

## 支圧接合の許容応力度選定のための基本荷重

### REFERENCE LOADS FOR ALLOWABLE STRESSES OF BEARING TYPE STRUCTURAL JOINTS

西 村 昭\*・皆 田 理\*\*  
By Akira Nishimura and Osamu Minata

表一 各国の許容応力度

#### 1. 緒 言

鋼構造物の現場継手に一般に使用される高力ボルト摩擦接合は、ボルトの高い締めつけ力による接合板間の摩擦抵抗を利用するもので、設計基準強度としては継手のすべり耐力がとられる。実部材における接合板のすべり係数、およびボルト軸力は、現在のところ実地に測定する有効な方法がないため、すべり耐力の直接的な追跡ができず、設計上継手の強度に対する高強度ボルトの寄与は低いのが現状である。これに対してその後登場した支圧接合は、摩擦接合の特徴と、高力ボルトの持つ高いせん断強さを有効に利用しようとするものである。この接合法が有する従来のリベット接合、摩擦接合にはみられない種々の問題点について、アメリカにおいては1951年以来、The Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundationにより広範な研究が行われ、1960年に高力ボルト支圧接合の許容応力度が設定された。わが国においても昭和40年から日本鋼構造協会において高力ボルト支圧接合に関して大規模な調査研究が行われるとともに、実用面においても、昭和41年3月、国鉄で東北本線荒川橋梁のトラス床組更新工事に6Tボルト(W7/8)が支圧接合として使用されたのを始めとして、多くの使用例が報告された。一方、道路橋に

	西暦	ファスナー	鋼板	支圧許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )		せん断許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	
				工場	現場	工場	現場
日本 (鋼道路橋)	1926	St 34	St 39	1700	1500	850	750
	1939	SS 34	SS 41	1900	1600	950	800
	1956	SV 34	SS 41	2200	1800	1000	800
	1964	SV 34	SS 41	2200	1980	1100	990
		SV 41 A	SS 50	2700	2430	1400	1260
		SV 41 A	SM 50 A	3000	2700	1400	1260
	1973	SV 34	SS 41 SM 41 SMA 41	2400	2100	1100	1000
		SV 41 A	SS 41 SM 41 SMA 41	2400	2100	1100	1000
		SV 41 A	SM 50 SM 50 Y SM 53 SMA 50 SM 58 SMA 58	3200	2800	1500	1300
日本 (建築)	1973	B 8 T B 10 T	SS 41 SM 41 SMA 41	2400		B 8 T	
			SS 50	2800			1500
			SM 50	3200			B 10 T
			SM 50 Y SM 53 SMA 50	3600			1900
			SM 58 SMA 58	4600			
アメリカ (橋)	1964	A 325		1.22 F <sub>y</sub> *	949 (せん断面 有) 1406 (ねじ部 無)	10 K 許容耐力 鋼材 St 37 使用の場合 摩擦接合許容耐力の 1.8 倍	
		A 490		1.22 F <sub>y</sub> *	1406 (〃 有) 2039 (〃 無)		
アメリカ (建築)	1964	A 325		1.35 F <sub>y</sub> *	1055 (〃 有) 1547 (〃 無)		
		A 490		1.35 F <sub>y</sub> *	1582 (〃 有) 2250 (〃 無)		
ドイツ	1967	8 G 10 K ボルト軸,ねじ部 DIN 7968 頭部 DIN 6914	St 33 St 37	H**	4800	10 K 許容耐力 鋼材 St 37 使用の場合 摩擦接合許容耐力の 1.8 倍	
				HZ***	5400		
			St 52	H	7200	鋼材 St 52 使用の場合 摩擦接合許容耐力の 1.6 倍 (G は 10 K の 70%)	
				HZ	8100		

\*: 最も強度の低い接合部材の規格最小降伏点

\*\*: 主荷重(死荷重、活荷重)

\*\*\*: 従荷重(風荷重、制動荷重、温度変化の影響)

\* 正会員 工博 神戸大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 広島工業大学講師 工学部土木工学科

おいても、昭和 42 年 12 月、大阪府道住吉八尾線長吉跨線橋梁の主桁現場継手の一部として使用 (7 T × W 7/8) され、その後、昭和 43 年 12 月、国道 250 号線加古川相生橋の新設工事で主部材の現場継手として本格的に使用 (9 T × W 7/8) された<sup>1)</sup>。このような数多くの使用例と実験的裏付けをもとに、わが国でも 80 キロ級、および 100 キロ級のボルト、B 8 T、および B 10 T を使用する支圧接合が、昭和 48 年、道路橋示方書に取上げられることになった。表-1 は日本、アメリカ、およびドイツにおけるリベット、ボルトの許容せん断応力度、および許容支圧応力度の推移を示したものである。これによると、支圧接合の許容支圧応力度は、ボルト強度にかかわらず鋼板強度ごとに与えられ、許容せん断応力度はボルトごとに与えられている。しかし、支圧接合においては、ファスナー（リベット、ボルト）のせん断、およびファスナーと鋼板間の支圧状態が、ファスナーおよび鋼板の各強度の組合せに応じて変化するから、それらの許容応力度は実験資料の集積のもとに、再検討の必要があると思われる。また今後ますます利用度の向上が予想される 80 キロ級高張力鋼板についても、許容応力度選定のための資料を得ておく必要がある。

そこで本研究においては、40 キロ級から 80 キロ級に至る種々の強度レベルの鋼板と、各種強度レベルのリベット、あるいは高力ボルトとを組合せた 1 列型、および Unbuttoning 現象<sup>2)</sup> の影響をみるために 7 列型支圧接合供試体について静的引張試験を行い、許容応力度選定のための資料を提供しようとするものである。なお、本研究で対象とした考察の範囲は静的載荷による変形性状が類似するみがき高力ボルト支圧接合、および打込み式高力ボルト支圧接合である。また、本研究は許容応力度選定のための一要因である静的載荷による変形挙動のみを取り上げて考察したものであるが、支圧接合の許容応力度選定にあたっては、その他、変形の漸増現象、繰返し載荷による疲労なども含めて考察する必要がある。特にボルト軸力による加圧、打込みなどによる孔周辺のきず、および応力集中は、疲労強度を低下させ、支圧接合の適用を限定する要因となろう。

## 2. 1 列型継手の試験

### (1) 供 試 体

供試体の形状、寸法は図-1 に示すとおりである。供試体鋼板の表面はサンドブラストをかけ、鏽のない状態で試験した。鋼板の鋼種は SS 41、SM 50 A、SM 58、および H.T. 80 の 4 種類とし、ファスナーにはリベッ

