

鋼鉄道橋における交換用支承の開発について

Development of replacement bearing in steel railway bridge

西田寿生[†], 木村元哉*, 山田不二彦**, 古市亨***, 松井繁之****

Hisao Nishida, Motoya Kimura, Fujihiko Yamada, Toru Furuichi, Shigeyuki Matsui

[†]西日本旅客鉄道株式会社, 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2F)

*博 (工), 西日本旅客鉄道株式会社, 鉄道本部施設部 (〒530-0834 大阪市北区芝田 2-4-24)

**京橋ブリッジ株式会社, 工務部 (〒536-0014 大阪市城東区鳴野西 2-2-21)

***博 (工), 株式会社 古市 (〒565-0832 大阪府吹田市五月が丘南 30-10-101)

****工博, 大阪大学名誉教授・大阪工業大学教授 (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷 4)

The bearing section of steel railway bridge is a critical point of maintenance. When exchanging a bearing, it is usually replaced with the original form of bearing. In this paper, we examined “replacement bearing”. The structure of the replacement bearing is based on BP-B bearing. Bearings are generally cast, but in replacement bearings they are made of steel. This time, we used this bearing at the actual bridge and measured the behavior of the bearing part. Furthermore, we carried out a loading test and grasped the friction coefficient etc.

Key Words: steel railway bridge, replacement bearing, loading test

キーワード: 鋼鉄道橋, 交換用支承, 載荷試験

1. はじめに

鋼鉄道橋の維持管理において、支承部は最も変状が多い箇所の一つである。代表的な変状として、沓座の破損や支承の可動不良等が挙げられ、さらに支承部の変状が他の変状の誘因となっている場合が多い。例えば、端補剛材下端や下フランジ山形鋼とソールプレート間が腐食・摩耗することで、支点部下フランジ山形鋼のコーナー部に高い面外曲げ応力が発生し、下フランジ山形鋼にき裂が発生している事例が報告されている(図-1)^{1,2)}。

また、支承の水平移動や回転機能の低下やソールプレートと下フランジ間の隙間が、ソールプレートの取付溶接部の疲労き裂の一因となることが報告されている³⁾。

支承部の補修では、支承本体が破損している場合や、支承が大きく摩耗し、ばたつきが大きい場合等、支承本体を交換することがある。この場合、一般には元の支承形式と同じものを適用しているが、課題として同じ支承を同じ条件下で使用することになるので、いずれまた同様の変状が生じることが予想される。JR 西日本では線支承を交換する際の支承として、維持管理性を考慮した「交換用支承」を考案し、10 年程前より実橋で試行している。

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: hisao-nishida@westjr.co.jp

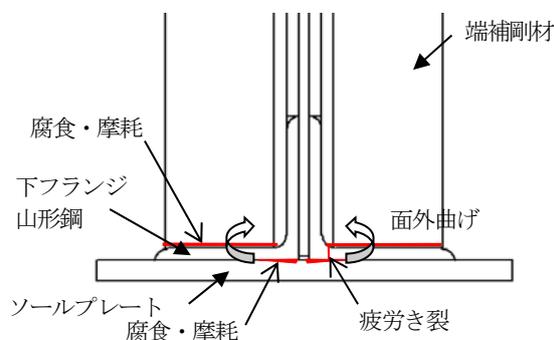


図-1 支点部下フランジ山形鋼のき裂発生原因

交換用支承の構造については「2.1 交換用支承の構造」に詳述するが、支承部における鋼材接触面の摩耗は避けられないものと考え、摩耗した部品を比較的容易に取換えできる構造としている。また、交換用支承は、鋼鉄道橋において最も数多く供用されている線支承の交換時に適用することを考えている。線支承は一般的に鋳造品であり製作には数ヶ月を要するが、維持管理の場面では短期間で製作が求められることも多い。交換用支承では、汎用性のある鋼材やステンレス鋼を用いることで、1ヶ月程度での製作を可能としている。

