS BO 210 for Whitworth Threads (Class 2).

There are two basic problems that should be given careful consideration in the design of tensile connections using high-strength bolts. They are:

1. Proper design of load bearing elements and possible constructional errors in these elements resulting from the variations in effective sectional area and quality of finish of contact surfaces and in precision of bolts threads, base plate, etc.
2. Selection of proper method to obtain the required bolt tension for the bolts tightened on the construction site.

### A. Tension Test of Bolted Connections

Within the load range not causing the splitting of the parts in contact, the bolt tension may be computed from the following formula:

$$P = P_0 + \frac{A_B}{A_B + A_L} T \alpha, \quad (1)$$

Where  $P$  = bolt tension (tons),  
 $P_0$  = bolt pre-load (tons),  
 $A_B$  = effective sectional area of bolt across shank (cm<sup>2</sup>),  
 $A_L$  = effective sectional area of contact surface (cm<sup>2</sup>),  
 $T$  = applied tensile force (tons),  
 $\alpha$  = form factor determined from the degree of contact and shape of load bearing elements.

The variation in bolt tension as observed during the test shown in Fig. 5; the theoretical values of bolt tension; and the values of form factor  $\alpha$  computed from the comparison of observed and theoretical values are all given in Table 2.

Table 2. Variation of Values of Bolt Tension and  $\alpha$  for Tensile Load of 10 tons

Specimen No.	$A_B$ cm <sup>2</sup>	$A_L$ cm <sup>2</sup>	$P_0$ t	$P - P_0$ (if $\alpha = 1$ )	$P - P_0$ (experimental)	$\alpha$
No. 1 (22 $\varnothing$ )	6.10	57.4	42.8	0.96	0.60	0.63
			31.0		0.65	0.68
			16.6		0.60	0.63
No. 3 (22 $\varnothing$ )	6.10	43.6	44.8	1.22	0.60	0.49
			33.7		0.60	0.63
No. 2 (19 $\varnothing$ )	4.40	41.4	24.5	0.96	0.65	0.68
			12.6		0.70	0.73
			34.0		0.60	0.57
No. 4 (19 $\varnothing$ )	4.40	37.0	34.0	1.06	0.60	0.57

Figs. 3 and 4 show the test specimens and the test set-up. To minimise the deviation from the actual conditions, these specimens were prepared in the same size and shape as the actual connections except that fewer bolts were used because of the limited capacity of the testing machine.

In conducting the test, the bolts were first tightened by a torque wrench to give a bolt pre-load and then the load was progressively increased until the applied tensile force per bolt became equal to the design load. Then, the load was further increased in order to observe the mode of splitting of the parts connected, the decrease of bolt pre-load and other behaviour of the bolted connection. Figs. 5, 6 and 7 show the variations in axial force acting on bolts

as measured with wire strain gauges attached to bolt shanks, the deformation of part between two base-plates as measured with dial gauges, and the strain of ribs as measured with wire strain gauges placed on the rib-plates.

*Evaluation of Test Results.* As shown in Fig. 5, a linear relationship was observed between the bolt tension and the applied load until the load reached

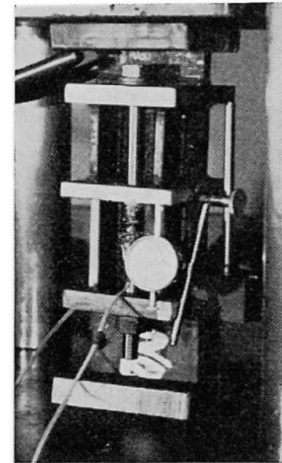
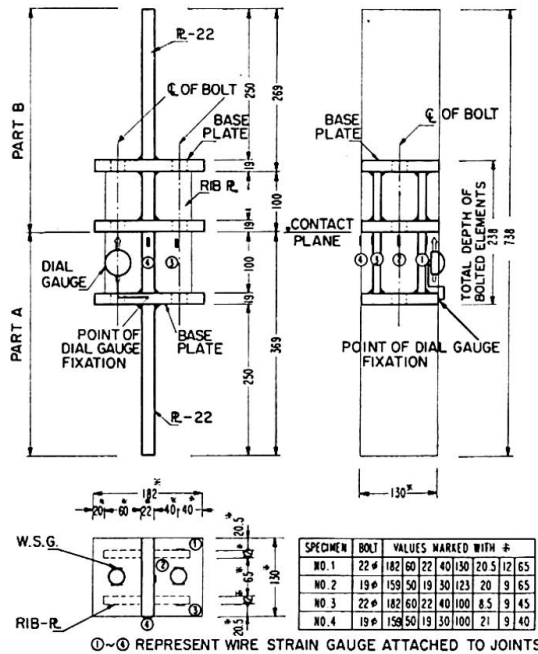


Fig. 4. Test specimen.

Fig. 3. Detail of Specimen No. 1.

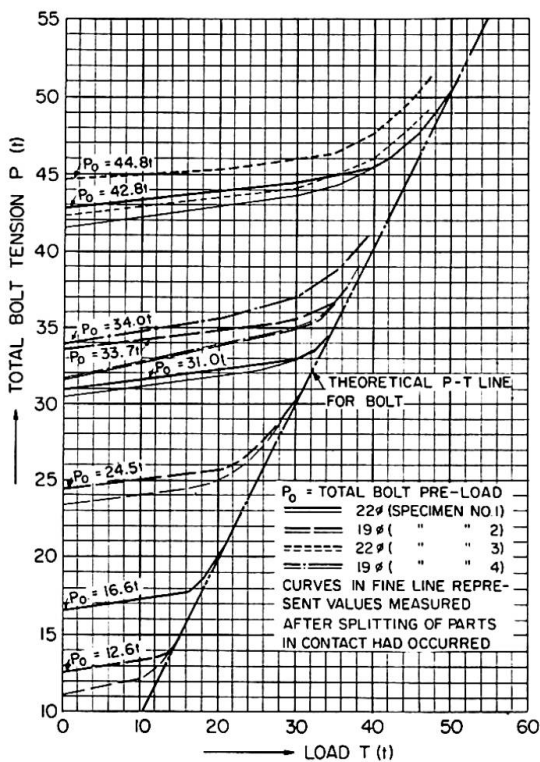


Fig. 5. Total bolt tension vs applied load — curves based on measured values.

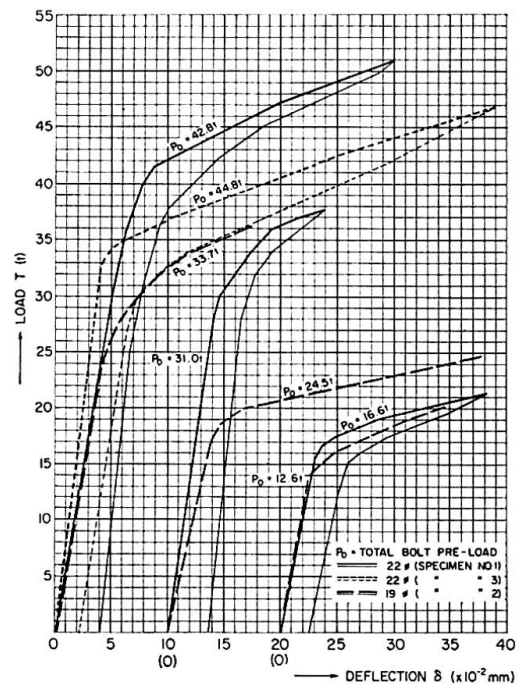


Fig. 6. Load — deflection curves based on measured values.

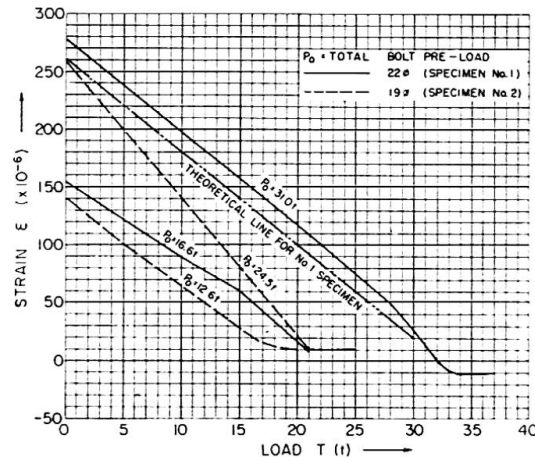


Fig. 7. Strain of rib-plates vs applied load — curves based on the values measured with wire strain gauges ( $\frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$ ).

a certain limit, and after this limit was exceeded the increase of bolt tension had no longer a linear relationship with the increase of applied load. After the splitting of the parts in contact had occurred the bolts behaved as if the bolts alone had been subjected to the tension test and the values of bolt tension began to show the variation in accordance with the theoretical values shown by the broken line. This tendency was observed when different bolt pre-loads were employed. This curved portion of the line representing the measured values implies that the rigidity of the bolted connection showed a continual decrease in the corresponding loading range. In other words, it means that the connection behaved as an integral unit at the early loading stage because of the tight fastening force of bolts, but as the load was further increased the compressive force acting on the parts in contact was released, resulting in the decrease of the effective sectional area of the contact surfaces. The reason why this splitting of the parts in contact took place gradually was, according to the authors' judgment, that because of unavoidable irregularities of contact surfaces it was impossible to bring the parts into perfect contact and that the stress distribution in the contact area was not uniform, thus resulting in considerable deformation of the parts in question.

The upper limit beyond which the bolt tension would not increase in linear proportion to the increase of applied load was estimated to be about 80% of the bolt pre-load, and at this loading stage the observed values of form factor  $\alpha$  ranged approximately from 0.5 to 0.7 as shown in Table 2. It is considered that  $\alpha$  became smaller than unity because the deformations of rib-plates and base-plates were not governed only by the axial force acting on bolts.

It was also shown during the test that inasmuch as the increase of bolt tension and the increase of applied force were in a linear relationship, the bolts did not show any decrease of fastening force upon the release of load even after the specimens had been subjected to repetitive loading. For the larger loading range, a slight decrease of bolt tension was witnessed upon

removal of applied load as shown by the thin line in the graph (Fig. 5); however, it may be guaranteed from the test results that the connection using high-strength bolts show reversible behaviour under the repetitive load of nearly equal to 80% of bolt pre-load, only if the bolt tension is below the yield strength and the bolts and nuts used are manufactured with reasonable precision.

### B. Bolt Tightening Test

The bolt tension may be computed by using either the torque coefficient or the turn-of-nut angle  $\theta$ . In either case, the values should be estimated by a preliminary test because the bolt tension would vary with the designs of load bearing elements and the degrees of precision with which the threads are cut on bolts and nuts.

$$Q = k D P. \quad (2)$$

Where  $Q$  = magnitude of torque (ton-cm)  
 $k$  = torque coefficient  
 $D$  = nominal diameter of bolt (cm)  
 $P$  = axial force acting on bolt (ton)

and 
$$\theta = \frac{360}{p} (\Delta l + \Delta h) \alpha. \quad (3)$$

Thus, 
$$\Delta l = \frac{P l}{E_B A_B}$$

and 
$$\Delta h = \frac{P h}{E_L A_L}.$$

Where  $\theta$  = turn-of-nut angle ( $^\circ$ )  
 $p$  = pitch of thread on bolt (cm)  
 $l$  = effective length of bolt (cm)  
 $h$  = total depth of load bearing elements to be bolted (cm)  
 $E_B$  = Young's modulus of bolt (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $E_L$  = Young's modulus of load bearing elements (kg/cm<sup>2</sup>)

Other symbols are as defined elsewhere in this paper.

Fig. 8 shows the various values of torque coefficient computed from the experimental values by use of Formula 2, and Fig. 9 and Table 3 show the values of  $\alpha$  obtained by comparison of the theoretical values of  $\theta$  computed by Formula 3 with the experimental values of  $\theta$ . In Figs. 8 and 9, there are also shown for reference the observed values for the short bolts for friction type connection.

The turn-of-nut method of bolt tightening gives a high degree of accuracy particularly if it is used after a certain compression has been induced in the parts to be bolted, and at this stage it has by far a supremacy over the torque

Table 3. Values of Turn-of-Nut Angle ( $\theta$ ) and Form Factor ( $\alpha$ ) for Axial Force of 10 tons Acting on Bolts

Bolt Size	$p$ cm	$l$ cm	$h$ cm	$A_B$ cm <sup>2</sup>	$A_L$ cm <sup>2</sup>	$\theta$ (if $\alpha=1$ )	$\theta$ (expe.)	$1/\alpha$	Remarks
25 $\phi$ 350	0.318	33.2	31.4	4.13	11.8	50.5°	73.0°	0.69	Load Cell Test
	0.318	33.6	31.8	4.15	29.9*	42.3	71.5 (93)	0.59 (0.46)	Test on Actual Connection
	0.318	33.6	31.8	4.15	25.2+	43.5	71.5 (93)	0.61 (0.47)	Test on Actual Connection
22 $\phi$ 280	0.282	26.3	24.8	3.05	8.2	60.8	86.0	0.71	Load Cell Test
	0.282	26.7	25.2	3.19	17.90*	51.7	97 (138)	0.53 (0.37)	Test on Actual Connection
	0.282	26.7	25.2	3.19	15.74+	53.0	97 (138)	0.55 (0.38)	Test on Actual Connection
19 $\phi$ 280	0.254	26.5	25.2	2.20	17.55*	74.9	109 (149)	0.69 (0.50)	Test on Actual Connection
	0.254	26.5	25.2	2.20	16.02+	75.0	109 (149)	0.69 (0.50)	Test on Actual Connection

- Note: 1. Values in parenthesis were taken from thin line curve in Fig. 11.  
 2. Values marked with \* are the total of gross sectional areas of load bearing elements divided by number of bolts.  
 3. Values marked with + are the minimum values of area covered by one bolt.

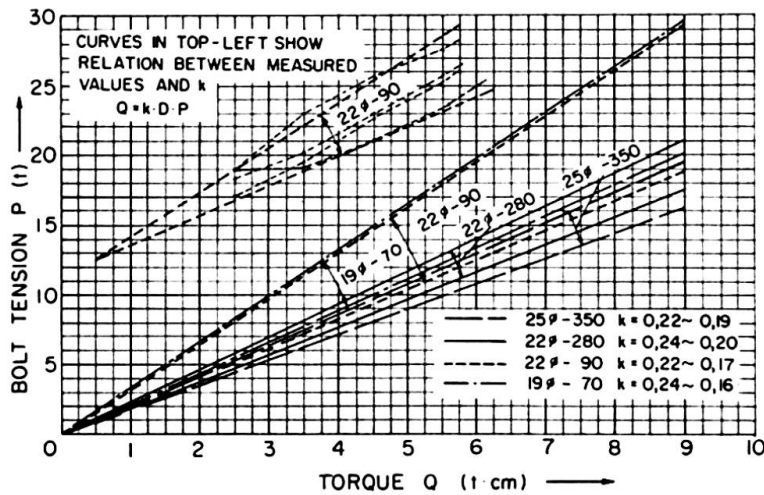


Fig. 8. Relation between torque value  $Q$ , bolt tension  $P$  and torque coefficient  $k$  — curves based on the values measured by use of load cell and torque wrench.

method. At the initial stage of tension, however, the torque method is superior to the turn-of-nut method. In consideration of these features, the laboratory tests were conducted by the use of load cell and the further tests were made on the construction site taking measurement with wire strain gauges attached



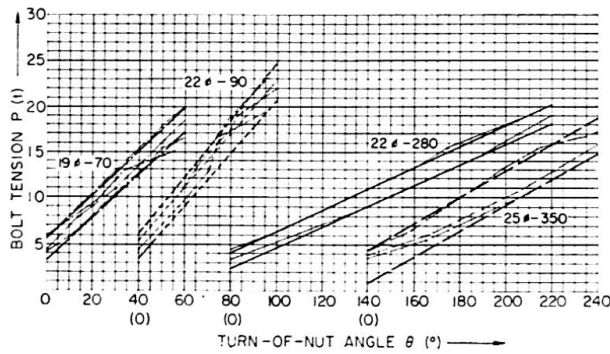


Fig. 9. Relation between turn-of-nut angle  $\theta$  and bolt tension as obtained on assumption that  $\theta = 0$  when  $Q = 2$  tons-cm — curves based on the values measured by use of load cell.