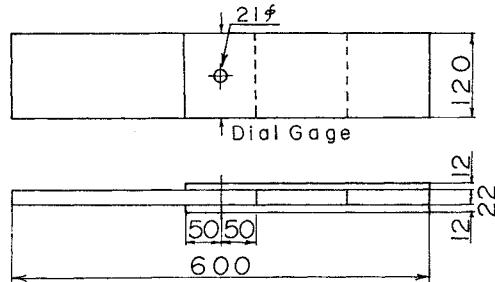


図-1 1 列型継手供試体

トとして SV 34, SV 41；ボルトとして B 4 T (40 キロ級、仮称)、B 6 T (60 キロ級、仮称)、摩擦接合用のものを支圧ボルトとして使用した B 8 T、および B 11 T の合計 6 種類を選び、これらを表-2 のように組合せた 24 種類の継手についてそれぞれ 2 体、合計 48 体の試験を行った。ここで B 10 T をとらずに B 11 T を選んだ理由は、両者は強度的にあまり差がなく、また鋼板と組合せる場合、ファスナー強度が高いことによる影響を強調するためである。表-3 に使用した鋼板、およびファスナー（リベット、ボルト材）の機械的性質を示す。使用したボルトは M 20×85 で、ボルト軸部を削り、いわゆるリーマボルト（または fit up bolt）の状態で使用

表-2 鋼板とファスナーの組合せと供試体記号

ファスナー	SV 34	SV 41	B 4 T	B 6 T	B 8 T	B 11 T
鋼板	SS 41 1R34-41	1R41-41	1B4-41	1B6-41 1B8-41*	1B11-41*	
	SM 50 A 1R34-50	1R41-50	1B4-50	1B6-50 1B8-50		1B11-50
	SM 58 1R34-58*	1R41-58	1B4-58	1B6-58 1B8-58		1B11-58
	H.T. 80 1R34-80*	1R41-80*	1B4-80	1B6-80 1B8-80		1B11-80

\* : 追加試験

表-3 鋼板およびファスナーの機械的性質

鋼種	板厚または ファスナー サイズ (mm)	機械的性質			
		$\sigma_y$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	絞り (%)
鋼 板	SS 41 12	25	43	29	—
	22	24	44	29	—
	SS 41*	12 22	30 28	43 45	29 30
	SM 50 A 12	36	54	23	—
	22	38	56	21	—
	SM 58 12 22	62 58	67 65	21 26	—
HT 80	12	80	87	27	—
	22	82	90	23	—
	HT 80*	12 22	82 82	89 86	24 22
	SV 34 19φ	27	40	36	—
フ ア ス ナ ー	SV 34* 19φ	26	39	36	—
	SV 41 19φ	31	49	31	—
	SV 41* 19φ	31	49	31	—
	B 4 T 21φ	33	51	28	72
	B 6 T 21φ	46	61	19	64
	B 8 T 21φ	76	94	23	65
	B 11 T 21φ	114	119	18	65

\* : 追加試験

した。したがって、支圧接合の一種である打込みボルトの場合と比較して支圧面積が大きく、継手剛性が高くなる傾向がある。また、ボルト継手では、道路橋示方書に基づき、設計軸力に対応するものとして B 8 T で 13.3 t, B 11 T で 17.4 t の軸力を、規定値のない B 4 T, B 6 T では、表-3 の  $\sigma_y$  で求めた耐力の 85% に相当するものとして（有効断面積 244.8 mm<sup>2</sup>），B 4 T で 6.8 t, B 6 T で 9.6 t の軸力を目標にトルク法で締めつけた。

## （2）試験方法

試験は大部分を 200 t 油圧式試験機で行い、追加試験を 50 t 電気油圧試験機で行った。試験荷重は最小荷重を 0.5 t とする静的繰返しとした。供試体の主板と添接板との間のずれ量は、供試体両側面に 1 個ずつ取り付けたダイアルゲージ（精度 1/100 mm）により測定した。

## （3）試験結果および考察

### a) ファスナーの強度比 $\tau_B/\sigma_{BF}$

継手の破壊はすべてファスナーのせん断により生じたが、その破壊荷重  $P_B$ 、ファスナーのせん断強度  $\tau_B$ 、およびその引張強度  $\sigma_{BF}$  との比  $\tau_B/\sigma_{BF}$  を、2 個の試験値の平均値で示すと表-4 のようになる。表中 \* を付した供試体の  $\tau_B/\sigma_{BF}$  の値は、同一シリーズの他の供試体の値より高い値を示しているが、それらは、支圧接合の許容応力度を選定する場合、種々の強度を有する鋼板とファスナーとを組合せた継手について総合的に検討する必要があるため、低強度ファスナー（リベット）と高強度鋼、低強度鋼と高強度ファスナーという現実にはあまり見られない極端な組合せにおける資料を得る目的で、別途供試体を作製して追加試験したもので、試験条件、および供試体加工条件などにより、ことにリベットの強度に相違があったことも考えられる。このような事実を考慮のもとに以下考察を進める。

表-4 試験結果（2 個の平均値）

供試体	$P_B$ (t)	$\tau_B$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\tau_B/\sigma_{BF}$	供試体	$P_B$ (t)	$\tau_B$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\tau_B/\sigma_{BF}$
1R34-41	22.9	33.1	0.84	1B6-41	31.4	45.4	0.74
	-50	22.4	32.3		-50	31.7	45.7
	-58*	24.0	34.7		-58	31.3	45.2
	-80*	23.9	34.5		-80	30.3	43.7
1R41-41	24.4	35.2	0.72	1B8-41*	44.3	63.9	0.68
	-50	23.4	33.8		-50	38.8	56.0
	-58	22.5	32.5		-58	38.5	55.6
	-80*	29.7	42.8		-80	38.4	55.5
1B4-41	29.3	42.3	0.84	1B11-41*	56.0	80.8	0.68
	-50	29.7	42.8		-50	47.8	69.0
	-58	28.1	40.6		-58	43.6	70.1
	-80	29.0	41.9		-80	48.9	70.7

\* : 追加試験

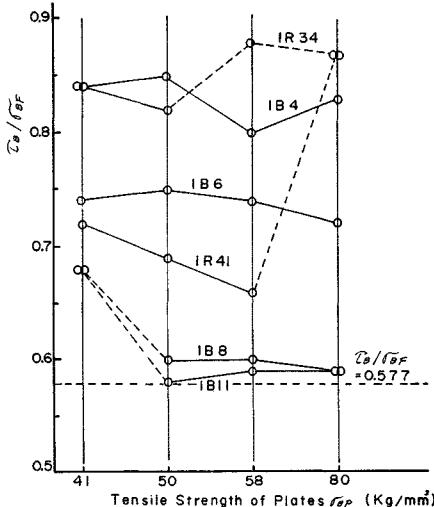


図-2 鋼板強度とファスナー強度比 ( $\tau_B/\sigma_{BF}$ ) の関係

$\tau_B/\sigma_{BF}$  の値を鋼板公称引張強さに対してプロットすると図-2 のようになる。図から明らかなように、ボルト継手においては、ファスナー強度の上昇とともに  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値は低下の傾向を示し、Mises の理論値  $1/\sqrt{3}$  (0.577) に近づくようである。ただし、B 8 T と B 11 T の継手では、 $\tau_B/\sigma_{BF}$  の値はほとんど変わらぬ程度である。また、リベット継手の場合にも同様の傾向にあるとともに、リベット SV 34, ボルト B 4 T を使用した継手、およびリベット SV 41, ボルト B 6 T を使用した継手は、それぞれ、ほぼ同等の  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値となることから、リベット SV 34, SV 41 はかしめてからそれぞれ 40 キロ級、60 キロ級の強度に上昇したと考えられる。