本研究では、試行中の交換用支承について、今後の本

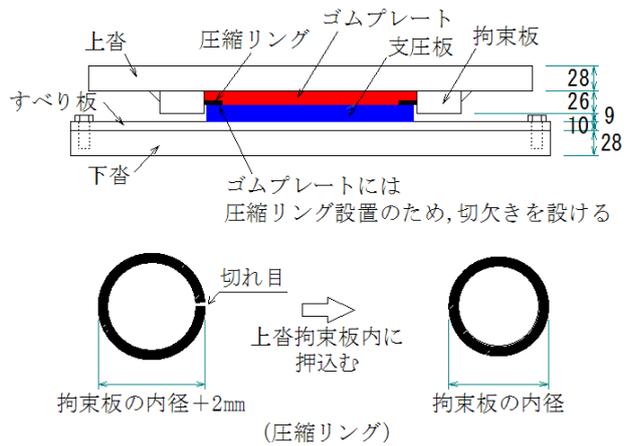
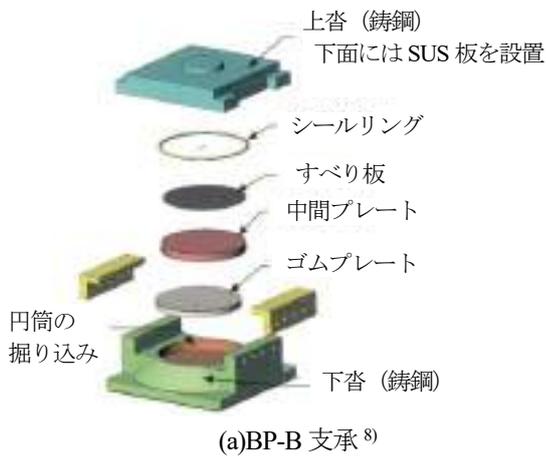


図-3 交換用支承 (断面図)

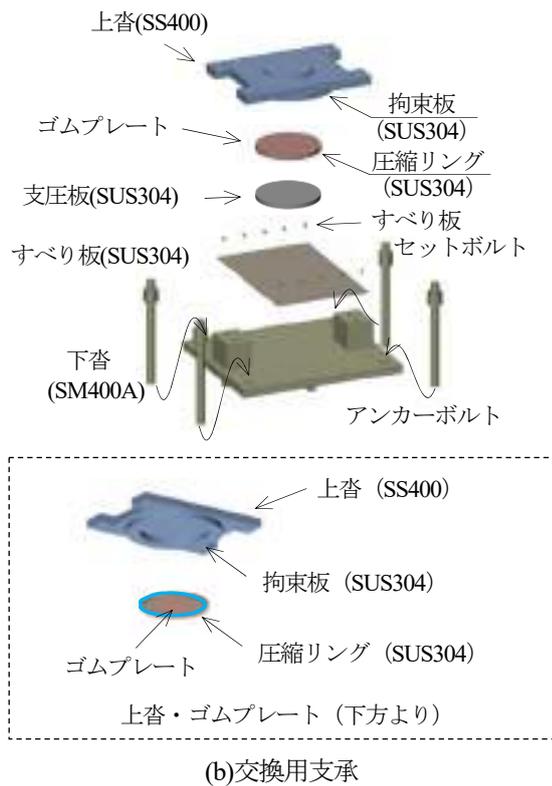


図-2 BP-B 支承と交換用支承

格適用の可否を判断するため、供用中の交換用支承の各種調査を行うとともに、基本特性である摩擦係数の値等が不明であるため、載荷試験による検討を行った。

2. 交換用支承について

2.1 交換用支承の構造

支承構造について、銅合金支承板支承 (BP-A 支承) については、これまでに実橋計測や実験により、長期の供用下における可動機能の低下が報告されている⁴⁾⁵⁾⁶⁾。また、BP-A 支承よりも可動機能が優れるとされる密閉ゴム支承板支承 (BP-B 支承) に取替えが行われた事例もある⁷⁾。今回の交換用支承では BP-B 支承と同様、内側にゴムプレートを有する構造としている。BP-B 支承と交換用支承の模式図を図-2 に示す。

BP-B 支承は上沓下面に設置された SUS 板とすべり板 (テフロン板) 間にて滑動に追随し、下沓に設けた円筒の掘り込み内に収めたゴムプレートで回転に追随する構造である⁸⁾。一方、交換用支承は支圧板 (SUS) とすべり板 (SUS) 間にて滑動に追随し、上沓の拘束板内に収めたゴムプレートで回転に追随する構造である。なお、拘束板はその外周部を上沓に全周すみ肉溶接としている。また、下沓下面にはリブを設けて水平力に抵抗させている。アンカーボルトは既設の線支承には年代によっては無い場合もあるが、交換用支承では設けることを基本とし、沓座に固定して浮き上がり防止としている。すべり板は下沓側にネジ孔を設け、普通ボルトで固定している。