Fig. 10. Bolt tightening test by use of load cell.

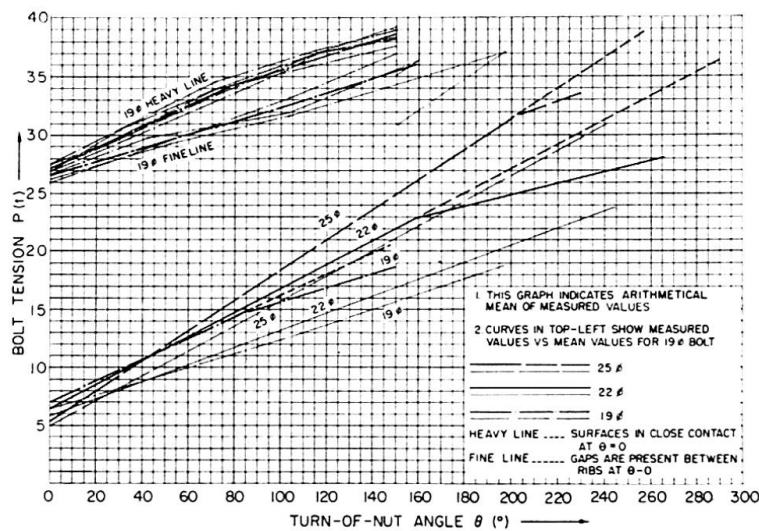


Fig. 11. Relation between turn-of-nut angle  $\theta$  and bolt tension as obtained on assumption that  $\theta = 0$  when  $Q = 3$  tons-cm — curves based on measured values obtained by the field test on actual connections.

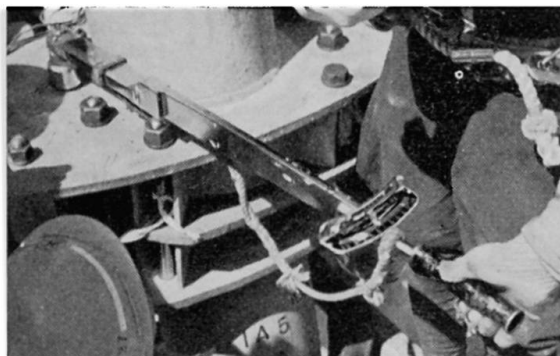


Fig. 12. Bolt tightening test at the construction site.

to the bolts actually used in the connection of the tower under construction. The preload was applied by means of a torque wrench to give the bolts a torque up to 2 tons-cm (up to 3 tons-cm in case of the field test), and these

points were arbitrarily taken as zero point of the turn-of-nut angle. Then, the bolts were further tightened until the required bolt tension was produced, the measurement being made both for the torque values and for the turn-of-nut angles throughout the course of bolt tightening. The tightening test was repeated for the same bolts so as to investigate the variations of values of  $k$  and  $\theta$ . Figs. 11 and 12 show the measured values taken on the site for the actual connections and a scene of the test respectively.

A comparative study of Fig. 8 and Fig. 9 indicates that for the estimation of bolt fastening force the torque values give adequate basis in low stress region while the turn-of-nut angles present better basis in high stress range.

As shown in Fig. 9, the turn-of-nut method had rather low reliability for the bolt tension ranging from 5 to 7 tons, and since the corresponding torque values for such tension range were under 3 tons-cm, this value was adopted as basic point of the turn-of-nut angle.

### C. Conclusion

This experimental study has lead to the following findings.

1. As far as the applied load does not exceed about 80% of the bolt pre-load, the entire sectional area of contact surface is effectively in action.
2. The loss of bolt pre-load due to the repetitive loading is rather small.
3. As has been said, these long bolts exhibit highly reliable behaviour; however, such reliability would vary with the degrees of precision with which the contact surfaces are machined.
4. Higher reliability may be expected with regard to the fastening force of bolts if the bolt tightening is based on the turn-of-nut angle. If the errors are to be minimized, it is advisable to use torque method when the contact surfaces are not accurately finished and to use the turn-of-nut method when the contact surfaces are machined with high precision.
5. A variety of complex factors are involved in estimating the effective sectional area of load bearing elements. Particular attention should be given to the form factors of these elements if the bolt tension is to be computed according to the elastic theory.

### Summary

In connection with the design of tensile joints using high-strength bolts given a pre-load, loading tests were conducted to observe the variations under test load of both bolt tension and joint rigidity so as to verify the safety of joints.

In order to determine a proper method for securing the required bolt tension, bolt tightening tests were conducted in the laboratory and on the construction site for investigation of the relationship between bolt tension, torque value and turn-of-nut angle.

### Résumé

Les auteurs ont effectué des essais relatifs à la conception des attaches précontraintes HR sollicitées à la traction. Il s'agissait d'étudier, sous les charges expérimentales, la variation des contraintes dans les boulons et la rigidité de l'attache ainsi que d'en vérifier la sécurité.

Pour déterminer un procédé capable d'assurer la précontrainte requise, on a effectué des essais de serrage au laboratoire et au chantier et on a cherché la relation liant l'effort de précontrainte du boulon, le couple appliqué et la rotation de l'écrou.

### Zusammenfassung

Im Zusammenhang mit dem Entwurf von zugfesten Stößen unter Anwendung vorgespannter, hochfester Schrauben wurden Belastungsversuche durchgeführt. Das Ziel der Untersuchung bestand in der Beobachtung der Veränderungen von Schraubenspannung und Steifigkeit des Stoßes in Funktion der Belastung, um so die Sicherheit des Stoßes zu überprüfen.

Zur Ausarbeitung einer günstigen Methode für die genaue Einstellung der verlangten Schraubenspannung wurden sowohl im Laboratorium als auch auf der Baustelle Anziehversuche durchgeführt. Diese gaben Aufschluß über die Beziehung zwischen Schraubenspannung, Drehmoment und Drehwinkel der Schraubenmutter.

## IIb5

### Expérience française des boulons à haute résistance

*Erfahrungen in Frankreich mit hochfesten Schrauben*

*Experience with High Strength Friction Grip Bolts in France*

L. CARPENTIER

Chef de la Division Centrale des Ouvrages  
d'Art de la S.N.C.F.

B. ALEMANY

Chef du Service Travaux, Région  
d'Équipement Thermique I, Electricité  
de France

Dès 1955, la S.N.C.F. a utilisé des boulons à haute résistance (Boulons HR) dans la réparation et le renforcement des ponts métalliques sous rails.

A la fin de 1962, 81000 boulons avaient été posés sur 59 ouvrages divers.

Les résultats de l'enquête récemment effectuée montrent que, rapporté à l'ensemble des observations, le nombre de desserrages de boulons est faible (de l'ordre de 2 à 3%). Aucune rupture de boulons ni de détérioration d'assemblages n'a été constatée. Toutefois quelques ouvrages présentent une quantité relativement importante de boulons desserrés: 7 ont comporté, en effet, plus de 10% de boulons dont le couple de serrage était inférieur de plus de 30% au couple initial. Il semble qu'il s'agissait, dans chaque cas, de boulons serrés avec un couple insuffisant et d'ouvrages où les assemblages étaient surtout sollicités simultanément à la flexion et au cisaillement.

En outre des boulons HR ont été employés dans le domaine du bâtiment et pour l'assemblage sur le site de quatre grands hangars pour avions aux aéroports d'*Orly* et du *Bourget*.

De même, l'E.D.F. a utilisé des boulons HR pour la construction de centrales thermiques importantes: *Champagne-sur-Oise*, *Blénod*, *Loire-sur-Rhône*, se référant à des groupes de puissance unitaire de 250 MW.

Depuis lors et en vue d'une généralisation de l'utilisation de boulons HR, des essais sur boulons et assemblages ont été entrepris.

### I. Essais sur boulons

#### A. Formules théoriques

Couple de serrage:

$$C = C_I + C_{II} = P r \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1) + P \rho f'. \quad (1)$$

(Se reporter à la table des notations.)

Formule simplifiée:

$$C = C'_I + C''_I + C_{II} = P \left( \frac{p}{2\pi} + \frac{fr}{\operatorname{Cos}\beta} + f' \rho \right).$$

En un point de la tige, les contraintes sont la résultante de :

- $\sigma_t$  contrainte axiale uniforme,
- $\tau$  contrainte due à la torsion de la tige,
- $\sigma_{fx}$  et  $\sigma_{fy}$  contraintes de flexion, dans deux plans diamétraux perpendiculaires.

Elles sont maxima en des points situés sur la surface extérieure pour lesquelles

$$\frac{\tau}{\sigma_t} \# 2 \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1). \quad (2)$$

L'application du critère de Von Misès permet de prévoir l'apparition du domaine plastique dans la tige lisse équivalente à la partie filetée pour :

$$\sigma_{max.} = \frac{E}{\sqrt{1 + 3 \frac{\tau^2}{\sigma^2}}}, \quad \sigma = \sigma_t + \sigma_{fmax.}$$

### B. Résultats d'essais

D'après montage en pont avec strain-gages miniatures placés sur plusieurs génératrices (dont une équipée de rosette).

*Mesures couple précontrainte.* Voir courbe (fig. 1) montrant plusieurs serrages et desserrages du même boulon, l'influence du changement d'écrou et rondelle et la variation de l'angle de rotation de l'écrou.

*Remarques:* 1° La rotation de l'écrou n'est pas un critère satisfaisant et dépend du type d'assemblage. 2° Au delà du 3e serrage, à couple constant la précontrainte diminue rapidement (voir fig. 2).

*Variation des coefficients de frottement.* La résolution de la rosette permet de connaître  $\frac{\tau}{\sigma_t}$  et, partant, la valeur de  $f$  et  $f'$  par les équations (1) et (2).

D'une façon générale, on a trouvé :

$$\begin{aligned} f & \text{ variant de } 0,07 \text{ à } 0,10, \\ f' & \text{ variant de } 0,18 \text{ à } 0,22. \end{aligned}$$

En outre, on constate que dans la zone d'utilisation,  $f$  décroît lorsque  $P$  croît, et que  $f'$  varie peu au cours d'un même serrage, mais croît rapidement au cours de serrages successifs (fig. 3).

*Influence du graissage des filets.* Pour des boulons insuffisamment graissés ou graissés par une graisse non appropriée, la précontrainte est plus faible.

*Influence de la flexion.* Les contraintes mesurées le long de la génératrice, dans des plans diamétraux perpendiculaires, ont permis de constater une diminution considérable de la flexion au cours du serrage. Ci-dessous un ordre de grandeur des résultats obtenus :

C mkg	$\sigma_{fx}$ kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{fy}$ kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{fx}/\sigma_t$ %	$\sigma_{fy}/\sigma_t$ %
20	13,20	14	100 %	105 %
30	10,1	10,1	51 %	51 %
40	6,3	7	21 %	26 %
50	4,7	6,8	12 %	18 %
60	3,1	1,8	6,5 %	4 %
80	1,4	1,1	2 %	1,5 %

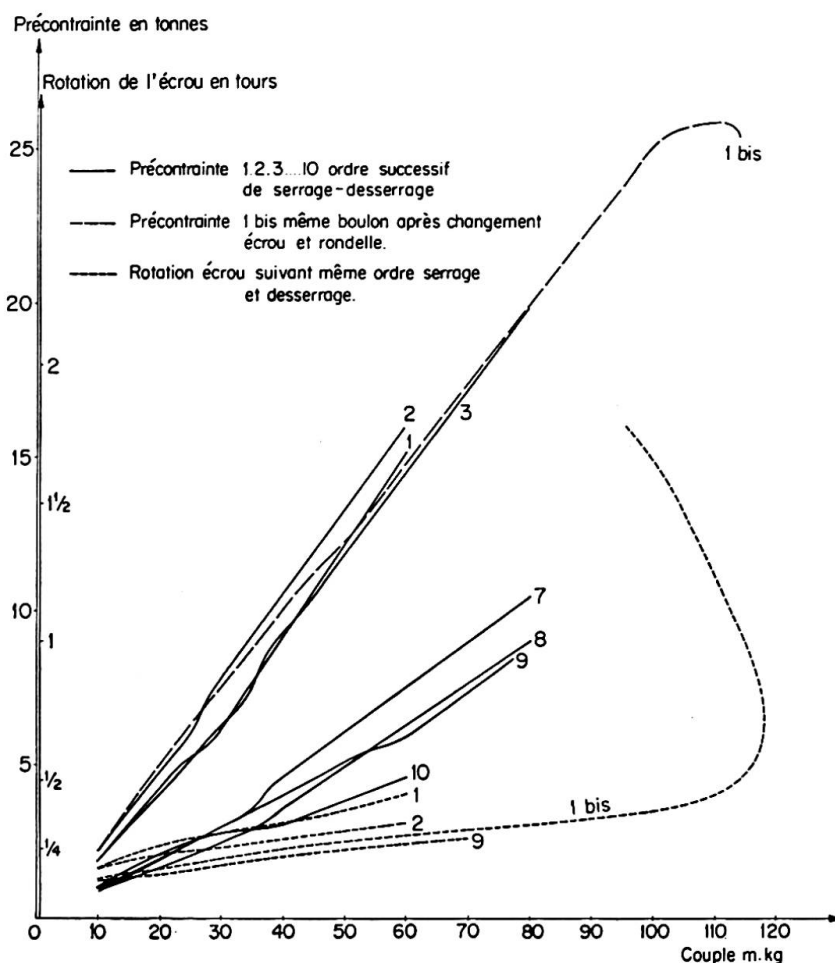


Fig. 1. Précontrainte et rotation de l'écrou en fonction du couple.

*Torsion.* Les valeurs trouvées pour le rapport  $\tau/\sigma$  n'ont jamais dépassé 0,30 (fig. 4) dans la zone d'utilisation, ce qui d'après:

$$\sigma_{max} = \frac{E}{\sqrt{1 + 3 \frac{\tau^2}{\sigma^2}}}$$

conduit à adopter:

$$\sigma_t(\max) = 0,9 E$$

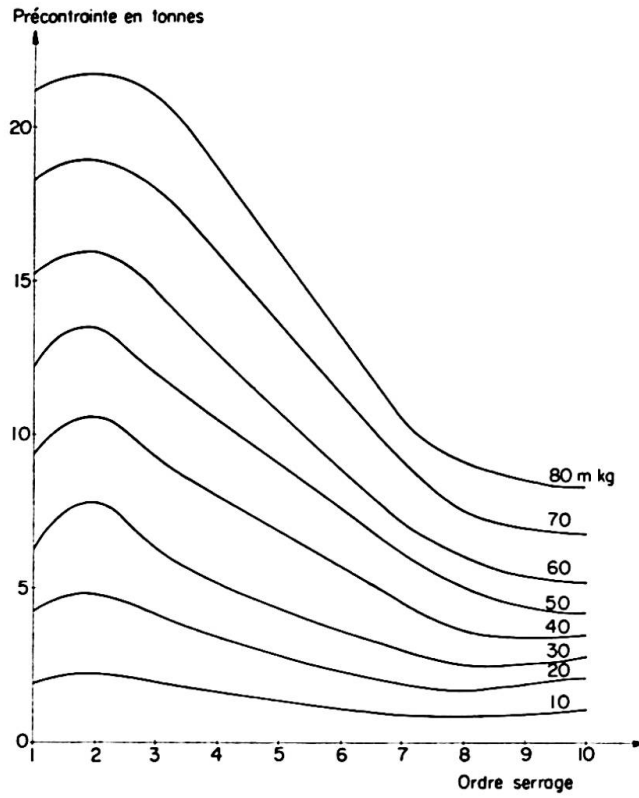


Fig. 2. Précontrainte pour un couple donné en fonction du nombre de serrage-desserrage.