本試験から得られたファスナー強度比を従来の試験結果と比較するため、ファスナー強度と鋼板強度の比  $\sigma_{BF}/\sigma_{BP}$  に対して  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値をプロットすると図-3 のようになる。同図中、本実験結果は実線と点線（追加試験）で結んでおり、従来の試験値には文献番号を付してある。図から明らかなように、今回の試験値のうち B 8 T, B 11 T を使用した継手の  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値は、追加試験の 1 点を除けば、従来の試験値に比してやや低い値を示している。一方、リベット継手では、従来の試験値が少ないため断定はできないが、SV 34 を使用した継手が、SV 41 を使用したものより  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値は高くなるようである。また、これらの  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値は、弾性理論<sup>3)</sup> から得られる値、すなわち 0.70～0.80、または、Stefan Gállik<sup>4)</sup> の行った試験結果；0.80～0.84 とほぼ同等の値を示していることがわかる。

次に鋼板の強度差による  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値の変化について考察すると、図-2 および図-3 において実線で示されている同一試験機による試験値から、リベット継手では、鋼板強度が上昇すると  $\tau_B/\sigma_{BF}$  値は明らかに低下の傾向

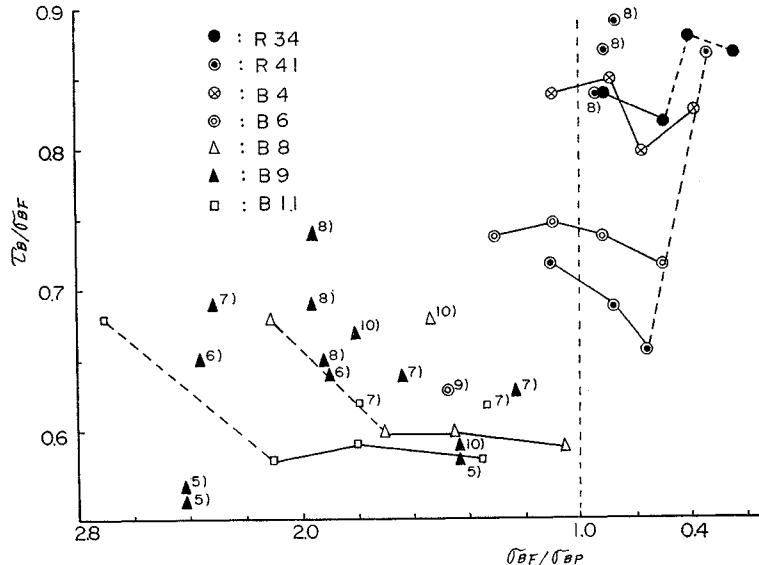


図-3  $\tau_B/\sigma_{BF}$  と  $\sigma_{BF}/\sigma_{BP}$  の関係 (5)~(10) は文献番号を示す)

を示すが、ボルト継手においては、B 4 T、および B 6 T でわずかに低下の傾向がみられるが、B 8 T、および B 11 T の場合はほぼ一定と考えられる。

#### b) 残留変形

支圧接合は、摩擦接合とリベット接合との中間的な性状を有すると考えられ、その許容応力度の選定に際しては、摩擦接合におけるすべりの発生、リベット接合における各部の降伏などのような、非回復性変形の急激な増大を生ずる荷重が重要な意義を有する。そこで各シリーズの供試体の荷重—残留変形曲線を、ファスナーごとにまとめると図-4 (a)~(f)、各鋼板ごとにまとめると図-5 (a)~(d) のようになる。これらの図に基づいて考察すると次のようになる。

① リベット継手とボルト継手では、荷重—残留変形曲線にかなり明瞭な相違がみられる。  
 ② 図-4において、ボルト継手では B 4 T、B 6 T を使用した場合、鋼板の強度差による変形性状の差はほとんどみられない。また、立上り直線部に続いて上に凹の曲線が現われる。この特徴は追加試験で行った B 8 T、B 11 T と鋼板 SS 41 を組合せた継手で特に明瞭に現われている。この原因是、摩擦抵抗から支圧、せん断抵抗への移行と同時にボルト軸力により拘束された支圧降伏 (約 13 t) が生じるためと考えられる。また、B 8 T、および B 11 T とその他の鋼板を組合せた継手においても 15~20 t の範囲で曲線に屈曲部が見られるが、その程度は追加試験の継手ほど明確なものではなく、各継手とも傾向のよく似た上に凸の曲線群となる。一方、リベット継手では残留変形 0.3 mm 程度までは SV 34、SV 41 リベット継手とも初期、追加試験にかかわらずほ

ぼ同様の変形性状を示すが、SV 34 リベット継手に比し、SV 41 リベット継手に不整が目立つのは、孔内のリベット充填度が強度の低い SV 34 よりも劣るためと考えられる。さらに変形が進み、残留変形 0.5 mm 以上になると初期試験で行った継手では、なおほほ同様の変形性状を示し、追加試験による継手は初期試験のものより上位となる。

③ 図-5 (a)~(d) において、リベット継手の曲線を比較すると、立上り部分から外れて、変形が急激に増加し始める荷重は SV 41 のほうに低いものもあるが、塑性域では SV 41 のほうの曲線が上位となる。この原因も上記 ② と同様リベットの充填度の良否にあると考えられる。

④ 図-6 は図-4 の荷重—残留変形曲線の特徴をとらえた説明図である。各曲線は立上りの直線 I に始まり、点 A でそれより傾斜のゆるい第2の直線または上に凹の曲線 II に続き、点 B を経てさらに傾斜のゆるい第3の直線または曲線に移行する。点 B は強度の高いファスナー継手 (1 B 8, 1 B 11) では明確でないものが多い。I に相当する範囲はファスナー—締めつけ力による摩擦接合の性状を表わし、点 A で摩擦抵抗を失い、II における支圧変形とファスナーのせん断変形の共存領域に移行すると考えられる。また点 B では、継手のいずれかの部分が塑性域に入ったことに対応するものと考えられる。図-4、または図-5 から、点 A に対応する残留変形および荷重 (すべり荷重 S)、点 B に対応する残留変形および荷重を求める表-5 のようになる。点 A における残留変形は 0.01~0.07 とかなりの変動があり、1 B 8、および 1 B 11 以外は比較的明確に求められる。一方、点 B における残留変形は 0.2~0.6 の間でばらつくが、その程度は点 A の場合よりも少ないとある。

⑤ 参考までに、リベットの軸力を推定してみると次のようにになる。まず、鋼板のすべり係数を求める。導入軸力として 1 B 4~1 B 11 の各場合に目標とした設計軸力 N を用い、これとすべり荷重 S とから鋼板のすべり係数  $\mu = S/nN$  ( $n$  は摩擦面の数) を算出すると表-5 に示したようになる。これらの値は 0.368~0.647 とかなりの変動範囲となったが、一応それらの平均値である 0.499 を鋼板のすべり係数として、逆にリベット軸力を推定してみると、表-5 に併記したようになる。1 R 34-41 と 1 R 41-41 の場合以外は推定軸力 5.0 t と安定