鋼種としては、拘束板、圧縮リング、支圧板、すべり板は塗装塗替えができないためステンレス鋼を用い、上沓と下沓については塗装もしくは亜鉛メッキとしている。ゴムプレートの材料については BP-B 支承と同様、クロロプレンゴムを用いている。なお、本構造では特に支圧板 (SUS) とすべり板 (SUS) が同種金属であるため、焼付き等⁹⁾により滑動不良が生じることや、ステンレス部の異種金属接触腐食が懸念された。

次に、図-3 に交換用支承の断面略図を示す。ゴムプレートの直径は拘束板の内径と同径とし、組立時はゴムプレートを拘束板内に押し込んでいる。支圧板の直径は拘束板の内径 -2mm としている。また、拘束板と支圧板の隙間からゴムプレートがはみ出さないよう、圧縮リングを設置しており、ゴムプレートには圧縮リングと同サイズの切欠きを設けている。圧縮リングの構造として、その外径を拘束板の内径より 2mm 大きく製作し、切れ目を設けている。切れ目が閉じるように圧縮させ、拘束板内に押し込むことで、圧縮リングの外縁を拘束板内側に密着させる構造としている。BP-B 支承と比べると、BP-B 支承では下沓にゴムプレートを密閉した構造であるが、交換用支承では上沓側の拘束板内に収めている。そのため各部品に摩耗や劣化が生じた場合に、桁の少しのジャッキアップで取替えが可能であり、さらに、拘束板を上沓側にすることで、上下沓の隙間から拘束板内へ塵埃や雨水が侵入しにくくなることを狙いとしている。

2.2 交換用支承の特徴

(1) 支承高さ

鋼鉄道橋では一般に支間 8~35m では線支承を、8m 未満ではソールプレートとベッドプレートを組み合わせた支承を用いているが¹⁰⁾、交換用支承については線支承の交換において適用することを考えている。表-1 には線支承の寸法の例を示す。これは 1920 年に鉄道省にて制定された径間 20~80 ft の上路プレートガーダー標準設計¹¹⁾における線支承の寸法で、JR 西日本管内では最も多く供用されているタイプである。表-2 には交換用支承の高さとして、スパン 22m の上路プレートガーダーの事例を示す。ゴムプレートの寸法について、道路橋支承便覧¹²⁾では密閉ゴムの許容支圧応力度を 25N/mm²、厚さを、(ゴムプレートの直径 / 15) 以上としているが、交換用支承ではゴムの密閉度が BP-B 支承よりも低い可能性を考え、許容支圧応力度に多少の余裕をもたせ 20 N/mm² としている。また、上下沓の厚さは、鋼鉄道橋では支承部分に用いるプレート厚は 22mm 以上を標準としており¹⁰⁾、本事例では 28mm としている。支圧板は鉄道で用いている BP-A 支承の銅合金支承板の純金属部が 15mm であることより¹⁰⁾、20mm としている。すべり板は供用中の交換用支承では 3mm を用いているが、ここでは将来の部品取替えの容易性を考え 10mm としている。これは部品取替えでは桁のジャッキアップが必要となるが、例えば支圧板を取替える場合、すべり板を一旦抜くことでジャッキアップ量を抑えることが可能となる。交換用支承の合計高さとしては、既往の線支承の高さ(スパン 22.3m の場合で高さ 152mm)に比べて十分に小さく、置き換えが可能である。

なお、一般的な BP-B 支承の場合、同ケースで活荷重時の支点反力 800 kN の標準設計タイプを用いるとすれば、支承高さは 157mm であり¹³⁾、置き換える場合は桁座天端高の低下、あるいは軌道こう上が必要となる。支承交換は一晩で行う必要があり、また、軌道こう上にも労力を要するため、施工の難易度は高くなるといえる。

(2) 摩耗への対応

図-4 に線支承の摩耗事例を示す。線支承は製作時にソールプレートとの接触面を半径 5 ft (1524mm) で削成しているのだが、接触面は大きく摩耗し、写真では円形の突起が 2箇所見える。これは下フランジ山形鋼とソールプレートを連結する皿リベットの孔にそったものである。このように接触面は経年により大きく摩耗し、これが支承部周辺の変状原因の一つとなっている。

交換用支承では鋼材接触面の摩耗速度を抑えるため、滑动部を線接触ではなく、支圧板とすべり板との面接触としている。また、摩耗速度を抑制できたとしても、いずれは摩耗が進行し変状に繋がることも考えられる。交換用支承では図-3 に示したように、桁を 10mm 程度ジャッキアップすることで、支圧板やすべり板の取換えが可能構造としている。