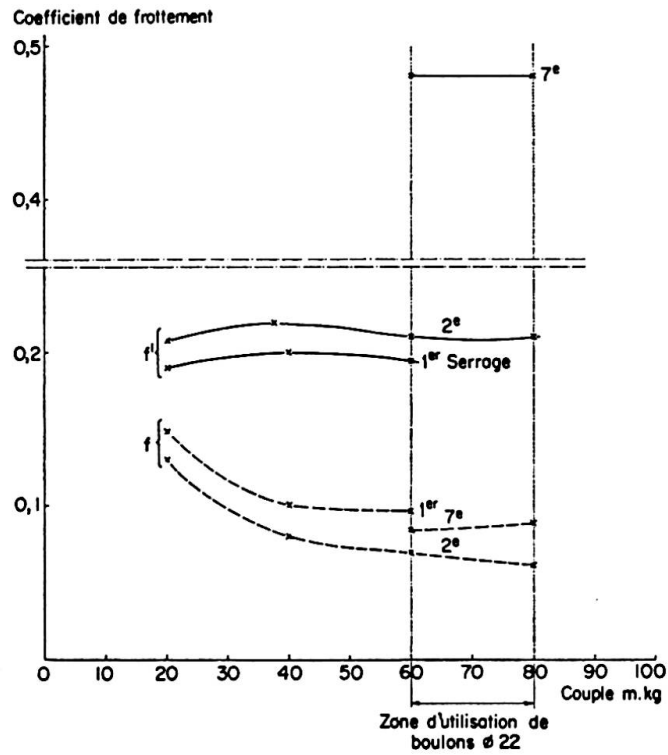


Fig. 3. Variation de  $f$  (filets) et  $f'$  (écrou-rondelle) en fonction du couple. Influence du nombre de serrage-desserrage.

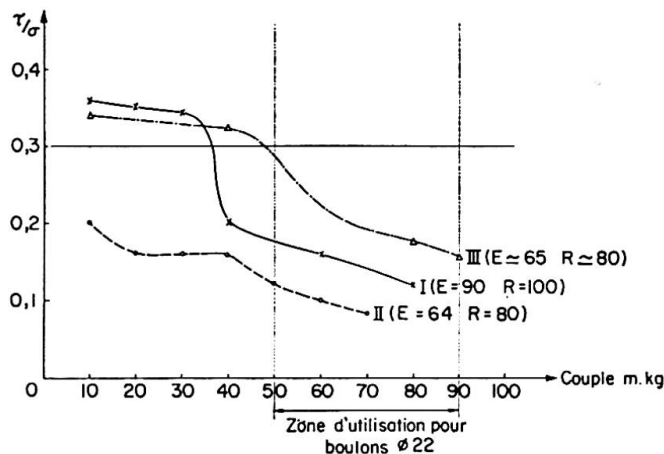


Fig. 4. Valeur du rapport  $\tau/\sigma$  en fonction du couple pour différentes qualités de boulons. Qualités II et III: aciers de qualités comparables mais fournisseurs différents.

### Conclusion

Au cours des essais, nous avons constaté que le domaine plastique apparaissait en fait pour une valeur de  $\sigma_t$  très voisine du  $E$  définissant la qualité de l'acier utilisé, rejoignant partiellement les recommandations américaines ASTM-A-325-55 T conseillant d'adopter une tension de précontrainte légèrement supérieure à la limite d'élasticité réelle.

## II. Essais d'assemblages

Divers cas ont été envisagés:

1. *Assemblages à simple et double recouvrement*: Efforts dirigés suivant le plan de joint (voir photo 1).
  - a) *Mesures des coefficients de frottement*  
 Surfaces brossées: moyenne  $f = 0,50$ .  
 Surfaces sablées:  $f$  compris entre 0,65 et 0,72.  
 Surfaces sablées ayant subi un premier glissement:  
 $f$  compris entre 0,3 et 0,4.
  - b) *Répartition des contraintes dans les plaques avant et après glissement* (réservé pour l'exposé au congrès).
  - c) *Déformation d'ensemble du joint et déplacements locaux dans la direction du plan de joint*. La comparaison effectuée entre des assemblages par rivets, boulons ordinaires et boulons HR a montré que la déformation d'ensemble était très favorable aux assemblages HR (environ 4 fois moindre).



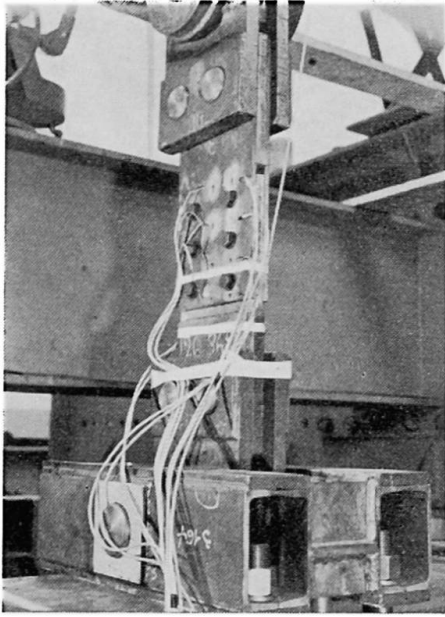


Photo 1. Essai assemblage à double recouvrement.

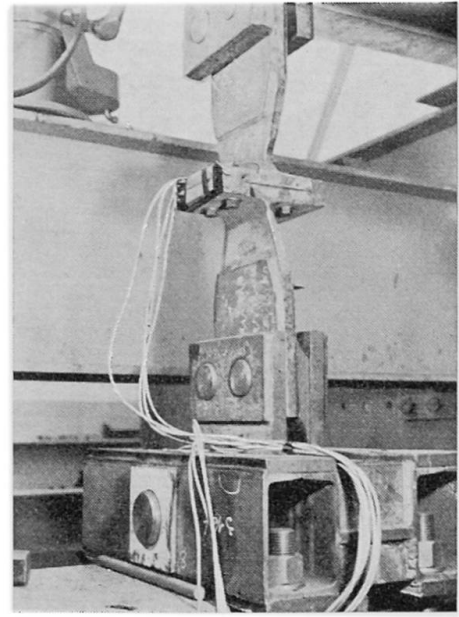


Photo 2. Essai assemblage de brides.

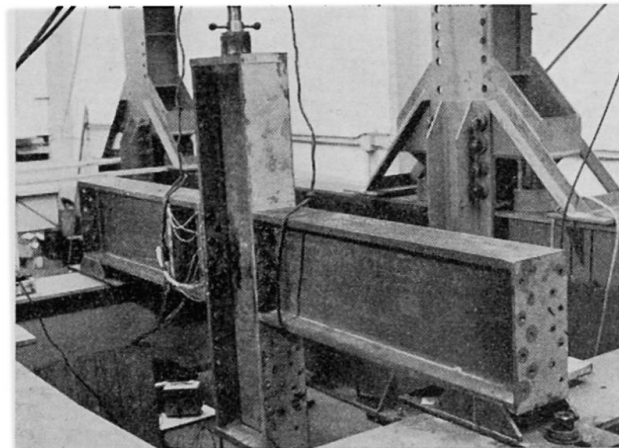


Photo 3. Essai assemblage de poutres sur poteau.

Les déplacements locaux avant glissement sont distribués symétriquement par rapport à l'axe transversal de l'assemblage (courbe en V).  
Les ruptures ont eu lieu en section nette.

2. *Assemblages de brides*: efforts dirigés perpendiculairement au plan de joint (voir photo 2). On constate que les boulons s'allongent pour un effort inférieur à la précontrainte en raison de la déformation de la partie centrale de l'assemblage (effet de levier).
3. *Assemblages de poutres sur poteau*: conjugaison des deux cas précédents (voir photo 3).

a) Dans l'hypothèse de l'indéformabilité de l'assemblage, la fibre neutre est confondue avec la ligne médiane; c'est également valable lorsque l'effort appliqué est faible.

Le Moment  $M$  appliqué et l'effort  $\Pi$  dans le boulon le plus sollicité sont liés par la formule (voir fig. 5 a)

$$M = 2 \Pi d N \frac{n+1}{6(n-1)}.$$

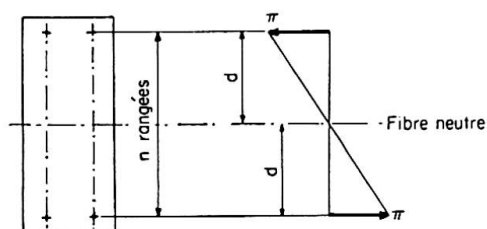


Fig. 5a.

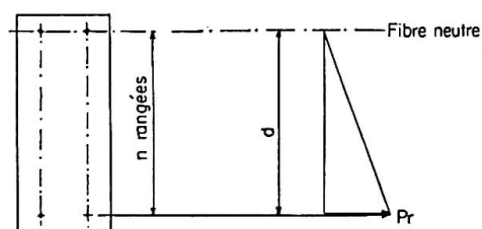


Fig. 5b.

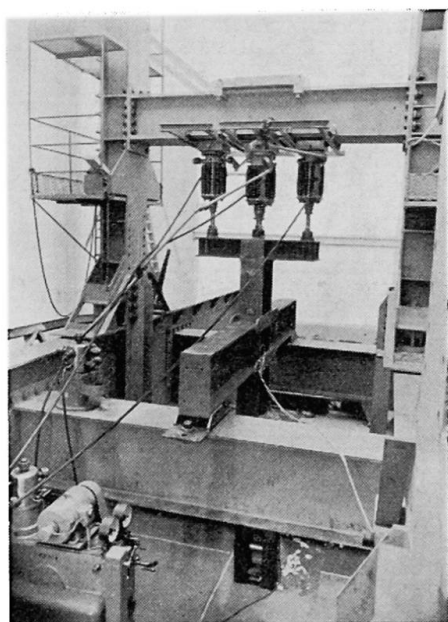


Photo 4. Essai assemblage mixte: boulons HR + barrettes d'encastrement soudées.

Lorsque l'effort appliqué croît, la fibre neutre se déplace diminuant la zone comprimée qui, à la limite, devient nulle.

Le Moment de rupture calculé dans cette hypothèse et vérifié par l'expérience peut être évalué à (voir fig. 5 b):

$$M_r = P_r d N \frac{2n-1}{6(n-1)}.$$

En outre, il a été mesuré l'évolution des contraintes dans les tiges des boulons et étudié les déformations dans le plan de joint.

- b) *Sollicitations ondulées — Essais de fatigue.* Application à l'assemblage d'un effort ondulé ( $10^5$  cycles entre  $0,3 M_r$  et  $0,6 M_r$ ) pour étude de la surcharge dynamique des boulons.
- c) *Etude d'un assemblage mixte boulons HR et barrettes d'encastrement soudées* (voir photo 4). Les efforts dirigés perpendiculairement au plan de joint sont repris par les barrettes d'encastrement alors que les boulons HR s'opposent aux efforts dirigés parallèlement au plan de joint.

### *Conclusion*

Les informations obtenues permettront de progresser dans la conception des assemblages et dans leur mise en œuvre.

Jusqu'à présent, la tenue de ceux qui ont été réalisés sur les ponts de la S.N.C.F. semble montrer la vulnérabilité plus grande de ceux qui comportent simultanément un assez grand nombre de pièces anciennes et nouvelles, où une part non négligeable de l'effort donné dans les boulons est consacrée à la mise en contact des pièces plus ou moins déformées préalablement.

### **Notations utilisées**

#### *I. Essais sur boulons*

$E$  seuil de plasticité.

$C$  couple moteur de serrage.

$C_I = C'_I + C''_I$  moment de torsion résultant des actions de contact entre filets vis-écrou et assurant la précontrainte dans la vis.

$C_{II}$  moment résultant des actions de contact entre l'écrou et son assise.

$P$  précontrainte axiale dans la tige, assurant le serrage.

$p$  pas de l'hélice.

$r$  rayon pondéré des actions de contact entre l'écrou et la vis (très voisin du rayon à flanc de filet).

$f$  coefficient de frottement des filets de l'écrou sur ceux de la vis.

$f'$  coefficient de frottement entre l'écrou et la rondelle.

$\alpha$  angle de l'hélice.

$\beta$   $1/2$  angle au sommet du filet.

$\varphi_1$   $\arctg \frac{f}{\cos \beta}$ .

$\rho$  rayon pondéré des actions de contacts entre l'écrou et la rondelle.

$\sigma_t$  contrainte axiale uniforme dans la tige.

$\tau$  contrainte due à la torsion dans la tige.

$\sigma_{fx}$  et  $\sigma_{fy}$  contraintes de flexion dans deux plans diamétraux perpendiculaires.

*II. Essais d'assemblages*

- $M$  moment appliqué.  
 $\Pi$  effort dans le boulon le plus sollicité.  
 $M_r$  moment de rupture.  
 $P_r$  charge de rupture dans le boulon le plus sollicité.  
 $N$  nombre total de boulons.  
 $n$  nombre de rangées de boulons.  
 $d$  distance du boulon le plus sollicité à la fibre neutre.

**Résumé**

Il est rendu compte des principales applications ou recherches faites en France depuis 1955:

- réparation et renforcement d'ouvrages anciens,
- construction de bâtiments, en particulier hangars pour avions,
- construction de centrales thermiques.

Les résultats obtenus sur les ouvrages en service et surtout au cours d'un programme d'essais réalisés par Electricité de France sont précisés et commentés.

**Zusammenfassung**

In dieser Arbeit werden die hauptsächlichsten Anwendungen oder Untersuchungen beschrieben, die in Frankreich seit 1955 gemacht worden sind:

- Instandstellung und Verstärkung bestehender Bauwerke.
- Ausführung von Hochbauten, insbesondere von Flugzeughallen.
- Bau von thermischen Kraftwerken.

Im weitem werden die Erfahrungen, die an bestehenden Bauwerken gemacht wurden und vor allem im Rahmen eines Programms über Versuche, die von der Electricité de France ausgeführt wurden, beschrieben und kommentiert.

**Summary**

An account is given of the principal applications and researches made in France since 1955:

- repair and reinforcement of old structures,
- construction of buildings, particularly aircraft hangars,
- construction of thermal power stations.

The results obtained in service and particularly in the test programme undertaken by Electricité de France are given briefly with comments.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IIb6

### **L'emploi des boulons à haute résistance dans la construction métallique; leur comportement dans les conditions de sollicitations répétées**

*Die Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau; ihr Verhalten bei  
Schwellbeanspruchung*

*The Use of High-Strength Bolts in Steel Structures; Their Behavior Under  
Repeated Loading*

LUIGI GOFFI

Dr Ing., Ecole Polytechnique de Turin

#### **1. Généralités**

Dans cette brève communication, l'auteur se propose de présenter les essais en cours à l'*Istituto di Costruzioni e Ponti* de l'Ecole Polytechnique de Turin, qui sont effectués parallèlement sur des assemblages métalliques réalisés avec des boulons HR et des boulons de caractéristiques normales<sup>1</sup>).

Les boulons HR (fabriqués par la Société LOBO de MILAN) sont de la catégorie 8 G et présentent les caractéristiques suivantes:

— diamètre	12 mm
— section résistante	80 mm <sup>2</sup>
— résistance à la rupture	95 kg/mm <sup>2</sup>
— limite élastique	64 kg/mm <sup>2</sup>

Les boulons de caractéristiques normales essayés parallèlement sont de la catégorie As 44 et présentent les mêmes caractéristiques géométriques.

#### **2. Essais statiques**

Les essais statiques ont été effectués sur des assemblages soumis à la flexion pure.

L'assemblage a été monté sur le dispositif expérimental de la fig. 1 de façon à solidariser, à mi-portée, les deux moitiés d'une poutre métallique appuyée à ses extrémités.

La poutre a été chargée symétriquement, à l'aide de deux vérins, de façon à soumettre la partie médiane comprenant l'assemblage (fig. 2) à une flexion pure, provoquant dans les boulons des efforts normaux, de compression ou de traction.

---

<sup>1</sup>) Les essais ont été financés par le C.N.R. (Consiglio Nazionale delle Ricerche).