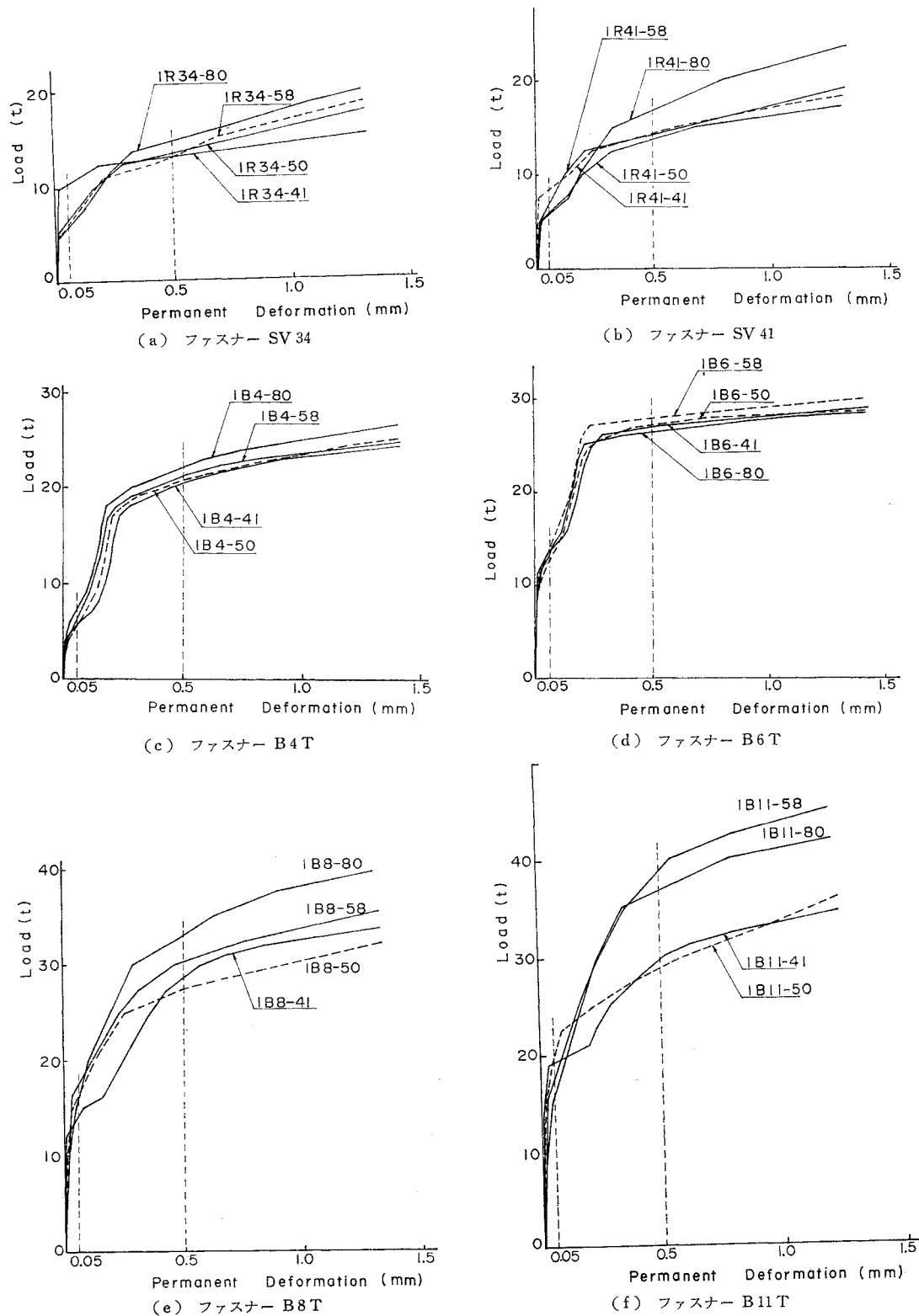


図-4 鋼板強度による荷重一残留変形曲線の変化

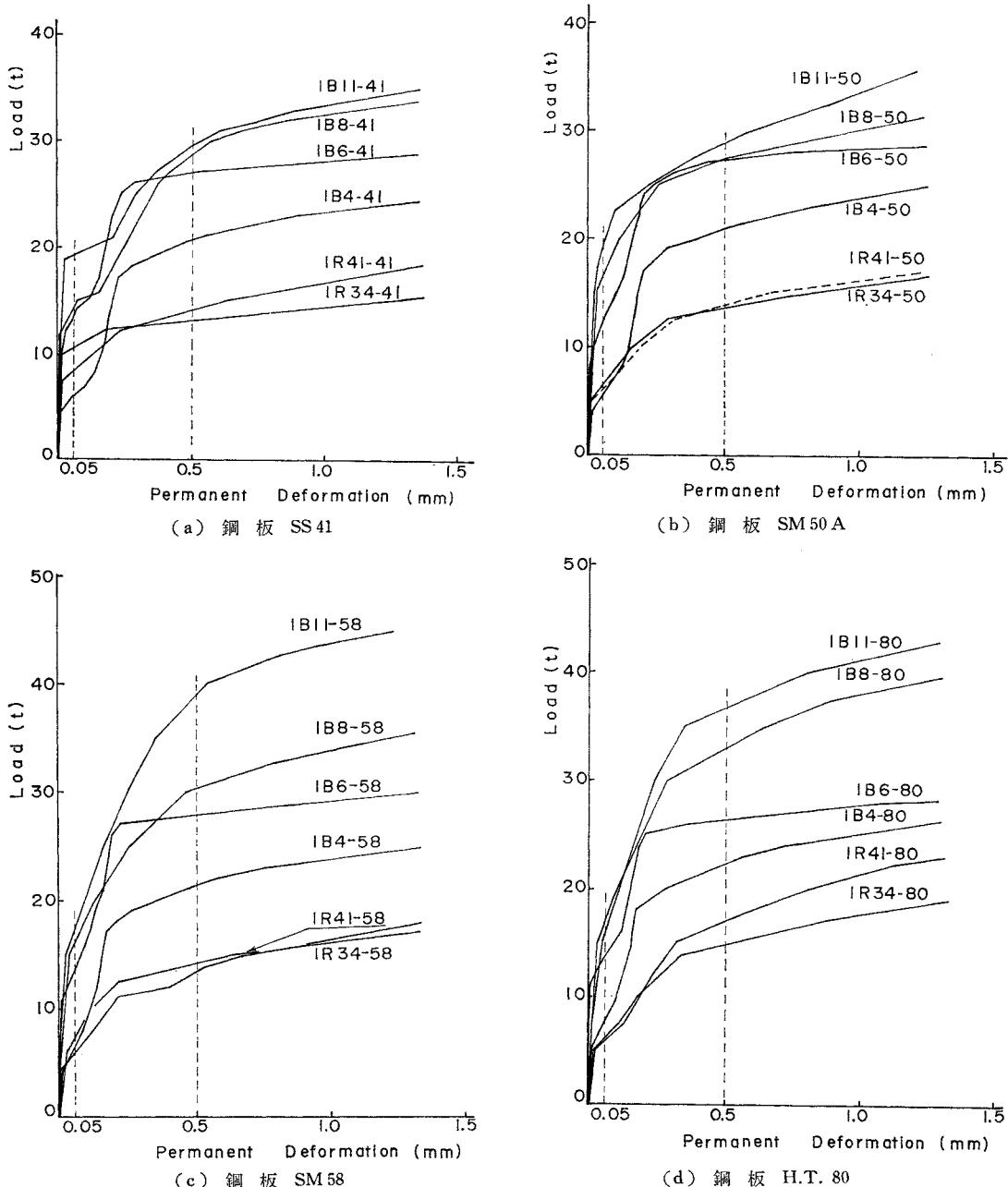


図-5 ファスナー強度による荷重-残留変形曲線の変化

した値が得られた。

#### c) 許容支圧応力度の検討

荷重-残留変形曲線（図-4）からわかるように、比較的の低荷重域での鋼板強度による変形間のばらつきは、ボルト継手にくらべてリベット継手のはうが大きい。これはリベットかしめなどの供試体加工誤差が著しいためと考えられる。この領域を越える荷重下では、ファスナーは同一であっても鋼板強度によって曲線の屈曲部に差