表-1 線支承の寸法の例

| 上路プレート ガーダーの径間 | | 線支承の寸法 | |
|-------------------|------|----------|--------|
| (ft) | (m) | 平面寸法(mm) | 高さ(mm) |
| 20 | 6.7 | 406×406 | 102 |
| 25 | 8.2 | 432×432 | 114 |
| 30 | 9.8 | 457×457 | 〃 |
| 40 | 12.9 | 508×508 | 127 |
| 50 | 16.0 | 533×533 | 140 |
| 60 | 19.2 | 584×584 | 152 |
| 70 | 22.3 | 610×610 | 〃 |
| 80 | 25.3 | 635×635 | 165 |

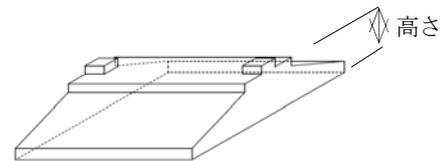


表-2 交換用支承の高さ寸法の例

| 品名 | 厚さ(mm) | 備考 |
|--------|--------|---|
| 上沓 | 28 | <ul style="list-style-type: none"> ・死荷重 85kN ・列車荷重+衝撃 593kN ・ゴムプレート寸法 1) 直径 : 220mm (支圧応力度 17.8 N/mm² < 20N/mm²) 2) 厚さ : 15mm (220/15) |
| ゴムプレート | 15 | |
| 支圧板 | 20 | |
| すべり板 | 10 | |
| 下沓 | 28 | |
| 計 | 101 | |

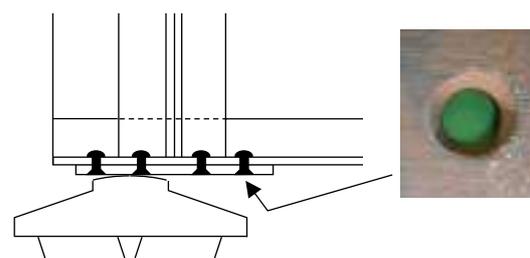


図-4 線支承の摩耗事例

(3) 回転への対応

ゴムプレートの回転への追従性について、道路橋支承便覧では、ゴムのせん断弾性係数 0.8N/mm^2 で回転角が $1/150\text{ rad}$ 以下であれば、ゴムプレートの厚さを（ゴムプレートの直径 / 15）以上とすることで、全面接触状態でゴムの弾性変形に追従できるとしている¹²⁾。鋼鉄道橋では主桁のたわみ制限値は、（スパン / 500）であり¹⁰⁾、このときの回転角を等分布荷重が載荷する単純梁として考えると図-5に示すとおり $1/156\text{ rad}$ となり、 $1/150\text{ rad}$ 以下となる。そのため交換用支承におけるゴムプレートの厚さは道路橋支承便覧に準じて設定することとしている。

また、鋼鉄道橋では斜角桁でも、支間 $8\sim 35\text{m}$ では線支承を用いている。線支承の回転軸は一軸であるが、交換用支承は内部にゴムプレートを有するため、全方向に対する回転が可能であり、特に斜角桁においては交換用支承への交換が望ましいといえる。なお、斜角桁の設計では桁端部における左右レール位置でのたわみ差として 3mm 以下（在来線）を目安としている¹⁰⁾。これは橋軸直角方向の回転角としては図-5に示すとおり $1/356\text{ rad}$ に相当し、制限値 $1/150\text{ rad}$ に比べて十分に小さい値である。