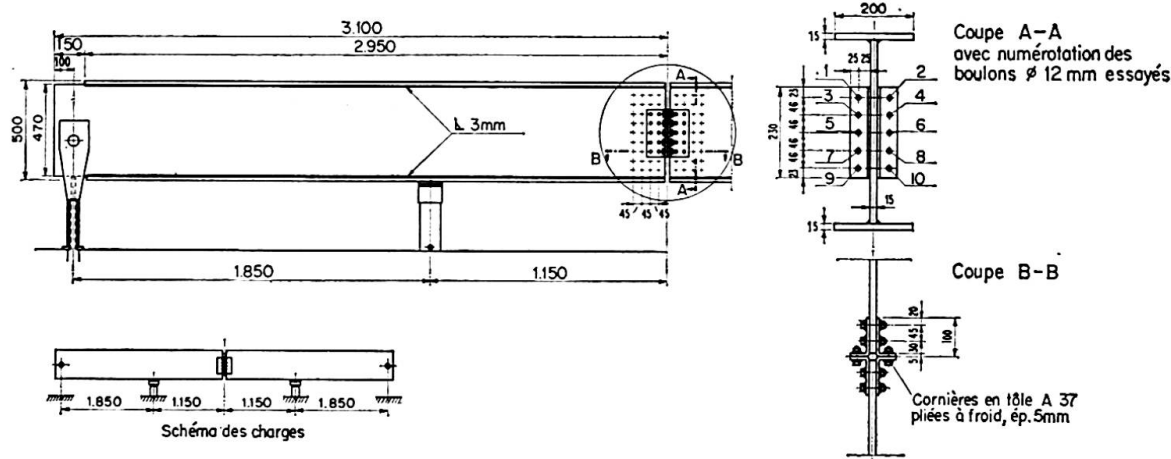


Fig. 1.

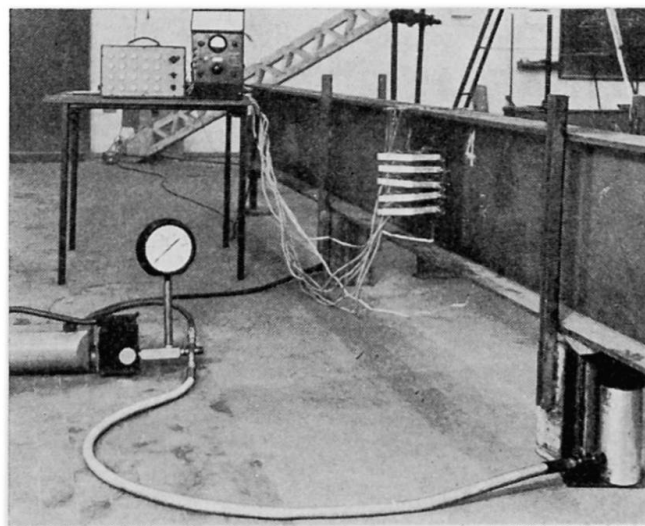


Fig. 2.

L'essai a été conduit parallèlement sur les deux types de boulons, dont le serrage préalable avait été effectué à l'aide d'une clé dynamométrique; ce serrage a développé, sur les boulons ordinaires, une contrainte de  $1300 \text{ kg/cm}^2$ , sur les boulons HR une contrainte de  $4400 \text{ kg/cm}^2$ ).

La répartition des contraintes dans les boulons de l'assemblage a été mesurée à l'aide du comparateur représenté à la fig. 3; ce dispositif, fixé par ses extrémités à celles de la tige du boulon, pouvait en évaluer l'allongement ou le raccourcissement dû aux contraintes.

Chaque appareil a été étalonné pour donner, en fonction des lectures des jauges ohmiques, les valeurs des déplacements correspondant aux points extrêmes du comparateur et, dans notre cas, la mesure de la variation de longueur de la tige du boulon.

<sup>2)</sup> Pour les boulons HR, on a suivi les indications de la Société LOBO, en particulier pour le couple de serrage. Les boulons normaux et HR étaient munis des rondelles prévues pour les boulons HR ( $\varnothing$  intérieur 13 mm,  $\varnothing$  extérieur 27 mm, épaisseur 3 mm).

Pour établir la relation donnant la contrainte correspondante effective du boulon à partir de l'allongement mesuré, on utilise le même dispositif de charge (fig. 1 et 2), et on réalise l'assemblage avec seulement deux paires de boulons (fig. 4), une au haut et une au bas de l'attache, de façon à définir le bras de levier du moment fléchissant extérieur appliqué par les vérins<sup>3)</sup>.

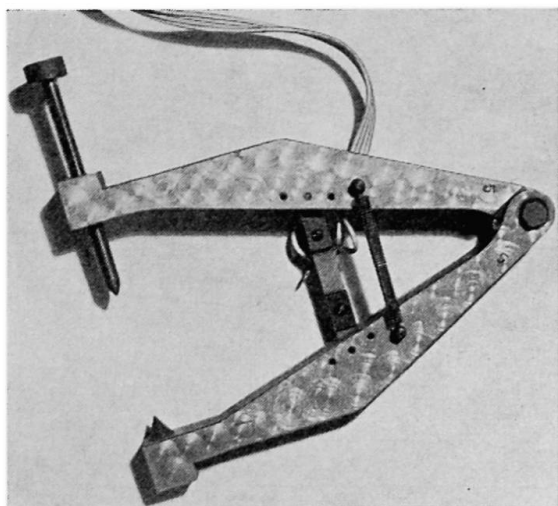


Fig. 3.

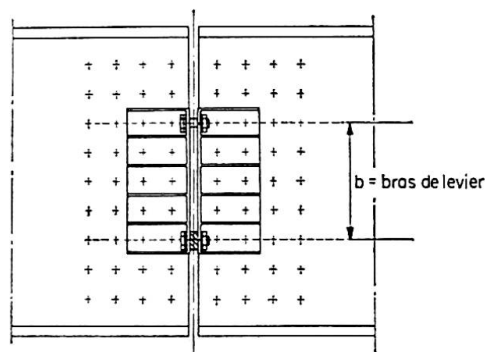


Fig. 4.

On peut ainsi établir une relation entre la valeur de l'effort appliqué et l'allongement du boulon en traction; il est alors possible, dans le domaine élastique, de déterminer la contrainte introduite dans chaque boulon à partir de la mesure de son allongement. Cette relation, dans le domaine élastique, est toujours valable, que le boulon soit précontraint ou simplement ajusté.

Les résultats des essais sont présentés aux figures 5 et 6 où l'on a tracé, pour les différents niveaux de charge, les diagrammes des allongements des boulons; pour la partie élastique de l'essai, on peut en déduire les diagrammes des contraintes; à cette fin, on a tracé, à côté de l'échelle des allongements, l'échelle des contraintes, qui sont proportionnelles aux allongements.

En étudiant les diagrammes, on pourra faire les remarques suivantes:

Les essais ont été conduits en appliquant préalablement une charge correspondant à un moment fléchissant de 0,5 tm de façon à équilibrer le moment dû au poids propre de la poutre dans sa section médiane au droit de l'assemblage.

On a alors effectué le serrage des boulons avec une clé dynamométrique, développant ainsi des contraintes de 1300 et 4400 kg/cm<sup>2</sup> pour les deux types de boulons.

<sup>3)</sup> Cet essai d'étalonnage a été effectué en laissant un espace très réduit du côté tendu, de façon à éviter tout contact des cornières et à reprendre ainsi les efforts de traction par la seule section des boulons. A cause de cet espace (2 mm sur une longueur tendue d'environ 16 mm), l'étalonnage s'est fait sur des boulons dont la tige tendue était plus longue que celle des boulons serrés et précontraints. On a tenu compte de cette différence de longueur dans la relation d'étalonnage.



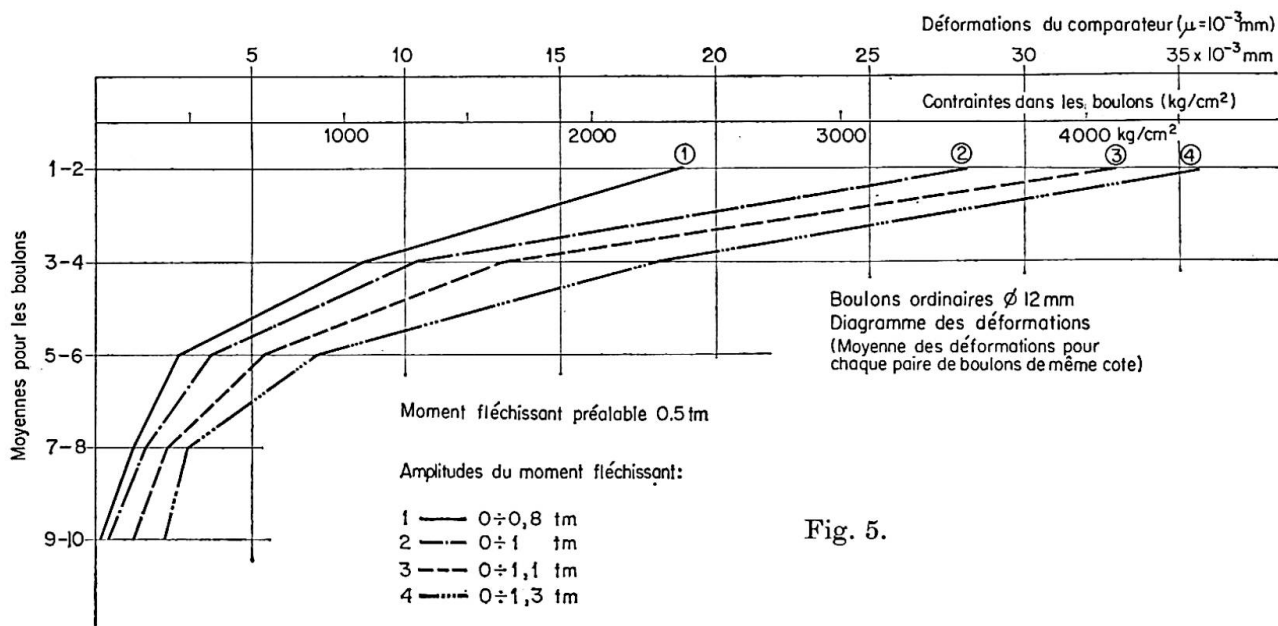


Fig. 5.

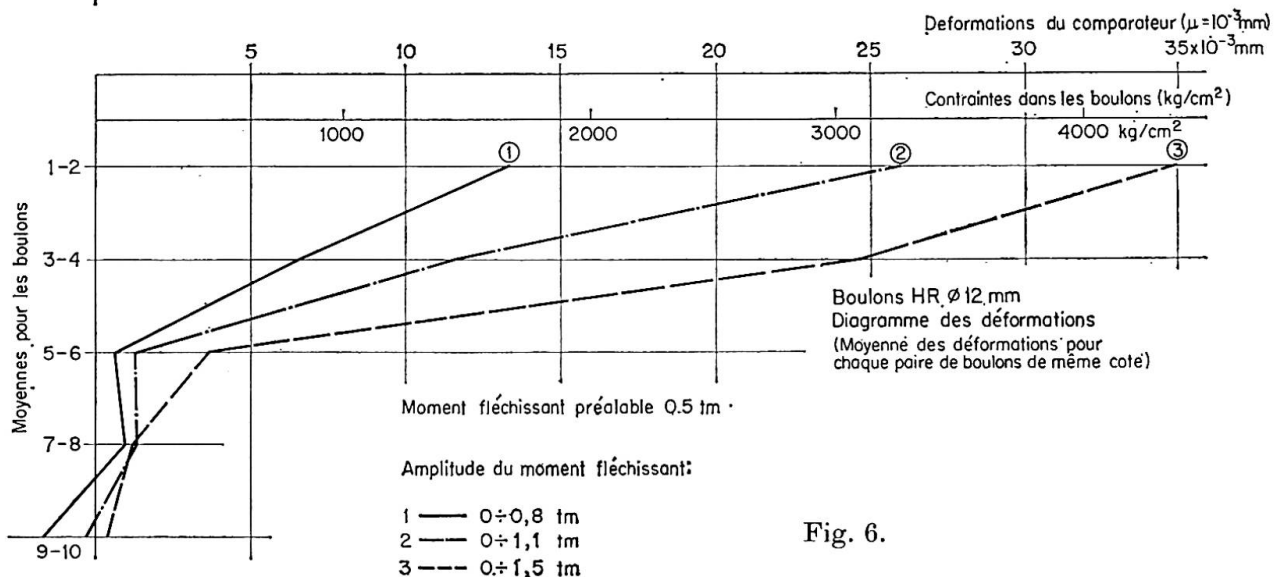


Fig. 6.

À la charge initiale on a superposé des moments fléchissants de valeur croissante, comme indiqué dans les fig. 5 et 6 où l'on a reporté, à l'échelle, les moyennes des allongements de chaque paire de boulons se trouvant à la même cote sur les deux parties de l'assemblage.

Les valeurs reportées sont les moyennes de plusieurs cycles de charge et de décharge de la poutre pour chaque amplitude de moment fléchissant considérée.

L'essai et les mesures des contraintes ont été poursuivis, dans les deux cas, jusqu'à ce que les cycles de charge et de décharge répétés ne donnent plus de déformations plastiques appréciables.

Les allongements (et, par conséquent, les contraintes) provoqués par les charges extérieures ne sont guère différents pour les deux types de boulons, bien que les efforts de précontrainte aient été fort différents dans les deux cas.

Il est d'autre part possible d'établir une comparaison entre les données expérimentales et les efforts calculés.

Le calcul peut être fait de la façon suivante: on considère l'assemblage soumis à un effort normal  $N$  (dû au serrage de la clé dynamométrique) avec différentes excentricités  $e$  (dûes au moment fléchissant extérieur:  $e = M/N$ ). La section de l'assemblage est réduite en ne considérant, dans la zone tendue, que les boulons, dont la présence est schématisée par une bande continue de section équivalente (fig. 7).

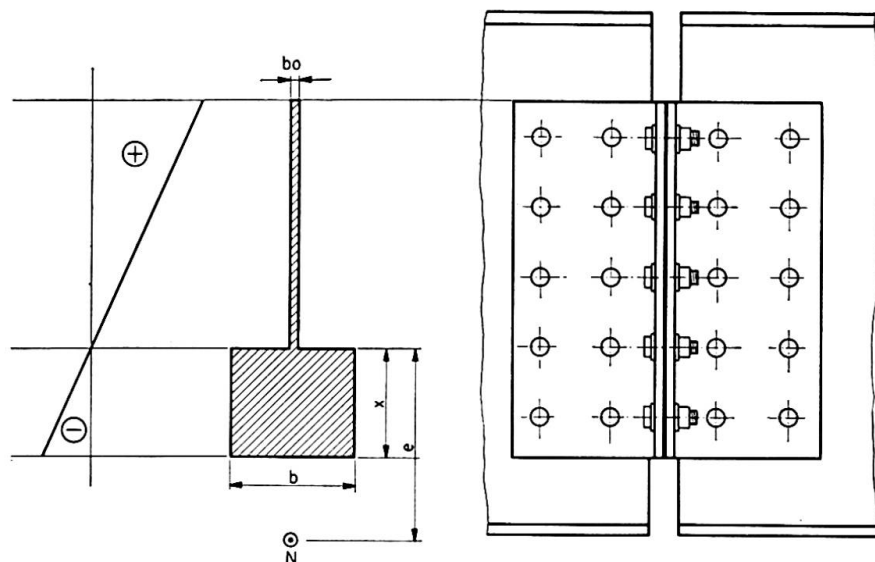


Fig. 7.

Le calcul, dont nous omettons le développement pour des raisons de brièveté, nous montre que, pour une attache réalisée avec des boulons HR et soumise à un moment extérieur de 1,5 tm, on aurait encore une faible excentricité par rapport à la précontrainte théorique obtenue par le serrage de la clé dynamométrique. Il en résulterait une section d'assemblage presque totalement comprimée, ce qui signifierait que les charges extérieures n'influent pas sur les contraintes dans les boulons.

Ceci est contredit par les résultats des essais, au cours desquels les boulons HR ont présenté des allongements considérables.

Les données expérimentales, en effet, s'expliquent mieux si l'on admet qu'il n'y a pas de précontrainte du tout, c'est-à-dire que seul le moment fléchissant a sollicité l'assemblage.

Une explication de ce phénomène pourrait être trouvée dans la souplesse de la tôle des cornières, souplesse qui provoquerait, dans la zone tendue, une réaction d'appui supplémentaire au bord extérieur de la cornière (vue en section horizontale).

L'influence des déformations des cornières d'assemblage aurait donc caché complètement l'effet de la précontrainte considérable des boulons HR.