があり、また図-5 のように、同一の鋼板強度の場合も、ファスナーの強度によって屈曲部に相違がみられる。そこでこれらの試験結果から、許容支圧応力度の選定について以下のような検討を試みる。その際、塑性設計法を前提とする場合と、現行示方書が採用している弹性設計法を前提とする場合とが考えられ、本研究においても、それらを考慮するものとする。

継手の変形は、鋼板の引張、孔壁の支圧、板間のす

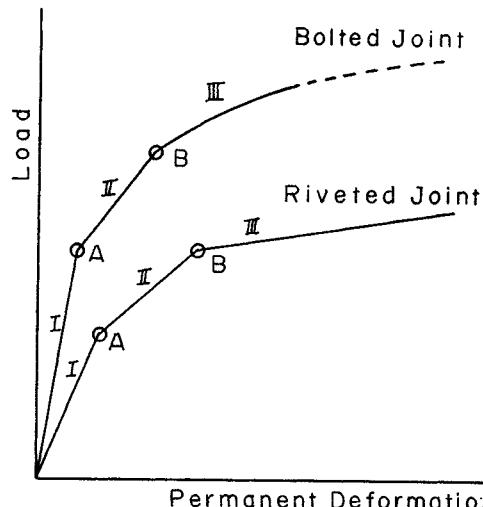


図-6 リベットおよびボルト継手の残留変形曲線の特徴図  
表-5 継手特性諸量

供試体	点A		点B		導入軸力N (t)	すべり 係数μ	推定軸力 (t)
	残留変形 (mm)	荷重S (t)	残留変形 (mm)	荷重 (t)			
1R34-41	0.02	10	0.2	12	(0.499)*	5.0	10.0
	-50	0.015	5	0.3			5.0
	-58	0.02	"	0.2			5.0
	-80	0.02	"	0.3			5.0
1R41-41	0.01	7.5	0.25	12.5	(0.499)*	5.0	7.5
	-50	0.015	5	0.3			5.0
	-58	0.02	"	0.2			5.0
	-80	0.02	"	0.3			5.0
1B4-41	0.01	5	0.2	18	6.8	0.368	
	-50	"	5	"			
	-58	"	5	"			
	-80	"	5	"			
1B6-41	0.02	11	0.3	26	9.6	0.573	
	-50	0.02	10	0.25			
	-58	0.015	11	0.2			
	-80	0.01	11	0.2			
1B8-41	0.01	12.5	(0.5)	28.5	13.3	0.470	
	-50	0.025	15	0.25			
	-58	0.03	16	(0.5)			
	-80	不明確	—	0.3			
1B11-41	0.03	19	(0.5)	30	17.4	0.546	
	-50	0.07	22.5	0.6			
	-58	不明確	(15)	0.55			
	-80	不明確	(15)	0.35			

\* 1B4～1B11 の μ の平均値 ( ) 概略推定値

れ、ファスナーのせん断、支圧、曲げなどの要素よりも、ファスナーと鋼板との材質の組合せに応じてそれらの中の卓越要素が変わってくる。しかしながら、各要素を個々に分離することはきわめて困難であるため、それらの総合量としての変形に基づいて考察を進めることにする。

弾性設計においては降伏点が設計上の限界となるが、高張力鋼のようにおどり場が明確に現われない場合には、一般に残留変形 0.2% のオフセット応力が用いられ

る。継手の場合もこれと同様にして残留変形の急増し始める荷重を捕えることができるが、その場合、基準となる残留変形をどの程度にするかは、継手の荷重一残留変形曲線の特質をわきまえて選ぶ必要がある。表-5 で示したような、荷重一残留変形曲線における点 A (摩擦抵抗限界にあたる) を支圧型継手における降伏点に選ぶことができるが、ファスナーと鋼板との組合せによってはそれが明確に現われない場合があり、また、点 A に対する残留変形値にもばらつきがある。これらの事実を考慮して、ここでは点 A に近接し、かつそれの対応荷重を上回る荷重を与えるように残留変形 0.05 mm を基準にとり、それに対応するオフセット荷重  $P_{0.05}$  をもって、弾性設計における支圧接合の限界荷重と考えることにする。

一方塑性設計における支圧接合の限界荷重としては、表-5 に示した点 B に対する荷重を考えるが、上述と同様の趣旨のもとに、ここでは 0.5 mm の残留変形に応するオフセット荷重  $P_{0.5}$  を限界荷重とするものとする。この荷重は、ファスナーと鋼板孔部の少なくともいずれか一方が塑性域に入った点として理解される。

以上のようにして、継手の限界荷重として  $P_{0.05}$  と  $P_{0.5}$  が得られるが、このような継手部に生ずる残留変形量自体は、継手が属する部材の変形からすれば、なお十分小さいものであり、継手自身の限界荷重としての意義はあっても、部材の一部として継手を考える場合には、それらが設計上の基本荷重として適当であるか否かは、強度面からの検討も併せて行う必要がある。以下その点を論じてゆく。

上記の各限界荷重は、継手各部の強度によって左右されるが、いま今回用いた供試体について、各部の許容力を現行道路橋示方書に基づいて求めてみると表-6 のようになる。これより明らかなように、使用した供試体の純断面引張許容力  $P_{Ta}$  は、他の許容力より十分大きく、支圧に対する許容力  $P_{Ba}$  がそれに続き、せん断に対するもの  $P_{Sa}$  が最小になっているが、この両者間の差は比較的小さい。この事実から、今回の供試体が示す変形は、主としてファスナーならびに孔壁の関係量よりもなっていることがわかる。

表-7 に 2 つの限界荷重  $P_{0.05}$  と  $P_{0.5}$ 、および表-6 に示した許容力  $P_{Ba}$  と  $P_{Sa}$  をあわせて示した。ここで規定値のない B4T、および B6T の許容せん断力は、表-7 に注記したように現行道路橋示方書における B8T、B11T の許容せん断力の算定方式に準じた。また、B4T の許容支圧力としては、リベット SV41 の許容支圧力を使用した。図-7、および図-8 は、表-7 に示した限界荷重と鋼板強度  $\sigma_{Py}$ 、およびファスナー強度  $\sigma_{Fy}$  との関係を示したものである。