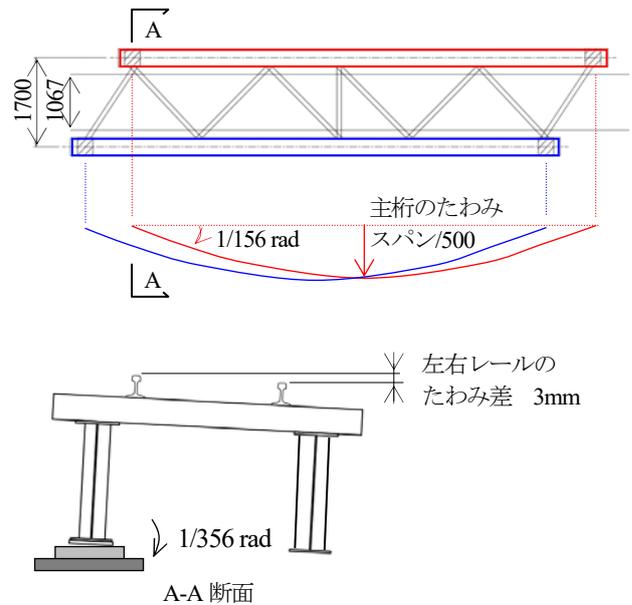


図-5 斜角桁の回転角

3. 交換用支承の調査

3.1 近接目視調査

JR 西日本では2001年～2008年に、20橋梁で交換用支承への交換を試行しており、これらの近接目視調査を行った（図-6）。ステンレス部の異種金属接触腐食等を懸念していたが、いずれの支承部でも腐食や損傷は確認されなかった。一方、1支承部でゴムプレートのせり出しが確認された。スパン 27m の複線3主下路桁の中主桁で生じており、桁をジャッキアップしてゴムプレートを交換し変状状況を確認した。圧縮リングはゴムプレートに食い込み、図-7のようにゴムプレートは圧縮リング外縁と拘束板との間から断続的にせり出していた。圧縮リングは図-3に示したように、拘束板内に押し込むことで圧縮リング外縁を拘束板内側に密着させる構造としているが、実際は全周にわたり密着させることは困難で、局所的に僅かな隙間が存在していたものと推察される。また、本橋梁では3主桁の中主桁のみ交換用支承に交換しているが、外主桁では支承部の摩耗により、僅かにバタつきが生じていた。そのため中主桁の交換用支承に想定以上の鉛直力が作用していたことも変状発生の一因と考えられる。なお、今回のゴムプレートの交換と合わせて、外主桁にはライナープレートを挿入固定し、バタつきを解消している。また、ゴムプレートのせり出し量は僅かであったため、支承機能としては問題ないと判断できるが、今後のせり出しを少しでも抑制するため、ゴムプレートの交換では圧縮リングを2枚重ねに変更している。なお、この効果については別途実験により確認しており、詳細については「4. 载荷試験」にて示す。



図-6 交換用支承



図-7 ゴムプレートのせり出し

3.2 すべり板の詳細調査

(1) 調査概要・外観

交換用支承は図-3に示したとおり支圧板（SUS）とすべり板（SUS）間で滑動する構造であり、長期間の供用による摩耗の他、支圧板とすべり板が同種金属であるため焼付き等の発生が懸念された。そこで実橋で約12年供用したすべり板を交換し、取り出したすべり板について詳細調査を行った。調査項目を表-3に示す。

取り出したすべり板の外観を図-8に示す。すべり板には支圧板の跡が残っており、支圧板の直径 198mm に対して、橋軸方向では $+7\text{mm}$ の 205mm の支圧板の跡が見られた。対象橋梁はスパン 13.4m で、供用期間における当該地域の気温は気象庁データより $-4.0\sim +38.6^\circ\text{C}$ で

表-3 すべり板の調査

| 調査項目 | 測定器 |
|------|---------------------------|
| 板厚 | デジタルポイントマイクロメータ(1/1000mm) |
| 断面組織 | 光学金属顕微鏡 |
| 硬さ | マイクロビッカース硬さ試験機 |

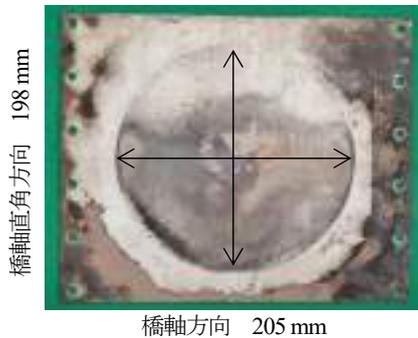


図-8 取り出したすべり板

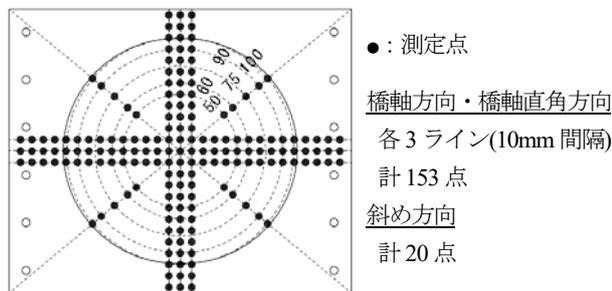


図-9 板厚測定位置

あった。線膨張係数を $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ とし、気温と桁温度が概ね等しいと仮定すると、温度変化による伸縮は 6.8mm となり、近い値を示している。

(2) 板厚測定

板厚測定はすべり板に固着した付着物を塗膜はく離剤やナイロンブラシ等により除去した後、デジタルポイントマイクロメータ (1/1000mm デジタル表示) を用いて行った。測定位置を図-9 に、測定結果を表-4 に示す。測定結果より支圧板直下と外側との板厚差は 0.003mm 以下であり、摩耗は殆ど生じていないことが分かった。なお、すべり板の設計厚は 3mm であり、板厚測定値は設計厚に比べて 0.1mm 程度薄いのが、これはステンレス板の許容差は JIS Z 4305:2012 により $\pm 0.22\text{mm}$ であり、マイナス公差品であったことによるものと考えられる。