Cette même raison pourrait expliquer les allongements que l'on remarque même pour les boulons de la zone comprimée de l'attache. Dans ce cas, les cornières d'assemblage sont également fléchies parce que les efforts de com-

pression sont transmis en dehors de la région du pli; cela entraînerait une mise en traction des boulons, à cause des considérables déformations des cornières.

Bien que les résultats des essais puissent être expliqués par les considérations exposées ci-dessus, il ne reste pas moins que, dans les conditions de l'essai, les contraintes supplémentaires dues aux charges extérieures sont peu différentes pour les deux types de boulons.

Ce résultat comparatif mérite peut-être d'être signalé, bien que sa validité soit limitée au domaine élastique des charges.

### 3. Essais sur des assemblages soumis à des sollicitations répétées

Le problème de la résistance à la fatigue des assemblages réalisés avec des boulons HR a déjà été étudié, en particulier pour ce qui concerne les assemblages courants.

Dans la plupart des cas, on n'a pas constaté de réduction sensible de la résistance à la suite d'essais dynamiques de longue durée. Cela se conçoit puisque les boulons n'étaient pratiquement pas cisailés, les charges étant transmises par frottement entre les surfaces des tôles pressées l'une contre l'autre par les boulons eux-mêmes.

Dans les assemblages frontaux fléchis, au contraire, les efforts dynamiques provoquent des contraintes de traction ou de compression dans les boulons de l'assemblage, contraintes qui se superposent aux précontraintes de serrage.

Les charges répétées appliquées à l'assemblage introduisent donc des sollicitations de fatigue dans les boulons, déjà soumis à des efforts de traction très importants.

Mais le problème ne se pose pas seulement dans le sens d'un essai à la fatigue; il intervient aussi à l'égard des modifications possibles de l'état de précontrainte de l'assemblage à la suite d'un nombre élevé de cycles de charge — décharge, modifications qui pourraient se traduire par une variation de la répartition des contraintes dans l'assemblage ou une variation de la rigidité et donc de la période propre de la structure, etc.

En vue de mettre au point un programme d'essais de fatigue systématiques sur les boulons HR, nous avons effectué quelques essais préliminaires de mesure des contraintes dynamiques sur les boulons HR.

L'essai a été exécuté sur les mêmes assemblages et à l'aide du même dispositif que dans les essais statiques, avec les vérins d'un pulsateur AMSLER, capable d'appliquer une charge répétée allant jusqu'à 5 tonnes à la fréquence maximale de 800 alternances à la minute.

Le premier problème qui se pose est la connaissance de la valeur des contraintes que l'essai dynamique introduit dans les boulons, dans le domaine élastique, valeur qui dépend soit des charges dynamiques, soit des inerties du système constitué par les deux demi-poutres solidarisées par l'assemblage.

Nous avons alors mis au point le dispositif de la fig. 8, qui est constitué par

un anneau métallique fendu, comprimé par le boulon tendu et capable d'en mesurer l'effort à l'aide d'une jauge ohmique fixée, par l'intermédiaire d'une plaquette de cellulôïd, aux deux extrémités de la coupure.

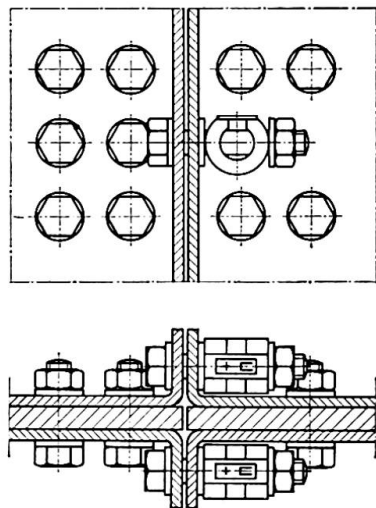


Fig. 8.

Le système de mesure se révèle très sensible, bien qu'il ne donne pas lieu à un accroissement appréciable de la souplesse de l'assemblage par comparaison avec celui réalisé par boulonnage direct des tôles. Le dispositif de la fig. 8 a été relié à un oscillographe Visicorder qui a effectué l'enregistrement des contraintes.

Nous présentons ici quelques données préliminaires sur ces essais: en particulier, les diagrammes enregistrés (fig. 9) relatifs aux boulons dans les positions 1, 2, 3, 4 au bord extrême supérieur de l'assemblage.

L'essai s'est déroulé de la façon suivante; on a appliqué, à l'aide de deux vérins dynamiques placés à 1 m de distance des appuis, une flexion préalable statique d'environ 0,8 tm, de façon à équilibrer, au droit de la section médiane de la poutre, le moment dû au poids propre (0,5 tm) et de disposer de surcroît d'une certaine marge initiale d'environ 0,3 tm.

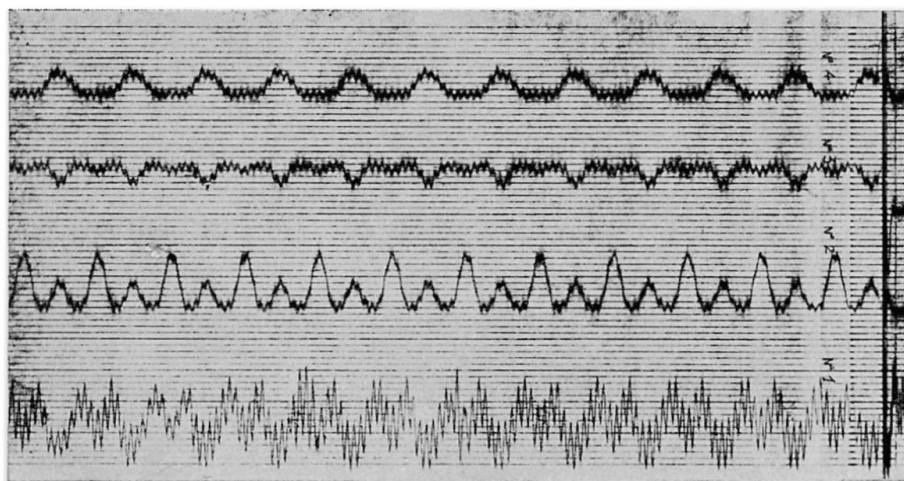


Fig. 9.

On a alors appliqué dynamiquement, par l'intermédiaire des vérins, une charge pulsatoire sinusoïdale comprise entre 0 et 0,5 t; si l'on néglige l'inertie du système, cette charge correspond, au droit de l'assemblage, à un moment fléchissant variant de 0 à 0,5 tm.

A la fig. 9 est présenté un enregistrement des contraintes dans les boulons en fonction des variations sinusoïdales de la charge pour une fréquence de 4 Hz. Ce même diagramme comporte en outre l'échelle d'étalonnage de chaque appareil.

### Bibliographie

- H. BEER: «Einige Gesichtspunkte zur Anwendung hochfester, vorgespannter Schrauben.» 6e Congrès de l'AIPC, «Rapport Final», 1961.
- O. STEINHARDT: «Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau.» 6e Congrès de l'AIPC, «Rapport Final», 1961.
- B. THÜRLIMANN: "Research on Large Compact Joints with High Strength Steel Bolts." 6e Congrès de l'AIPC, "Rapport Final", 1961.
- D. T. WRIGHT / E. M. LEWIS: "Fundamental Concepts, and the Development of Specifications for High-Tensile Bolted Joints." 6e Congrès de l'AIPC, «Publication Préliminaire», 1960.
- B. ALEMANY: «Les boulons à haute résistance et leur emploi dans la construction métallique.» «Construction» n° 12, décembre 1960.

### Résumé

L'auteur présente les résultats d'essais en cours sur des assemblages réalisés avec des boulons HR, en comparaison avec des essais similaires entrepris sur des boulons de caractéristiques normales.

Leur comportement dans les conditions de sollicitations répétées est en outre étudié à l'aide d'un pulsateur et d'un oscillographe enregistreur.

### Zusammenfassung

Es werden die ersten Ergebnisse einiger Versuche über HV-Schraubenverbindungen im Vergleich mit gleichartigen Versuchen an Anschlüssen mit normalen Schrauben dargestellt.

Das Verhalten der HV-Schrauben unter Schwellbeanspruchung wird mit einem Pulsator und einem Spannungszoszillograph untersucht.

### Summary

The author describes the first results obtained in tests on high strength bolted connections, compared with results of identical tests with ordinary bolts.

The behavior of the bolts under repeated loading conditions is studied by means of a pulsator and a stress recording device.

## II b 7

### HV-Verbindungen. Überlegungen, Beobachtungen, Versuche

*High Strength Bolted Joints. Thoughts, Observations, Tests*

*Assemblages HR. Réflexions, observations, essais*

G. AURNHAMMER

Dipl.-Ing., Abteilungspräsident beim Bundesbahn-Zentralamt München

#### 1. Problemstellung

Die Theorie der Reibungsverbindungen mittels hochfester, vorgespannter Schrauben, abgekürzt HV-Verbindungen genannt, ist denkbar einfach: Durch Vorspannen hochfester Schrauben werden die Berührungsflächen der zu verbindenden Teile mit bekannter Kraft  $P_v$  aufeinandergepreßt. Bei bekanntem Reibbeiwert  $\mu$  dieser Berührungsflächen ergibt sich die Kraft  $N$ , die bei einschrittiger Verbindung durch Reibung längs dieser Berührungsflächen von dem einen auf den anderen Teil übertragen werden kann, zu  $N = \mu P_v$ .

Die praktische Anwendung dieser Theorie stellt einige Probleme. Denn die beiden als bekannt in die Rechnung eingeführten Größen sind in der Praxis nur annähernd bekannt und mit baustellenüblichen Mitteln nicht genauer bestimmbar, können aber stark streuen.

Die Größe des Reibbeiwerts  $\mu$  läßt sich nur durch Belastung von Versuchskörpern bis zum Eintritt des Gleitens ermitteln. Dabei bleibt unsicher, wieweit die Werte  $\mu$  im Versuchskörper und im Bauteil gleich groß sind. Rauigkeitsmessungen mit einem einfachen, über die zur Berührung bestimmten Flächen gezogenen Gerät, oder Messungen des Winkels der schiefen Ebene, bei dem die aufeinander gelegten Teile zu gleiten beginnen, können nicht zum Erfolg führen; denn in Wirklichkeit handelt es sich bei HV-Verbindungen weniger um einen Reibungswiderstand, als um die Scherfestigkeit der ineinander verzahnten Oberflächenrauigkeiten. Das ergibt sich einmal daraus, daß bei gleicher Aufrauhung Stähle höherer Festigkeit einen höheren  $\mu$ -Wert aufweisen als Stähle geringerer Festigkeit. Es ergibt sich aber auch aus einer physikalischen Betrachtung: Der Eintritt des Gleitens nach Überwindung der ruhenden Reibung setzt voraus, daß sich die Teile voneinander abheben können, so daß die zunächst in Mulden des einen Teils hineinragenden Vorsprünge des anderen Teils über die nächste Kuppe hinweggehoben werden können. Bei HV-Verbindungen ist aber dieses Abheben nicht möglich.

Die zweite als bekannt in die Rechnung eingeführte Größe, die Anpreßkraft, ist in ihrer tatsächlichen Höhe noch schwerer zu bestimmen. Sie wird in der Praxis durch Ablesung oder Einstellung des Drehmoments an Drehmomenten-

schlüsseln oder durch Kraftanzeige an Schlagschrauben festgestellt. Dabei streut bereits die Anzeige der Anziehgeräte teilweise in weiteren Grenzen als die Richtlinien es fordern. Auch das gleiche Drehmoment erzeugt — je nach Reibwiderstand in den Gewinden und zwischen Mutter und Unterlagscheibe — eine oft in weiten Grenzen streuende Vorspannkraft in den Schrauben. Die Vorspannkraft in den Schrauben ist schließlich nicht gleich der Pressungskraft in den Berührungsflächen. Der Schluß von der Anzeige des Anziehgeräts auf die erzeugte, der Reibung dienende Pressungskraft ist also mit verschiedenartigen Unsicherheiten behaftet.

Solange man die in einer Verbindung mögliche größte Summe gleichgerichteter Ungenauigkeiten, also ungünstigenfalls Fehlbeträge, nicht sicher kennt, muß man einen verhältnismäßig hohen Sicherheitsbeiwert wählen, der alle Unsicherheiten überdeckt. Das heute herrschende Streben nach hoher Materialausnutzung macht es daher nötig, sich über die Größe der praktisch auftretenden Ungenauigkeiten und über die Möglichkeiten zu ihrer Einschränkung möglichst weitgehend Klarheit zu verschaffen. Einen Beitrag zu diesem Ziel sollten die Untersuchungen liefern, über die im folgenden berichtet wird.

## 2. Der Einfluß der Oberflächenbehandlung auf die Größe des Reibbeiwerts

### 2.1 Flammstrahlen

Eigene Beobachtungen und gelegentliche Mitteilungen aus der Praxis boten Anhaltspunkte für die Befürchtung, daß die in der 1. Ausgabe der deutschen Richtlinien für HV-Verbindungen gleichwertig mit dem Sandstrahlen genannte Behandlung der Berührungsflächen durch Flammstrahlen nicht mit Sicherheit den in der Berechnung vorausgesetzten Reibbeiwert erreicht. Das Bundesbahnzentralamt München ließ daher in eigener Brückenwerkstätte einfache Prüfstücke aus St 37 aus gestoßenen, symmetrisch verlaschten Flachstäben ähnlich den in Bild 1 gezeigten Formen herstellen. Die Berührungsflächen wurden von zuverlässigen Brückenschlossern unter Aufsicht nach Vorschrift geflammstrahlt (Sauerstoffüberschuß 30%, Vorschub 1 m/min) und anschließend mit weicher Stahlbürste von losem Zunder und Rost befreit. Die insgesamt 20 Prüfkörper ergaben — ohne erkennbaren Unterschied zwischen den Probenformen — einen mittleren Reibbeiwert von  $\mu = 0,38$  (statt  $\mu \geq 0,45$ ) bei einer Streuung von etwa  $\pm 10\%$ .

Die Versuche bestätigten also, daß beim Flammstrahlen das Erreichen des vorausgesetzten Reibbeiwerts nicht gewährleistet ist.

Noch schwerer wiegt — was bei den weitgespannten Hauptträgern der Bahnsteighalle München-Hbf. eindrucksvoll beobachtet werden konnte —, daß der glatte Spiegel gesunder Walzhaut durch Flammstrahlen nicht entfernt wird, so daß in diesem Falle eine nennenswerte Aufrauung überhaupt

nicht eintritt. An St 37 wurden dabei durch Rauheitsmessung Reibbeiwerte um 0,3 festgestellt, während die  $\mu$ -Werte der sandgestrahlten Flächen über 0,45 lagen.

## 2.2 Strahlen mit Strahlmitteln

Ein zuverlässiges Aufrauen zur Erzielung des nötigen Reibbeiwerts konnte nur vom Strahlen mit Strahlmitteln (Sand, Stahlkies, Korund) erwartet werden. Mit diesem Verfahren wurden daher umfangreichere Versuche angestellt, deren Durchführung größtenteils dem Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart übertragen wurde.

*2.2.1. Belastung mit und ohne Querschwingungen, schwellende Belastung, Einfluß der Form der Verbindung.* Nach einigen Vorversuchen wurden je 22 Prüfstäbe der in Fig. 1 dargestellten Formen geprüft.