表-6 供試体各部の許容力

	支 壓 ( $P_{Ba}$ )		せん 断 ( $P_{Sa}$ )		引 張 ( $P_{Ta}$ )	
面 積 ( $\text{mm}^2$ )	21φ×22=462		$\pi \times 21^2/4 \times 2=693$		22×(120-21)=2178	
許 容 力 (kg)	SV 34 41キロ鋼		SV 34 (工場)	11×693=7623	SS 41	14×2178=30492
	SV 41 "	24×462=11080			SM 50 A	19×2178=41382
	H.T.B. "		SV 41 (工場)	15×693=10395	SM 58	26×2178=56628
	SV 41 50キロ鋼 H.T.B. "	32×462=14784			H.T. 80	34**×2178=74052
SV 41 58キロ鋼		B 8 T	15×693=10395			
H.T.B. 58キロ鋼		B 11 T	20**×693=13860			

\*: B 11 T の許容せん断応力度を  $20 \text{ kg/mm}^2$  と仮定した。

\*\*: 阪神高速道路公団南港連絡橋（現港大橋）設計に使用された許容引張応力度

表-7 限界荷重  $P_{0.05}$ ,  $P_{0.5}$ , 許容力  $P_{Ba}$ ,  $P_{Sa}$  (単位: t)

鋼板	ファスナー	限界荷重; 訸容応力度	SV 34	SV 41	B 4 T	B 6 T	B 8 T	B 11 T
SS 41	$P_{0.05}$	10.50	8.13	5.5	12.5	13.75	19.13	
	$P_{0.5}$	13.13	14.13	20.5	26.75	28.50	29.50	
	$P_{Ba}$	11.08	11.08	—	—	11.08	11.08	
	$P_{Sa}$	7.62	10.40	(5.33)*	(8.00)**	10.40	13.86	
SM 50 A	$P_{0.05}$	6.50	6.25	5.0	12.0	16.13	19.00	
	$P_{0.5}$	13.03	13.75	20.75	27.25	27.38	28.75	
	$P_{Ba}$	—	14.78	14.78	—	14.78	14.78	
	$P_{Sa}$	7.62	10.40	(5.33)*	(8.00)**	10.40	13.86	
SM 58	$P_{0.05}$	6.00	7.13	6.0	13.0	16.00	17.00	
	$P_{0.5}$	13.13	14.13	21.25	27.25	30.13	38.63	
	$P_{Ba}$	—	14.78	14.78	—	21.25	21.25	
	$P_{Sa}$	7.62	10.40	(5.33)*	(8.00)**	10.40	13.86	
H.T. 80	$P_{0.05}$	5.80	5.75	7.25	13.0	16.13	15.00	
	$P_{0.5}$	14.88	17.00	22.12	26.25	33.00	36.75	
	$P_{Ba}$	—	—	—	—	—	—	
	$P_{Sa}$	7.62	10.40	(5.33)*	(8.00)**	10.40	13.86	

$$(*)^* : \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_B}{\sqrt{3}} \cdot A = \frac{1}{3} \cdot \frac{40}{\sqrt{3}} \cdot 693 = 5.33 \text{ t}$$

$$(**)^* : \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_B}{\sqrt{3}} \cdot A = \frac{1}{4} \cdot \frac{60}{\sqrt{3}} \cdot 693 = 8.00 \text{ t}$$

いま、表-7に基づいて限界荷重  $P_{0.05}$ ,  $P_{0.5}$ , 許容力  $P_{Ba}$ ,  $P_{Sa}$  の大小関係からファスナーと鋼板との組合せを分類すると次のようになる。ただし、追加試験のものは( )を付して参考値とした。

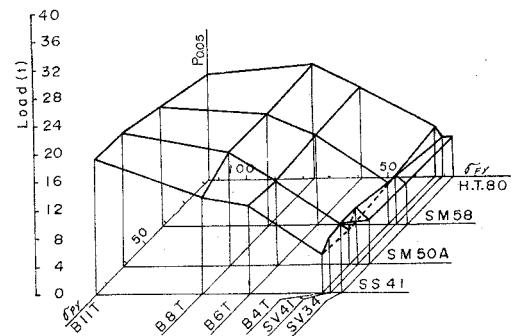
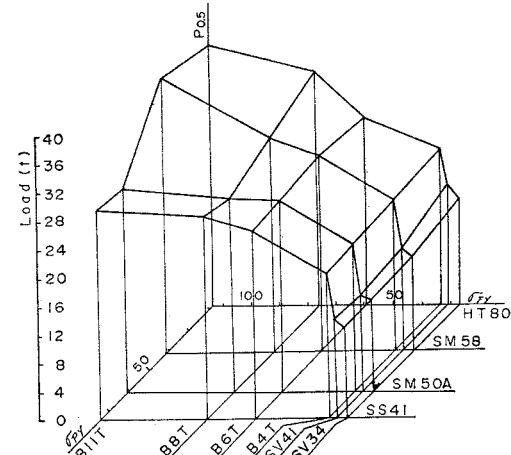
分類 ①  $P_{0.5} > P_{0.05} > P_{Ba} \geq P_{Sa}$  : 1 B 8-(41), 50; 1 B 11-(41), 50

分類 ②  $P_{0.5} > P_{Ba} > P_{0.05} > P_{Sa}$  : 1 R 34-41, 1 B 8-58, 1 B 11-58, 準ずるものとして, 1 B 4-41, 50, 58, 80; 1 B 6-41, 50, 58, 80; 1 B 8-80; 1 B 11-80

分類 ③  $P_{0.5} \geq P_{Ba} > P_{Sa} > P_{0.05}$  : 1 R 41-41, 50, 58, 準ずるものとして, 1 R 34-50, (58), (80); (1 R 41-80)

各分類の力学的特性は、①では変形が立上りの直線からそれ始める荷重が支圧、せん断のいずれの許容力よりも大きい場合で、いわゆる安全率  $\nu > 1.0$  となる。

②では、 $P_{0.05}$ は許容支压力より劣るが、 $P_{0.5}$ に対し

図-7  $P_{0.05}$  とファスナー強度・鋼板強度の関係図図-8  $P_{0.5}$  とファスナー強度・鋼板強度の関係図

しては  $\nu > 1.0$  となる。

③では、 $P_{0.05}$ は支圧、せん断両許容力より劣り、 $P_{0.5}$ は許容支压力とほぼ同等で、許容せん断力に対しては  $\nu > 1.0$  となるものである。

分類 ①, ②, ③を通じて現行の許容力と比較する場合、ファスナーと鋼板との材質組合せによって安全率にかなりの凸凹があることがわかる。ことにリベット継手に注目すると、1.0以上または同程度の安全率となるのは  $P_{0.5}$  の場合であり、 $P_{0.05}$  では  $P_{Ba}$  をかなり下回ることがわかる。リベット継手に関する長年の使用経験で

表-8 基本荷重 (t)