(3) 断面組織観察・マイクロビッカース硬さ調査

すべり板に焼付き等の異常が生じていないかを確認するため、板を切断して断面試料を採取し、光学金属顕微鏡による断面組織観察とマイクロビッカース硬さ測定を行った。表-5 にマイクロビッカース硬さ測定結果を示す。測定はすべり板の上面から 0.15mm、1.5mm (板厚中央部)、下面から 0.15mm の 3 点で測定した。測点数は支圧板直下で 27 測点、支圧板外側で 8 測点である。すべり面の上面と下面で硬さの差は殆ど見られなかった。また、

表-4 板厚測定結果 (平均値 : mm)

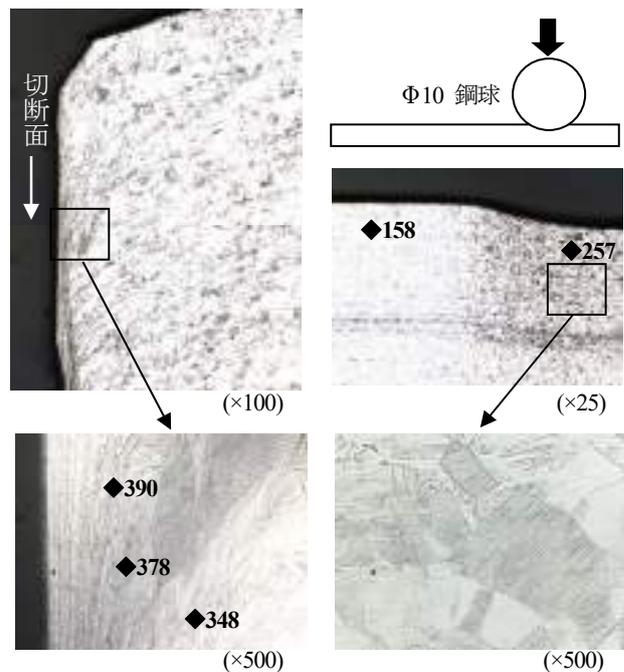
| | 橋軸方向 | 橋軸 直角方向 | 斜め方向 |
|-------|-------|------------|-------|
| 支圧板直下 | 2.876 | 2.879 | 2.878 |
| 支圧板外側 | 2.879 | 2.881 | — |
| 差 | 0.003 | 0.002 | — |

表-5 マイクロビッカース硬さ (mHV)

| | 上面から 0.15mm | 板厚 中央部 | 下面から 0.15mm |
|-------|----------------|-----------|----------------|
| 支圧板直下 | 175 | 154 | 169 |
| 支圧板外側 | 171 | 156 | 171 |



(a) すべり板中央部 (×500)



◆:硬さ測定位置, 図中数値:マイクロビッカース硬さ(mHV)

(b) 切断箇所

(c) 強制変位箇所

図-10 断面組織調査

板厚中央に比べると 15~20 程度高い値を示したが、ステンレス鋼の圧延製造時の影響と考えられる。

次に、すべり板中央部を橋軸方向に切断した断面を図-10 (a)に示す。異常断面との比較を行うため、支圧板外側の材片を用いて切断や局所荷重を与えた。すべり板を強制切断した断面を図-10 (b)に、鋼球を押し当て強制変位を与えた断面を図-10 (c)に示す。切断や強制変位を与えた箇所では金属組織に塑性流動が見られ、マイクロビ



図-11 計測橋梁

表-6 計測橋梁

| | |
|------|-----------------|
| 桁種別 | 単線開床式上路プレートガーダー |
| スパン | 22.2 m |
| 架設 | 1933年4月 |
| 支承交換 | 2007年4月 |

ッカーズ硬さも高い値を示した。図-10(a)については表層部にすべり線が見られるものの、その影響深さは表面から0.05~0.1mm程度に限定されている。

以上の調査結果より、取り出したすべり板に特に問題は生じておらず、また、支圧板とすべり板間の滑動跡が確認された。少なくとも同様の環境下での12年程度の供用では、焼付き等による可動不良や摩耗の急速な進展が生じる可能性は低いと考えられる。