Die aus TU-St-37-Grobblechen gefertigten Stäbe waren mit Quarzsand der Körnung 2—3 mm unter 4—5 atü bei 45 cm Düsenabstand im Freistrahilverfahren gestrahlt worden. Die Versuche sollten den Einfluß der Schraubenanordnung (in Krafrichtung und quer dazu), außerdem einen etwaigen Einfluß von Querschwingungen in der belasteten HV-Verbindung und von wiederholter Belastung ermitteln. Die Ergebnisse sind in der Tafel 1 zusammengefaßt. Die erzielten Reibbeiwerte liegen durchwegs über dem in den deutschen

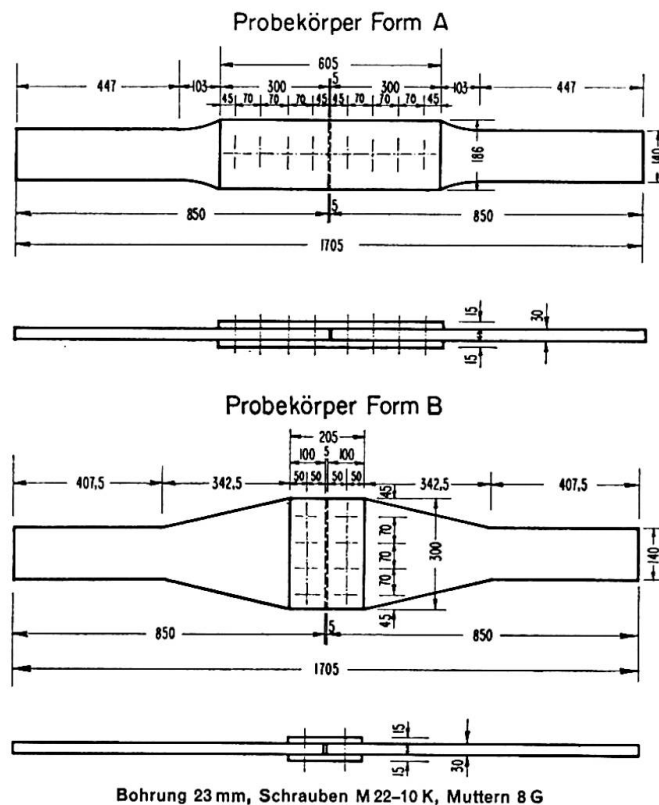


Fig. 1.



Richtlinien angegebenen Wert. Sie sind, wie auch bei allen anderen beschriebenen Versuchen, aus der gemessenen Gleitlast und aus der durch Dehnungsmessung und Eichung der Schrauben genau ermittelten Summe der in den Schrauben wirkenden Zugkräfte errechnet.

Zwischen den bei Längszug ohne Querschwingungen und mit Querschwingungen erzielten Reibbeiwerten besteht kein bemerkenswerter Unterschied, abgesehen von dem Versuch mit einem einzigen Prüfstab der Form A, der mehreren Millionen Querschwingungen bei gleichbleibendem Längszug unterworfen und dessen Belastung dann bis zum Eintritt des Gleitens gesteigert wurde. Dieses eine Ergebnis berechtigt jedoch noch nicht zu Folgerungen. Auch das wiederholte Aufbringen einer etwas unter der Gleitlast bleibenden Vorbelastung zeigte keinen erkennbaren Einfluß.

Klar erkennbar ist dagegen ein Unterschied der übertragbaren Reibungskraft bei den Probekörpern der beiden Formen A und B. In Tafel 1 ist dieser Unterschied in Reibbeiwerte  $\mu$  umgerechnet. Tatsächlich kann es sich natürlich nicht um verschiedene Höhen der Reibbeiwerte handeln. Die mutmaßliche Ursache der Unterschiede zwischen den beiden Prüfkörperformen wird unter Abschnitt 4 besprochen.

Tafel 1

Belastungsart	Probekörper		Errechnete Reibbeiwerte *)		
	Form	Anzahl	min $\mu$	max $\mu$	Mittelwert
Längszug ohne Querschwingungen	A	8	0,507	0,709	0,630
	B	8	0,458	0,608	0,527
Längszug mit gleichzeitig wirkenden Querschwingungen	A	7	0,617	0,696	0,664
	B	7	0,508	0,644	0,581
Längszug ohne Querschwingungen nach 50 Längszugbelastungen nahe der Gleitlast	A	3	0,649	0,680	0,661
	B	2	0,539	0,604	0,571
Längszug nach 50 Längszugbelastungen wie vorstehend, jedoch mit gleichzeitig wirkenden Querschwingungen	A	2	0,658	0,664	0,661
	B	3	0,611	0,635	0,624
Längszug mit mehreren Millionen Querschwingungen	A	1	0,458		
	B	1			

\*) Aus Vorspannkraft und Gleitlast. Vorspannkraft im Schraubenschaft durch Dehnungsmessung und Eichung genau ermittelt.

2.2.2. *Einfluß mehrmaligen Sandstrahlens.* Die Reibbeiwerte wurden auch im Zusammenhang mit dem unter Abschnitt 4 behandelten Versuch an Stäben aus St 52 ermittelt. Der dort genannte Knotenpunkt mußte wegen Nacharbeiten nochmals sandgestrahlt werden. Das gleiche mußte daher mit den Prüfstäben geschehen, die zur Feststellung des zu erwartenden Reibbeiwerts dienen sollten. Das erste Strahlen war mit Quarzsand der Körnung 0,7—1,2 mm im Freistrahilverfahren geschehen. Zum Nachstrahlen mit einem Vacublastgerät wurde Stahlkies der Körnung 24 (0,75 mm) verwendet. Während bei dem ersten Strahlen der für St 52 geforderte Reibbeiwert von 0,60 gerade erreicht worden war, sank er beim zweiten Strahlen auf im Mittel 0,405 ab, bei Streuung von 0,382 bis 0,449. Die Versuche zeigten, daß auch bei der Oberflächenbehandlung durch Strahlen mit Strahlmitteln gewisse Voraussetzungen erfüllt sein müssen, um die vorgeschriebenen  $\mu$ -Werte zu erreichen. Wiederholtes Strahlen kann leicht die erzielte Aufrauung wieder zum Teil beseitigen. Auch die Korngröße und Art des Strahlguts ist zweifellos von Einfluß.

2.2.3. *Einfluß der Korngröße des Strahlguts auf den Reibbeiwert.* Die eben beschriebenen Ergebnisse führten zu Versuchen zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Korngrößen beim Strahlen mit Quarzsand. Diese Versuche können erst ein Anfang in der Klärung aller der Einflüsse sein, die bei der Aufrauung der Oberfläche verschiedener Stahlsorten eine Rolle spielen können. Die Vermutung liegt nahe, daß bei härteren Stählen anderes Strahlgut und vielleicht auch andere Korngrößen verwendet werden müssen als bei weicheren Stahlsorten, um den größtmöglichen  $\mu$ -Wert zu erzielen. Für die Versuchsreihe zur Klärung des Einflusses verschiedener Korngrößen bei Quarzsand wurde St 37 verwendet. Es standen 50 Probestäbe zur Verfügung.

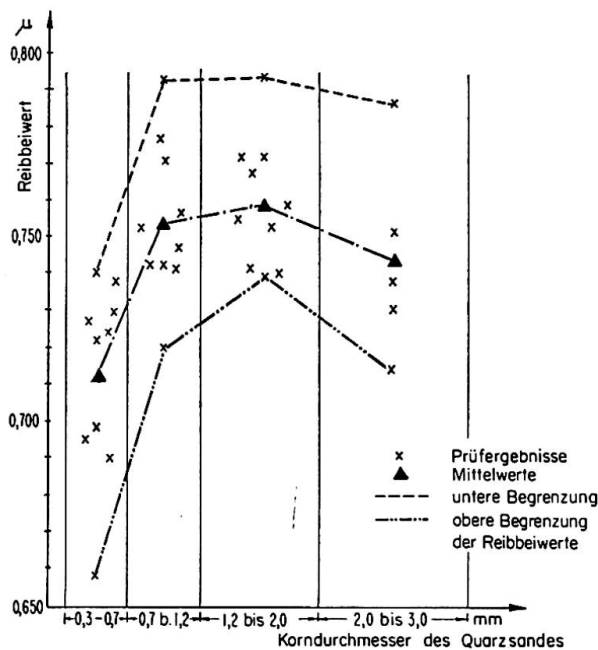


Fig. 2.

Durch Vorversuche wurde der günstigste Abstand der Strahldüse von der aufzurauhenden Oberfläche zu 25—30 cm ermittelt. Dann wurden mit viererlei Korngrößen je  $3 \times 10$  und  $1 \times 5$  Probestäbe metallisch blank gestrahlt. Die ermittelten  $\mu$ -Werte sind in Fig. 2 zusammengestellt. Trotz der verhältnismäßig großen Streuungen zeigt sich unverkennbar, daß die Korngrößen über 0,7 mm feinerem Korn überlegen sind und daß bei Korndurchmessern 1,2 bis 2,0 mm optimale  $\mu$ -Werte erreicht werden.

Es ist zweifellos notwendig, solche Versuche bei St 37 auch mit anderem Strahlgut und bei St 52 von Grund auf zu wiederholen.

### *2.3. Einfluß von Korrosionsschutzmaßnahmen auf den Reibbeiwert*

Alle schon früher angewendeten Maßnahmen zum vorübergehenden Korrosionsschutz der aufgerauhten Flächen, wie das Aufkleben und Wiederabziehen von Klebefolien oder das Aufspritzen von Abziehlacken, bergen die Gefahr in sich, daß feinste Rückstände auf den Oberflächen bleiben und den Reibbeiwert herabsetzen.

Nach Beobachtungen, die in Abschnitt 7 beschrieben werden, trat der Wunsch auf, die Berührungsflächen durch bleibenden Korrosionsschutz vor Veränderungen zu schützen. Es wurden daher Versuche mit 4 spritzverzinkten, HV-verschraubten Prüfstäben aus St 37, bei einer Dicke der Zinkschicht von 0,020 bis 0,035 mm angestellt. Da vermutet wurde, daß im Gegensatz zu den Feststellungen an unbehandelten HV-verschraubten Verbindungen sich häufig wiederholende schwellende oder wechselnde Beanspruchung bei der Zinkzwischen-schicht sich ungünstig auswirken würde, wurden die Prüfstäbe erst nach vorausgehender Wechselbeanspruchung durch eine Last, die sich als 40% der Gleitlast erwies, geprüft. Vorbelastet wurde  $10^5$ mal bei einer Frequenz von 25 Lastspielen/min. Der bei der anschließenden Prüfung erzielte Reibbeiwert errechnet sich zu im Mittel 0,40. Er bleibt damit zweifellos erheblich unter dem ohne Spritzverzinkung zu erwartenden Wert.

### *2.4. Reibbeiwert bei bestehenden Nietverbindungen*

In der Brückenunterhaltung spielt der Ersatz für gelockerte Niete eine Rolle. Wenn der Ersatz durch HV-Schrauben möglich wäre, würde das Vorteile bringen. Zur Klärung dieser Frage wurden einige Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwerts mit Zwischenanstrich versehener Proben durchgeführt, von denen vorher

- a) 7 Probestäbe handentrostet,
- b) 6 Probestäbe flamentrostet und
- c) 6 Probestäbe sandgestrahlt

waren. Vor dem Zusammenbau war der einmalige Zwischenanstrich (75% Eisenoxyd + 25% Zinkoxyd) gut durchgetrocknet.

Die aus der Gleitlast und den mittels Dehnungsmessung festgestellten Schraubenvorspannungen errechneten mittleren Reibbeiwerte ergaben sich

- bei a) zu  $\mu_m = 0,18$  bei  $\min \mu = 0,165$  und  $\max \mu = 0,206$ ,  
 bei b) zu  $\mu_m = 0,24$  bei  $\min \mu = 0,214$  und  $\max \mu = 0,257$ ,  
 und  
 bei c) zu  $\mu_m = 0,20$  bei  $\min \mu = 0,187$  und  $\max \mu = 0,226$ .

### 3. Streuung der in den Schraubenbolzen tatsächlich erzielten Vorspannung

#### 3.1. Bestimmung der Vorspannkraft aus der Längung der Schrauben

Um bei den verschiedenen erwähnten Versuchen die Vorspannkraft verlässlich zu erfassen, wurden zahlreiche Schrauben in einer Zerreißmaschine mit genauer Kraftanzeige bei gleichzeitiger Messung der Längung der Schraube geeicht. Dabei zeigte sich, daß die Dehnungsmessung die in die Schraube eingebrachte Vorspannkraft meist mit  $\pm 3\%$  Genauigkeit anzeigt. Vereinzelt kamen aber auch Streuungen bis  $\pm 10\%$  und sogar etwas mehr vor. Wenn es auf Genauigkeit ankommt, muß also neben der Dehnung auch der genaue Schraubenquerschnitt gemessen werden.

#### 3.2. Ablesegenauigkeit der Anziehgeräte

Die Genauigkeit der Momenten- bzw. Kraftanzeige der Anziehgeräte wurde meistens nicht isoliert festgestellt. Der Vergleich zwischen dieser Anzeige und der tatsächlich erzielten Vorspannkraft enthält auch die in den Abschnitten 3.3 und 3.4 besprochenen Einflüsse. Immerhin zeigen Vergleiche, die bei den verschiedenen Versuchen angestellt wurden, die Notwendigkeit, sich mit der Anzeigegenauigkeit der Anziehgeräte zu beschäftigen.

Ein Vergleich zweier Schlagschraubertypen hatte zum Beispiel ergeben, daß bei dem einen Typ die erzielte Vorspannkraft bei wiederholtem Ansetzen des Geräts gesteigert wurde, auch wenn die eingestellte Kraft schon erreicht oder überschritten war. Der Vergleich hat die Hersteller zu Verbesserungen angeregt.

Bei einem Versuch waren 40 Schrauben stufenweise vorgespannt worden, derart, daß jede Schraube zuerst mit einem Drehmomentschlüssel und weiter mit einem Schlagschrauber angezogen wurde. Während beim Anziehen mit dem Drehmomentschlüssel durchwegs Vorspannkkräfte erreicht wurden, die weit über den aus dem eingestellten Anziehmoment errechneten lagen (bei Einstellung auf 25% der vollen Sollvorspannung im Mittel um 45% höher, bei Steigerung der Vorspannkraft abnehmend), wurden mit dem Schlag-schrauber erheblich kleinere Vorspannkkräfte erzielt als die am Gerät einge-

stellten (bei Einstellung auf 80% der vollen Sollvorspannung 34% zu wenig, bei Einstellung auf volle Sollvorspannung 18% zu wenig). Solche Unterschiede lassen sich ohne Streuung der Anzeige der Geräte kaum erklären.

An 2 Drehmomentschlüsseln, einem bei dem eingestellten Wert ausklinkenden und einem mit Ablese skala, wurde die Anzeigegenauigkeit durch einen besonderen Versuch isoliert festgestellt. Bei dem selbstausklinkenden Schlüssel für 120 mkp nahm die Anzeigegenauigkeit mit zunehmender Ausnützung seiner Leistungsfähigkeit zu. Bei Einstellungen auf 50 mkp und 60 mkp weichen die erreichten Drehmomente noch zwischen  $-17,6\%$  und  $+13,2\%$  von dem eingestellten Wert ab. Bei Einstellungen von 80 mkp bis 100 mkp wurden  $\pm 6\%$  Streuung nicht mehr überschritten. Auch der Schlüssel mit Ablese skala (für Anziehungsmomente bis 70 mkp) zeigte die größten Fehler bei geringer Ausnützung (bis zu 15% Fehler). Zwischen voller Ausnützung und  $\frac{1}{3}$  der vollen Ausnützung zeigt sich kein bemerkenswerter Unterschied mehr. Das erzielte Drehmoment ist stets kleiner als das abgelesene, und zwar um  $\sim 5\%$  bis  $8\%$ .

### 3.3. Zustand der Schrauben

Von Schraubenherstellern war schon auf den Einfluß hingewiesen worden, den unterschiedliche Scharfkantigkeit und unterschiedliches Spiel der Gewinde auf das benötigte Drehmoment ausüben. Auf Baustellen konnte darüber hinaus der bedeutende Einfluß des Oberflächenzustands (Sauberkeit, Anlieferungszustand, leicht geölt) der sich gegeneinander bewegenden Flächen beobachtet werden.

Bei den Versuchen am Otto-Graf-Institut wurden solche Einflüsse gemessen. Als Mittelwerte aus 360 Dehnungsmessungen ergaben sich folgende Werte für das benötigte Anziehungsmoment:

bei Schrauben im Anlieferungszustand	120% des Sollwertes,
nach leichtem Ölen der Gewinde	91% des Sollwertes.

Geölte Schrauben mit leichten Gewindeschäden, hervorgerufen durch das Einfügen in Bohrlöcher mit mangelhafter Passung, erforderten 125% bis 136% des Sollanziehmoments.