	SV 34			SV 41			B 4 T			B 6 T			B 8 T			B 11 T		
	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )	基本荷重 ( $P_0$ )	許容支圧力 ( $P_{Ba}$ )	安全倍率 ( $\nu$ )
SS 41		11.1	1.18		11.1	1.26		11.1	1.91		11.1	2.43		11.1	2.52		11.1	2.61
SM 50 A	13.08	—	—	14.00	14.8	0.95	21.16	14.8	1.43	27.00	14.8	1.82	27.94	14.8	1.89	29.01	14.8	1.96
SM 58		—	—		14.8	0.95		14.8	1.43		21.3	1.26		21.3	1.48		21.3	1.77
H. T. 80		—	—		—	—		—	—	26.75	—	—	31.56	—	—	37.67	—	—

\* : 安全倍率  $\nu = P_0 / P_{Ba}$

は、現行の許容応力度体系で実用上の支障がないことを考へると、 $P_{0.5}$ を許容応力度選定のための限界荷重とすることが好都合といえる。したがってまた、支圧接合に對しても、同じく $P_{0.5}$ を限界荷重として考へるならば、現在規定されている許容支圧応力度、あるいは許容せん断応力度に對して、かなり大きい安全率が確保されることになる。また、図-4 にみられるように、継手の荷重一残留変形曲線の不整が、リベット継手の場合よりも少ないことは、ボルト継手の信頼性が高いことを示すと考へることができる。

次に、同一ファスナーに対する鋼板の強度差による限界荷重の変化について考査すると、図-7, 8 の比較より、リベット継手、ボルト継手とも、荷重の小さい範囲では、継手の製作誤差によるばらつきが生じやすいことを示す。 $P_{0.5}$ についてはリベット SV 34, SV 41 を使用した継手は、両者ともそれぞれ鋼板強度による限界荷重の変化はほとんど認められない。ボルト継手では、ボルト強度ごとに考査すると B 4 T, および B 6 T を使用した継手はそれぞれ鋼板強度による限界荷重の変化は認められない。同じく $P_{0.5}$ について、ボルト B 8 T, B 11 T の継手の場合は、組合せられる鋼板が SS 41 か SM 50 A の場合、あるいは SM 58 か H. T. 80 の場合には、それぞれ同等と考えられる。一方、限界荷重 $P_{0.5}$ の変化を鋼板強度ごとに考査すると、B 6 T に全鋼板を組合せた継手と B 8 T に SS 41 か SM 50 A を組合せた継手；および B 8 T に SM 58 か H. T. 80 を組合せた継手と B 11 T に SS 41 か SM 50 A を組合せた継手はそれぞれほぼ同等となる。以上は各継手の限界荷重をファスナー、および鋼板強度ごとに考査したものであるが、限界荷重は同等であっても、各継手間の支圧、せん断降伏の先行過程には相違があると考えられる。そこで上記 $P_{0.5}$ が同等であり、かつ支圧、せん断降伏の先行過程が同じと考えられる継手ごとに $P_{0.5}$ の平均値を取り基本荷重とし、それらをまとめると表-8 が得られる。表-8 には、現行道路橋示方書による許容支圧力 $P_{Ba} (= \sigma_{Ba} \cdot A)$ 、およびそれと基本荷重 $P_0$ との割合；

$P_0 / \sigma_{Ba} \cdot A$ （以後、安全倍率と仮称）を併せて記入した。これより、上記のような基本荷重をとるとしても、リベット継手に比し、ボルト継手の安全倍率はかなり大きい値となっていることを改めて確認することができる。

### 3. 7列型継手の試験

#### (1) 供試体および試験方法

供試体の形状、寸法は図-9 に示したように鋼板の純断面積は、1列型のものと相等しくし、端ボルトの支圧、およびせん断応力状態が等しくなるようにした。本実験に使用した継手は、鋼板として SM 50 A, SM 58, および H. T. 80 の3種類、ファスナーとして B 8 T, および B 11 T の2種類を選び、これらを表-9 のように組合せた6種類の継手について、それぞれ2体、合計12体を、1列型継手の場合と同様の方法で試験した。なお、7列型継手に使用した鋼板、およびファスナーは、1列型継手に使用したものと同一であり、ボルト軸力も1列型の場合と同様に B 8 T で 13.3 t, B 11 T で 17.4 t を目標にトルク法で導入した。

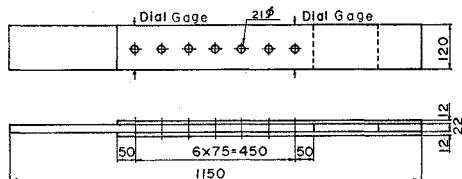


図-9 7列型継手供試体

表-9 鋼板とファスナーの組合せと供試体記号

鋼板	ファスナー	B 8 T	B 11 T
SM 50 A		7B8-50	7B11-50
SM 58		7B8-58	7B11-58
H. T. 80		7B8-80	7B11-80

#### (2) 試験結果および考察

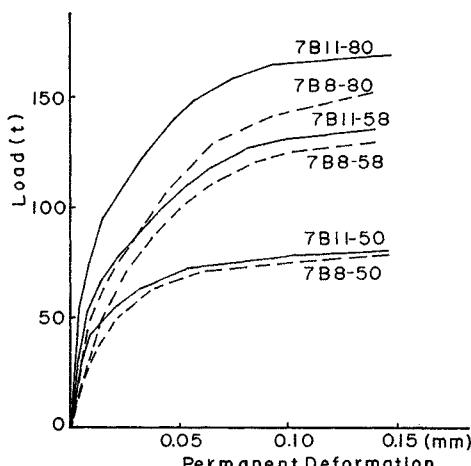
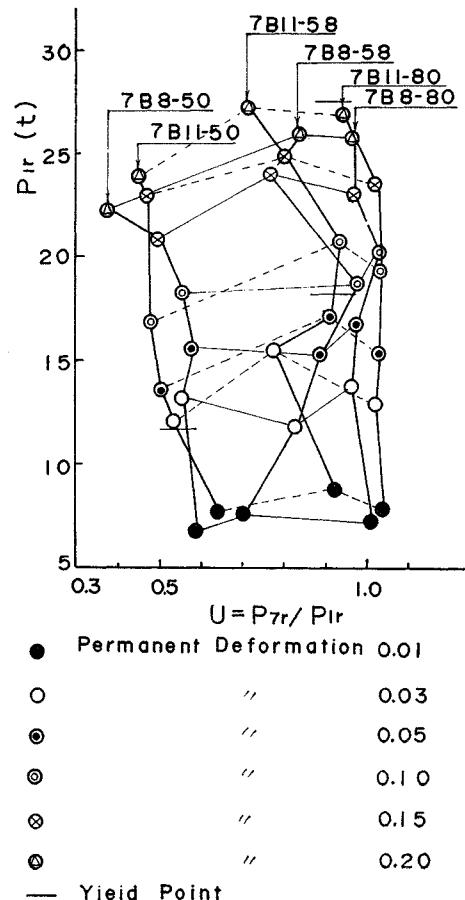
7列型継手の試験の結果、継手の破壊はすべて端部ボ