3.3 実橋計測

(1) 計測内容

交換用支承を用いた橋梁について、支承の可動状況や支承周辺の発生応力度を把握するため、実橋計測を行った。橋梁全景を図-11に、橋梁諸元や支承交換年月等を表-6に示す。

計測位置を図-12に示す。鉛直変位については支承の前後左右(①~④)の他、支承近傍の⑤点、さらにスパンの1/4点、スパン中央でも計測した。水平変位については、⑥は上沓の変位を計測し、⑦は上沓とすべり板の間からプレートを挿入することで、支圧板の水平変位を計測した。ひずみについてはソールプレートの縁から20mm位置の下フランジ山形鋼の上面(⑧、⑨)に橋軸方向に一軸ゲージを貼り付け、支承の回転機能の不良が懸念されるような大きな応力変動が生じていないか確認することとした¹⁴⁾。

(2) 計測結果

鉛直変位と応力度の計測結果を図-13に示す。計測列車は貨物列車(EF210, 列車速度 V=46km/h)であり、スパン中央における鉛直変位の値が最大となったときの各計測値を示している。これより支承部近傍における鉛直変位は、ほぼ直線的に挙動しており、下フランジ山形鋼の発生応力度も最大が圧縮の9MPaであり小さかった。表-7には計測値と計算値との比較を示す。計算値は設計図に

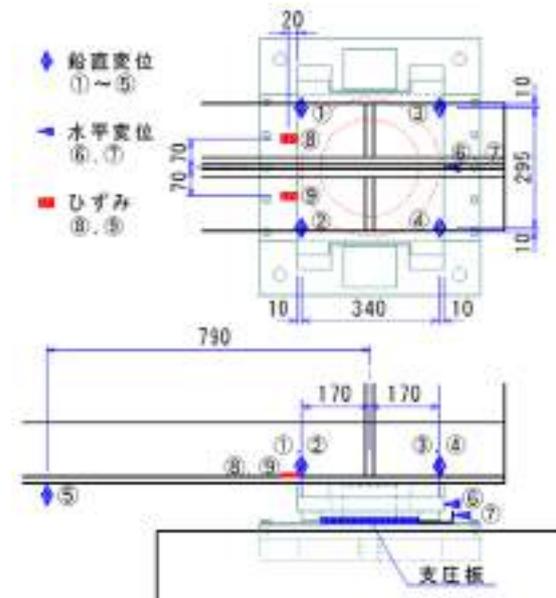
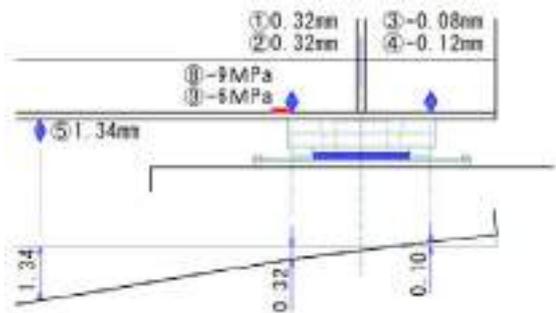


図-12 計測位置



※鉛直方向スケールは水平方向の100倍で示している

図-13 計測結果(鉛直変位・応力度)

表-7 計測値と計算値の比較

| | | 計測値 | 計算値 |
|------------------|-------|------|--------|
| 鉛直変位 (mm) | スパン中央 | 11.0 | (11.0) |
| | 1/4点 | 8.2 | 8.2 |
| | ⑤点 | 1.3 | 1.3 |
| 回転角 (1/1000 rad) | | 1.5 | 1.5 |

基づき桁の断面剛性を設定した上で、スパン中央の鉛直変位量が計測値と一致するように列車荷重+衝撃荷重の値を調整したときの鉛直変位や回転角を示している。なお、回転角の実測値は③・④の平均値と⑤との相対変位と変位計設置間隔(960mm)から求めたものである。計測値と計算値は一致している。これらのことより支承部は円滑に回転していると判断できる。

次に、水平変位の計測結果を図-14に示す。列車通過時の水平変位として、上沓⑥は約1.2mm桁端側への変位が生じたが、支圧板⑦に動きはなかった。

また、インターバル計測により、温度変化に伴う水平変位を計測した。計測期間は約19時間で、支承部近傍における鋼桁温度も合わせて計測した。計測結果を図-15に示す。鋼桁の温度変化は6.2℃であり、温度と上沓⑥の