### 3.4. Einfluß der Anziehtechnik

Unterschiede in der erzielten Vorspannkraft können sich auch aus unterschiedlichem Vorgehen beim Anziehen ergeben. Insbesondere kann die Unterbrechung des Anziehens einer Schraube bei hoher, aber noch unter dem vollen Wert liegender Vorspannkraft dazu führen, daß bei nachfolgender Steigerung des Anziehungsmoments auf den vollen Sollwert keine Steigerung der Vorspannkraft mehr eintritt.

Besondere Versuchsreihen, die aussagen könnten, bis zu wieviel Prozent der vollen Vorspannkraft die Unterbrechung des Anziehens sicher unbedenklich bleibt, liegen nicht vor. Aus einem Versuch anderer Art, bei dem das Anziehen von 48 Schrauben je bei 60% ihrer Vorspannung unterbrochen wurde, ohne daß ein Einfluß dieses Vorgehens hätte beobachtet werden können, ist zu schließen, daß ein Unterbrechen bei dieser Grenze sicher ohne Nachteil ist.

#### 4. Einfluß von Formungenauigkeiten auf die in den Reibflächen erzielte Pressung

Der unter 2.2.1 erwähnte Unterschied zwischen den Gleitlasten, die sich bei den Stabformen A und B ergaben, ist zweifellos nicht zufälliger Art und nicht durch unterschiedliche Reibbeiwerte bedingt. Bei der Form der Prüfstäbe B kann deren geringere Gleitlast auch nicht mit verringerter Mitwirkung der äußeren Schrauben erklärt werden. Dagegen müssen sich die praktisch immer vorhandenen Unterschiede in der Dicke und Ebenheit der gestoßenen Bleche in einem bei Stabform B größeren Verbrauch an Vorspannkraft für die Verformung der Laschen auswirken (siehe Fig. 3!).

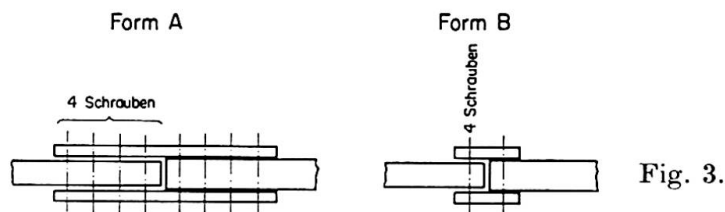


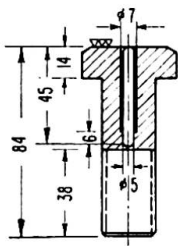
Fig. 3.

Bei den zu den Versuchsreihen verwendeten Probestäben wurden die Dickenunterschiede der gestoßenen Teile gemessen. Der Versuch, aus dem Dickenunterschied unmittelbar eine Beziehung zu der erzielten Gleitlast herzustellen, gelang nicht. Es zeigte sich vielmehr, daß Verkrümmungen der Bleche sich stärker bemerkbar machten als die Dickenunterschiede. Aber auch solche Unebenheiten haben zur Folge, daß die nicht genau anliegenden Laschen auf einer Seite des Stoßes erst herangezogen werden müssen, was bei Form B wegen des kurzen Hebelarms aller 4 Schrauben und des größeren Trägheitsmoments der Laschen einen größeren Spannkraftverlust bedeutet.

Bei praktischen Verbindungen von Stahlbauteilen ist stets mit nicht genauer Passung zu rechnen. Außer Walztoleranzen und Unebenheiten der Oberfläche spielen dabei besonders Schweißverformungen und andere Fertigungsungenauigkeiten, bei manchen Verbindungen auch für Montage benötigte Spielräume, eine Rolle.

Anlässlich des Baues einer HV-verschraubten Fachwerk-Eisenbahnbrücke wurden an 2 Knotenpunktmodellen in natürlicher Größe (Fig. 4) Messungen durchgeführt, um Aufschluß über Größe und Änderung der Zwischenräume

Ausführung der Testschrauben  
M24-IOK



Ausführung der Blechabstandsmeßstellen

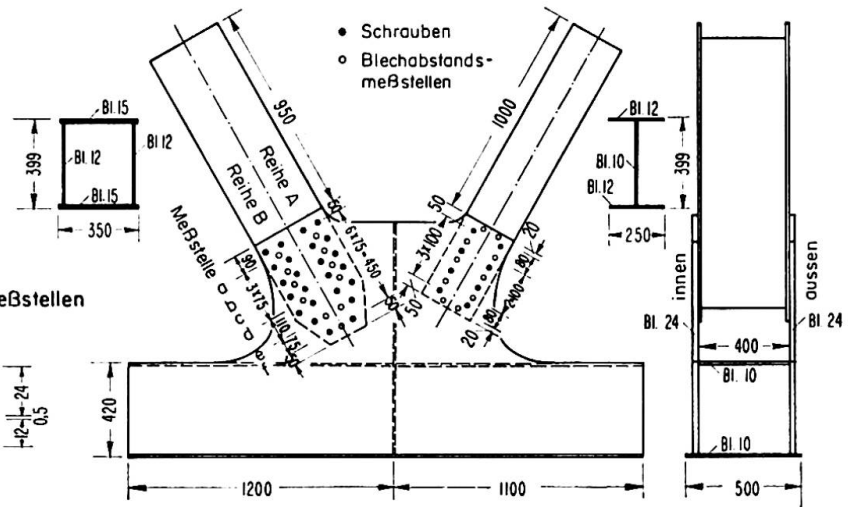
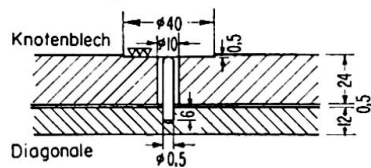


Fig. 4.

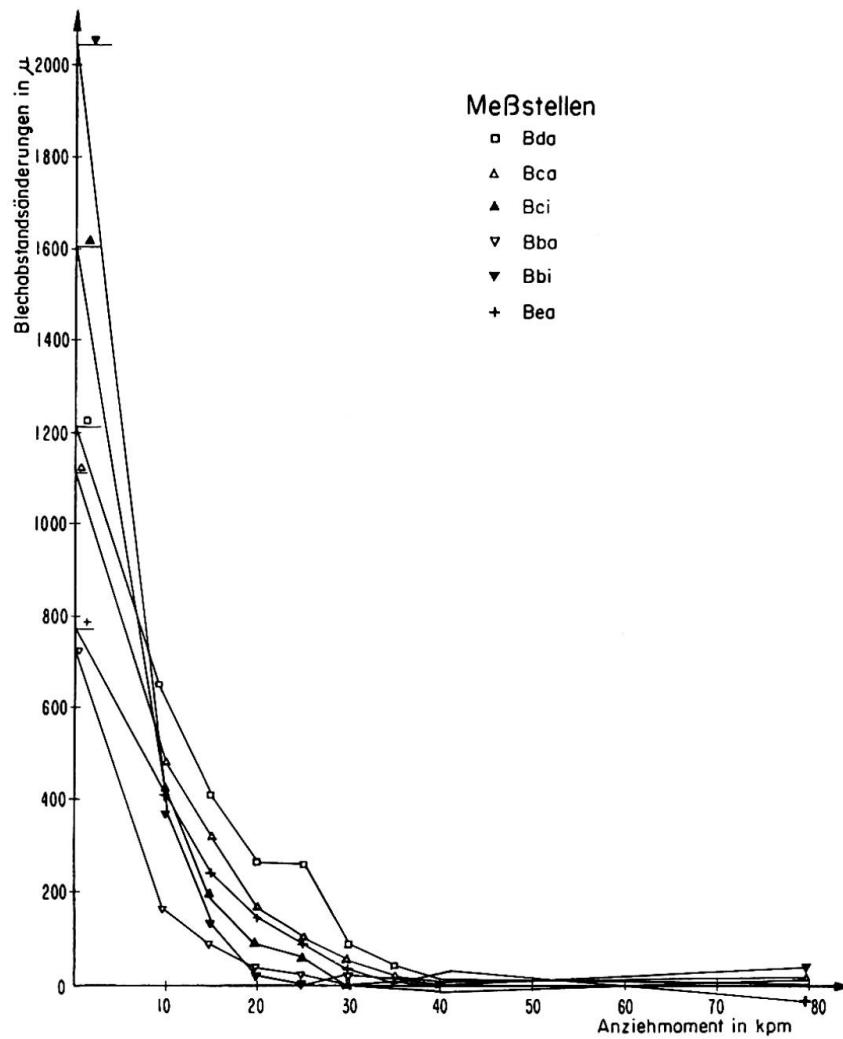


Fig. 5. Blechabstandsänderungen.

zwischen den Diagonalstäben und Knotenblechen im Verlauf des Anziehens der HV-Schrauben zu erhalten. Zur Abstandsmessung waren in den Knotenblechen seitlich der Schrauben feine Bohrungen angebracht. Die wesentlichen Ergebnisse der Abstandsmessungen an dem ersten Modell sind im vorstehenden Diagramm (Fig. 5) aufgezeichnet.

Der zunächst bei allen Blechabständen festzustellende geradlinige Steilabfall der Kurven zeigt den Bereich an, in dem Vorspannkraft verbraucht wurde, ohne daß eine Berührung der Berührflächen eintrat. Es handelt sich dabei um rund 12% der Sollvorspannkraft. Ein volles Anliegen an allen Stellen der Berührflächen wurde erst bei Vorspannkraften zwischen 30 und 50% der vollen Vorspannkraft erzielt. In diesem Bereich wird zweifellos schon Reibung erzeugt. Über deren Größe sagt die Messung nichts aus, so daß die Größe des Vorspannkraftverlustes aus diesen Abstandsmessungen nicht genau entnommen werden kann. Diesen Aufschluß sollten weitere Untersuchungen an einem gleichen zweiten Modell, die in Gemeinschaftsarbeit mit dem Otto-Graf-Institut vorgenommen wurden, liefern. Der Versuch, dieses Ziel durch gleiche Abstandsmessungen und durch Belastung des Knotens bis zum Eintritt des Gleitens sowie durch Vergleich mit gleichartig angefertigten Probestäben zu erreichen, gelang nicht, da sich bisher noch nicht aufgeklärte Nebeneinflüsse bemerkbar machten. Der Versuch lieferte aber eine Reihe wertvoller anderer Aufschlüsse.

In welchem Bereich die Reibflächen sich nach dem Aufbringen der vollen Vorspannung berührten, zeigen die nach Eintritt des Gleitens an Hand der

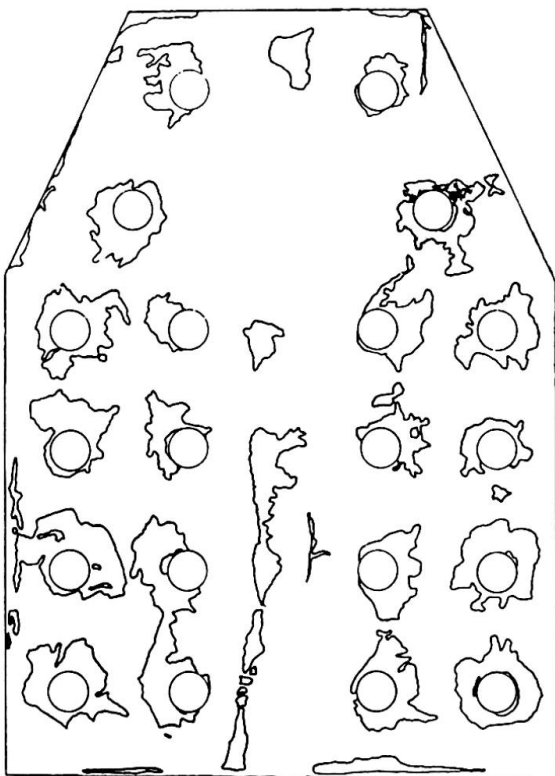


Fig. 6.

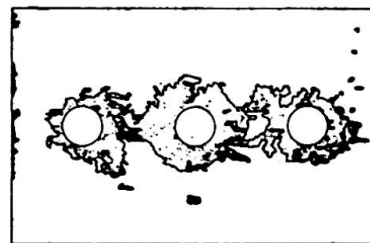


Fig. 7.

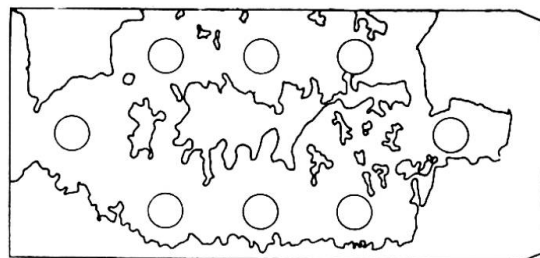


Fig. 8.



Gleitspuren gezeichneten Fig. 6 und 7. Tatsächlich waren die Ränder der sich berührenden Flächenabschnitte nicht so scharf abgegrenzt. Zum Vergleich zeigt Fig. 8 die gleiche Darstellung an einem der spritzverzinkten Versuchsstäbe.

### 5. Verlauf des Kraftübergangs in Stößen und Anschlüssen

Aus Gründen der Proportionalität von Spannungen und Dehnungen sind bei längeren Stößen und Anschlüssen kleine gegenseitige Verschiebungen der aneinandergedrückten Teile an den Enden der Kraftübergangsstrecke unvermeidlich.

Um über den Verlauf des Kraftübergangs und der Spannungsverteilung Aufschluß zu erhalten, wurden die Dehnungen zwischen den Schraubenquerreihen HV-verschraubter und belasteter Bauteile gemessen; die damit errechneten Spannungen ergeben ein klares Bild des Kraftübergangs. Für einen Knotenpunkt einer Fachwerkbrücke ist dies in den Fig. 9 und 10 dargestellt. Den Verlauf des Kraftüberganges an 2schnittigen Laschenverbindungen bei verschiedenen Laststufen läßt Fig. 11 aus den Verschiebungen erkennen.

Die gegenseitigen Verschiebungen von Laschen- und Stabquerschnitten sind Gesamtverschiebungen infolge reversibler, elastischer Dehnungen und

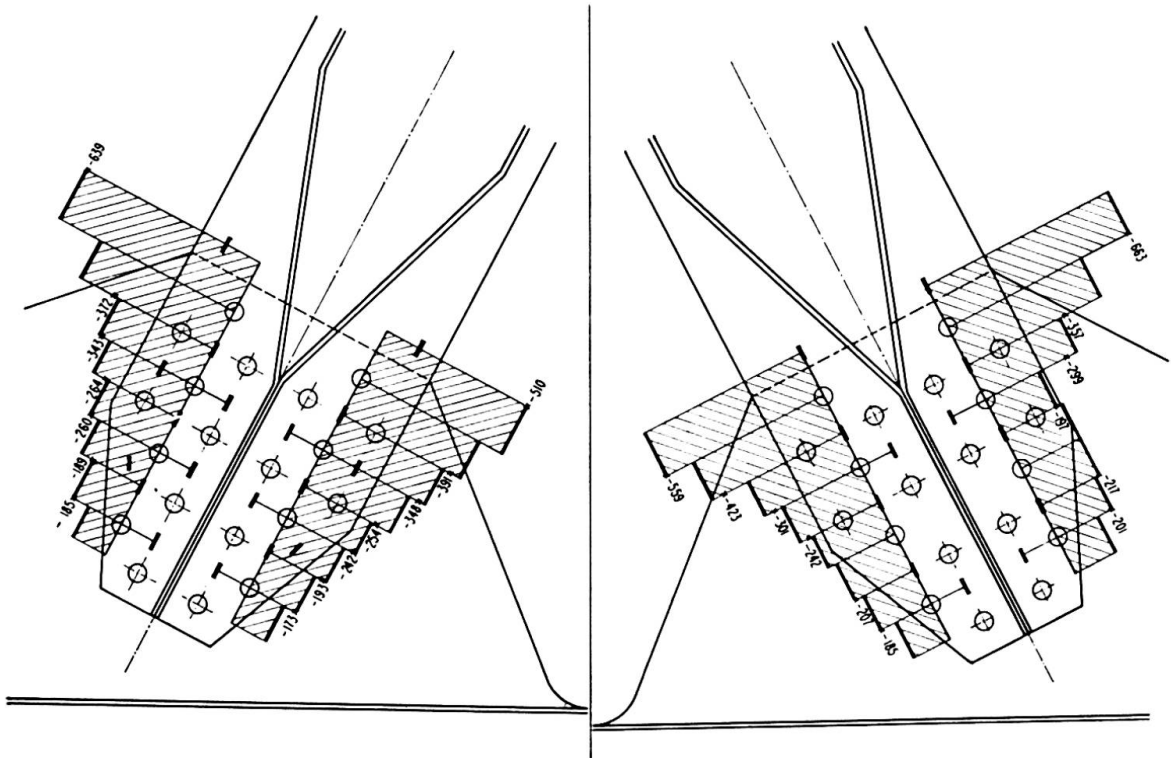


Fig. 9.