表-10 7列型継手試験結果

供試体	破壊荷重 <sup>a</sup> (降伏荷重) (t)	破壊時応力 (kg/mm <sup>2</sup> )		強度比	
		ファスナー $\tau$	主板 $\sigma_n$	$\tau/\sigma_{BP}$	$\sigma_n/\sigma_{BP}$
7B8-50	114.75 (85.8)	23.7 (17.7)	52.7 (38.0)	0.423	0.942
	148.15 (126.6)	30.7 (26.2)	68.0 (58.0)	0.473	1.046
	191.20 (178.6)	39.4 (36.8)	87.8 (82.0)	0.438	0.975
7B11-50	114.50 (85.8)	23.7 (17.7)	52.6 (38.0)	0.423	0.941
	149.85 (126.2)	30.9 (26.1)	68.8 (58.0)	0.476	1.060
	191.70 (178.5)	39.6 (36.9)	88.0 (82.0)	0.440	0.979

<sup>a</sup>: 破壊箇所は主板純断面

ルト位置における主板純断面で起こった。表-10にその結果を示す。表-10には継手破壊時のボルト1本当たりに作用する応力、および主板引張強度(ミルシート値・ $\sigma_{BP}$ )に対する強度比も同時に記入した。表-10より、継手破壊時のボルト1本当たりに作用する平均せん断応力は、主板引張強度の約42~48%であった。図-10は荷重-残留変形曲線である。これらの試験結果から、7列型継手の端ボルトについて、残留変形が0.01, 0.03, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20mmとなる荷重の1本当たり平均荷重 $P_{tr}$ と、対応するファスナーと鋼板材質組合せの1列型継手での同一残留変形量に対する荷重 $P_{tr}$ との比:  $U=P_{tr}/P_{tr}$ を求めて、 $P_{tr}$ に対して図示すると図-11のようになる。図中には鋼板純断面降伏荷重も同時に記入した。図-11の $P_{tr}$ - $U$ 関係から、鋼板SM58の場合にはばらつきが大きくあまり明確ではないが、大略の傾向として、鋼板降伏までの $U$ 値( $U_e$ )はファスナー強度にかかわらず一定値を保っていると考えられる。すなわち、鋼板SM50A, SM58、およびH.T.80に対して、概略それぞれ $U_e=0.6, 0.9, 1.0$ となる。また、鋼板降伏時に応する残留変形は、上記の鋼板に対

図-10 7列型継手の荷重-残留変形曲線  
(横軸は4測点の平均値)図-11  $P_{tr}$ - $U$  関係図

して、それぞれ0.01~0.05, 0.05~0.10, 0.20mm程度となる。対応する1列型継手の残留変形曲線と比較した場合、これらの残留変形付近では、曲線はすでに緩傾斜部に移行していることがわかる。そこで上述の $U_e$ 値が、かりに鋼板の降伏が生じない場合には残留変形0.5mm程度まで適用し得るとすれば、1列型継手で求めた基本荷重 $P_0$ を、7列型継手に対する基本荷重に補正することができる。すなわち、7列型継手におけるファスナー1本当たりの基本荷重を $P_m$ とすると、

$$P_m = U_e \cdot P_0$$

となり、これを表示すると表-11のようになる。

以上で求めた $U_e$ 値は、多列型継手における変形を基  
表-11 7列型継手における基本荷重(t)

鋼板	ファスナー	B8T		B11T	
		$P_0$	$P_m$	$P_0$	$P_m$
SM50A		27.94	16.8 (14.8)*	29.01	17.4
SM58		31.56	28.4 (21.2)*	37.67	33.9
H.T.80		31.56	31.56	37.67	37.67

<sup>\*</sup>: ( )は支圧接合高力ボルトの許容支圧応力度から求めた荷重

準とした Unbuttoning factor とでも称すべきもので、支圧接合継手設計に際しての、ファスナー列数の影響の係数化を試みたものである。

#### 4. 結 論

本研究で得られた結果から、主なものをあげると次のようである。

- 1) 各継手の荷重一残留変形曲線は、リベット継手においては、特に SV 41 リベット継手に不整が目立つ。この一原因として、リベット充填度の良否が影響すると考えられる。一方、ボルト継手間では、ほぼ同様の傾向の変形性状を示す。
- 2) リベット継手のリベット強度比は、鋼板強度が高くなると明瞭な低下を示す。ボルト継手では、ボルト強度が高くなると、ボルト強度比は低下するが、鋼板強度の差によるその程度はほぼ一定である（ただし、追加試験を除く）。

3) 支圧接合の許容応力度選定のための基本荷重としては、摩擦抵抗限界荷重より、本実験のような fit up bolt の場合には、弾性限界荷重を基準にするほうが合理的である。

4) 残留変形 0.5 mm オフセット荷重と支圧、せん断降伏の先行過程とから、継手の許容応力度選定のための基本荷重を選ぶと、リベット SV 34, SV 41, およびボルト B 4 T を使用した継手は鋼板強度によらず、それぞれほぼ同等であり、鋼板強度による差は考える必要がない。また、ボルト B 6 T と鋼板 SS 41, SM 50 A; B 6 T と SM 58, H.T. 80; B 8 T, B 11 T と SS 41 か SM 50 A; および B 8 T, B 11 T と SM 58 か H.T. 80 を組合せた継手の基本荷重はそれぞれほぼ同等となる。

5) 7 列型継手の端部ボルトと 1 列型ボルトの同変形量における各 1 本当りの平均荷重の比は、鋼板が降伏するまではファスナー強度にかかわらずほぼ一定を保つ

と考えられる。

なお参考までに、リベット軸力を推定したところ、SV 34, SV 41 いずれの場合も約 5.0 t の値が得られた。また、リベット強度は、打設後、SV 34, SV 41 はそれぞれ 40 キロ級、60 キロ級に上昇することも推定された。

終りに、本研究を行うにあたり、終始ご鞭撻いただいた広島工業大学 桜井季男教授、および多大なご協力をいただいた神戸大学工学部土木工学科 荒木毅助手はじめ学生諸君、ならびに供試体を提供していただいた（株）神戸製鋼所の関係各位に深く感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 田島二郎・三谷哲夫：打込式高力ボルト接合の実施例、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 357-361, 1972.
- 2) Robert A. Bendigo, Roger M. Hansen and John L. Rumpf : Long Bolted Joints, Journal of the Structural Divison, Proc. of A.S.C.E., Vol. 89, No. ST 6, pp. 187-315, Dec., 1963.
- 3) Friedrich Bleich : Theorie und Berechnung der Eisenernen Brücken, S. 244, 1929
- 4) Stefan Gállik : Bericht über die II. International Tagung für Brückenbau und Hochbau, S. 369-372, 1929
- 5) 西村 昭：打込式高力ボルト支圧接合の変形におよぼす縁端距離の影響、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 386-390, 1972.
- 6) 西村 昭・広田邦夫：打込型高力ボルト継手の実験、建設工学研究所報告、pp. 113-124, 1968.
- 7) 三谷哲夫：支圧型高張力ボルトに関する基礎実験、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 40-41, 1972.
- 8) 三谷哲夫：新十三大橋用支圧型高力打込ボルト実験、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 44-47, 1972.
- 9) 田島二郎：打込式高力ボルト継手の試用、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 37-39, 1972.
- 10) 田島二郎：高力ボルト支圧型継手の破断強さ、高力ボルト接合、日本鋼構造協会、pp. 42-43, 1972.
- 11) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説、1973.
- 12) 日本建築学会編：高力ボルト接合設計施工指針、1973.

(1974. 3. 30・受付)