Fig. 10.

× Mittelwerte aus 5 Belastungen (ohne 1. Belastung) aufgetragen von einer Nulllinie aus.  
 — Dehnmeßstreifen.

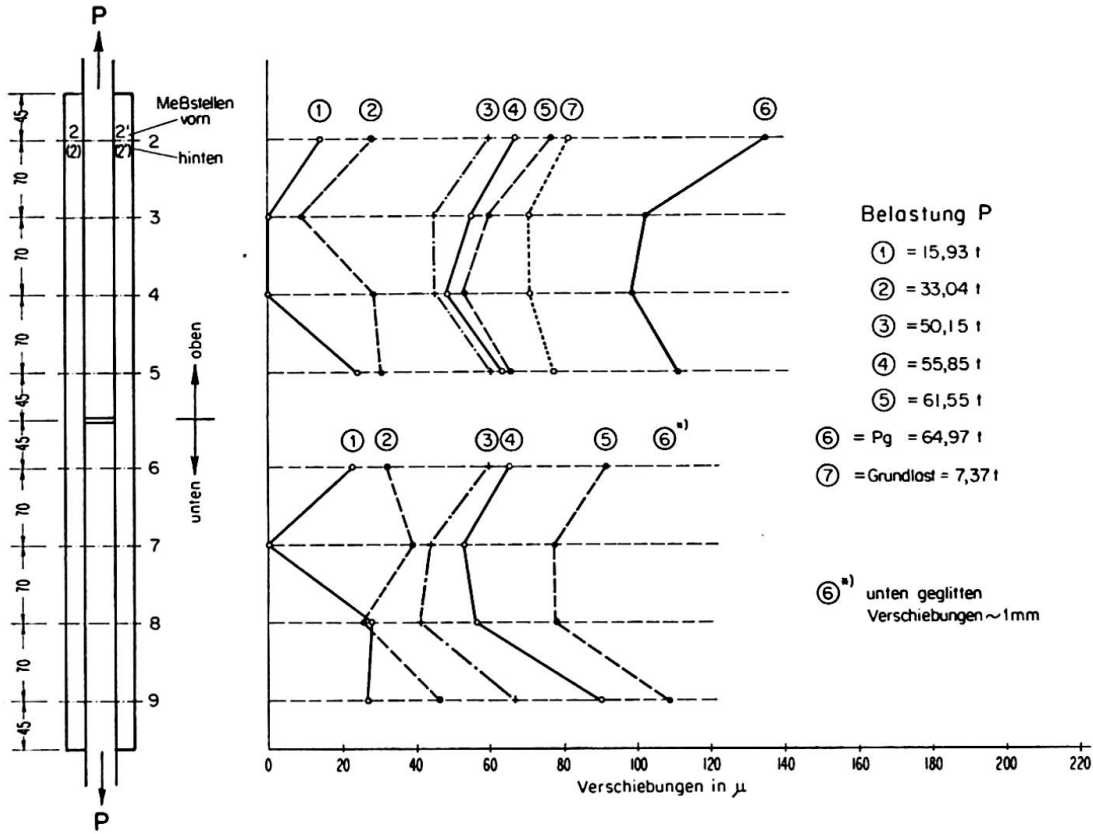


Fig. 11.

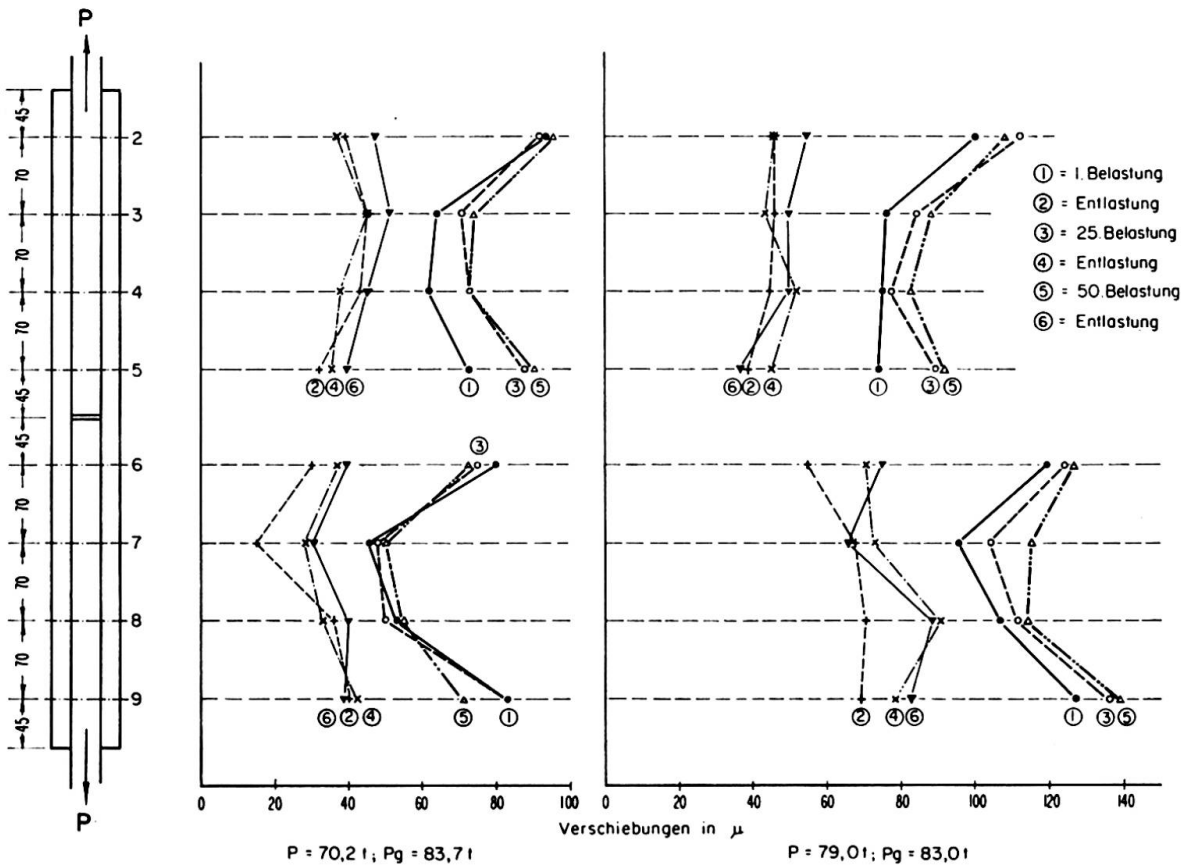


Fig. 12.

bleibender gegenseitiger Verschiebungen. Zum Nachweis der bleibenden Verschiebungen wurden an mehreren 2schnittigen Laschenverbindungen jeweils nach der 1., 25. und 50. Belastung die Gesamtverschiebungen unter der Last und nach jeweiliger Entlastung die bleibende Verschiebung gemessen. Fig. 12 zeigt die Verschiebungen der Zugstäbe gegenüber den Decklaschen in den Nettoquerschnitten von 2 Laschenverbindungen.

Auch an dem oben erwähnten Versuchsknotenpunkt wurden die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Knotenblech und Diagonalstab gemessen. Sie sind in Fig. 13 dargestellt.

Das Bild läßt sogar die nach Entlastung gemessene Stauchung des Knotenblechs infolge bleibender Verschiebungen erkennen.

In Fig. 14 sind die Ergebnisse von Messungen bleibender und elastischer Verschiebungen an Diagonalen einer Talbrücke unter Verkehrslast dargestellt. Die Verschiebungen erfolgten unter Stabspannungen, die etwa einem Drittel der zulässigen Spannungen entsprechen.

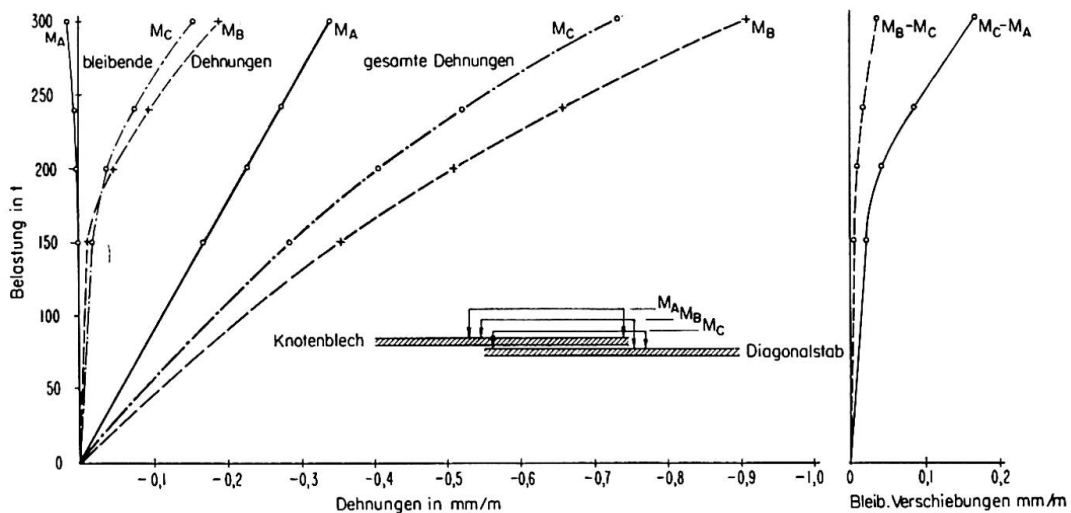


Fig. 13. Ergebnisse der Dehnungsmessungen mit einem 50-cm-Setzdehnungsmesser.

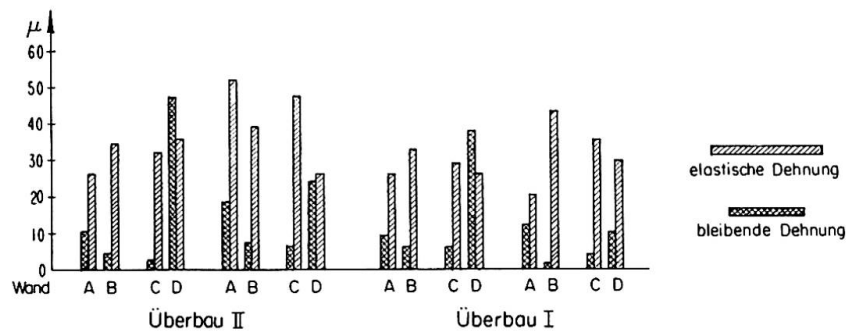


Fig. 14.

## 6. Kriechverhalten von HV-Verbindungen

In hochfesten Schraubenverbindungen zweier Fachwerk-Eisenbahnbrücken wurden über 2 Jahre hin seit ihrer Inbetriebnahme die Längenänderungen besonderer Meßschrauben (mit eingesetztem, spannungsfreiem Stift) beobachtet. Es konnte festgestellt werden, daß in 2 Jahren ein Längungsabfall von rund 10% eintrat, wovon im ersten Vierteljahr bereits 7% erreicht waren. Er scheint demnach zum Stillstand zu gelangen (Fig. 15 und 16).

Dieser Vorspannungsabfall kann durch Nachspannen großenteils beseitigt werden.

Der größte Teil des beobachteten Längungsabfalls dürfte auf plastische Verformung in den schmalen Berührungsflächen zwischen Unterlagsscheiben und Schraubenmuttern bzw. Schraubenkopf zurückzuführen sein, da es sich um HV-Schrauben aus der Produktion früherer Jahre handelt. Durch neuerdings hergestellte Schrauben verbesserter Form dürfte dieser Längungs- und Vorspannungsabfall verringert sein.

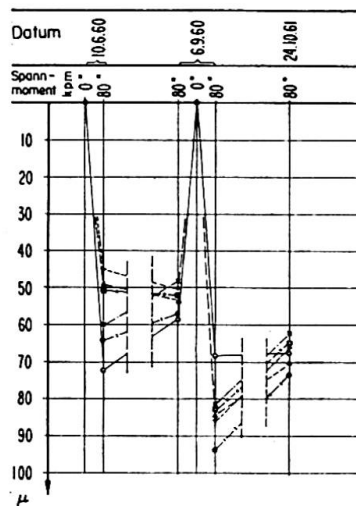


Fig. 15. Längenänderungen von 6 HV-Schrauben M 24—10 K eines Knotenpunktes der Kinzigbrücke.

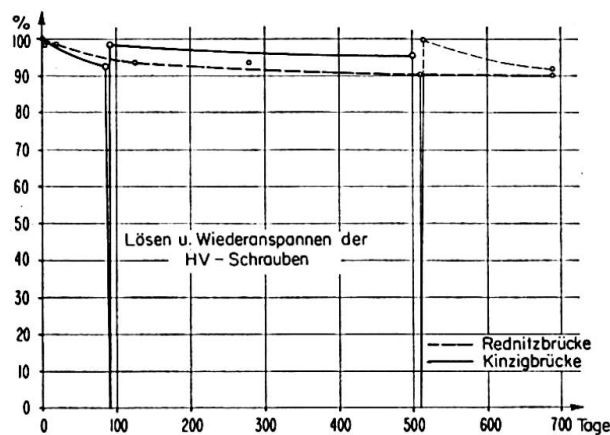


Fig. 16. Prozentualer Abfall der gemessenen Schraubenlängen.

## 7. Korrosionsverhalten

Das Zusammenpressen der verbundenen Teile durch Schraubenvorspannung genügt nicht, um bei ungeschützten oder nicht genügend geschützten Berührungsflächen den Zutritt von Wasser oder gar feuchter Luft zu verhindern. Die Fig. 6 und 7 machen das besonders glaubwürdig.

An HV-verschraubten Eisenbahnbrücken wurde auch zum Teil Rostbildung in den Berührungsflächen und in den Schraubenlöchern festgestellt. In welchen Grenzen sich durch Korrosion der Reibbeiwert und damit die Gleitkraft der Verbindung ändern kann, ist noch nicht genügend untersucht. In einzelnen Fällen wurde ein Absinken des ursprünglichen Reibbeiwerts um etwa 15% festgestellt.

Einer besonders guten Abdichtung der Ränder der Berührungsflächen, die auch die oben beschriebenen geringen elastischen Verschiebungen mitmachen kann ohne zu reißen, kommt daher große Bedeutung zu.

### Zusammenfassung

Es werden Auszüge aus den Ergebnissen umfangreicher Versuche, deren Programm sich aus Überlegungen und Beobachtungen über die Wirkungsweise von HV-Verbindungen ergab, mitgeteilt. Sie sollen einen Beitrag zur Beherrschung störender Einflüsse liefern.

### Summary

The author presents results from an extensive test programme based upon considerations and observations on the mode of action of high strength bolted connections, as a means of control of unfavourable conditions. The subjects treated are: effect upon the friction coefficient of the means of surface preparation; divergent values of the induced bolt tension; the influence of form irregularities on the compression in contact surfaces; transfer of force in joints; effect of creep and corrosion.

### Résumé

L'auteur présente quelques résultats d'un vaste programme d'essais, basé sur des réflexions et des observations relatives au mode d'action des assemblages HR. On saura ainsi mieux maîtriser certaines influences défavorables. Les sujets traités sont: influence du mode de préparation des surfaces sur la valeur du coefficient de friction; dispersion des valeurs effectives de la précontrainte dans les boulons; influence des irrégularités de forme sur le serrage des surfaces en contact; distribution des efforts dans les assemblages; comportement au fluage et à la corrosion des attaches HR.