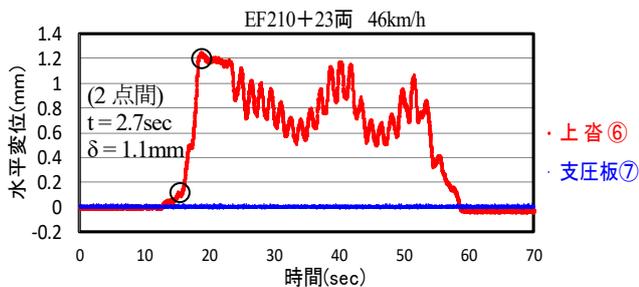


図-14 計測結果 (水平変位：動的計測)

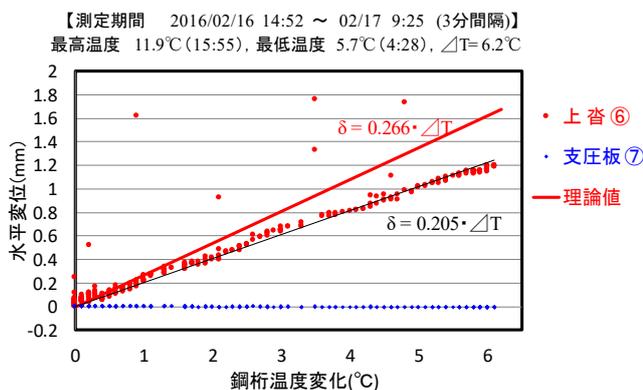


図-15 計測結果 (水平変位：インターバル計測)

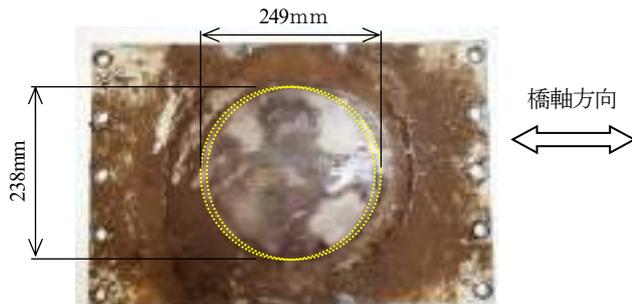


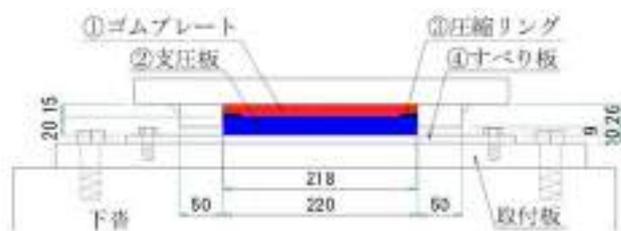
図-16 取り出したすべり板

水平変位の相関が確認できた。図中には理論値として、鋼材の線膨張係数を $1.2 \times 10^{-5} (^\circ\text{C})$ とし、固定側の支点が動かないと仮定したときの水平変位 ($\delta = 1.2 \times 10^{-5} \times 22200 \times \Delta T = 0.266 \times \Delta T$, δ : 水平変位 (mm), ΔT : 温度変化) も示している。計測値は理論値の 77% となったが、これは固定側の支承部にも“遊び”があるため、固定側でも若干水平移動していることが一因と考えられる。また、図中には大きく変位している点が数点見られるが、これらは計測のタイミングが列車通過時と重なったことによるものである。

以上の計測結果より、水平変位は図-15 より最大で約 1.8mm 生じていたが、この範囲内で支圧板に動きはなく、水平変位はゴムプレート下面と支圧板上面にて滑りが生じているものと思われる。なお、この水平方向の挙動については、「4.4 二軸載荷試験」に試験結果を示す。

3.4 支圧板とすべり板間の滑動調査

同橋における支圧板とすべり板間の滑動状況を確認するため、すべり板を交換し、取り出したすべり板の外観



- ① ゴムプレート 直径 220mm, 厚さ 15mm
- ② 支圧板 直径 218mm, 厚さ 20mm
- ③ 圧縮リング 幅 20mm, 厚さ 2mm, 2枚重ね
- ④ すべり板 厚さ 10mm

図-17 試験体基本寸法 (標準型)

調査を行った。すべり板を図-16 に示す。支圧板の直径は 238mm であるが、橋軸方向に +11mm の 249mm の支圧板の跡が確認できた。本支承供用期間における当該地域の気温変化は、気象庁データによると約 43°C であり、気温と桁温度が概ね等しいと仮定すると、温度変化による鋼桁の伸縮量は 11.4mm となり、支圧板の跡の大きさと近い値を示している。図-14、図-15 で示した実橋計測では支圧板は動いていなかったが、通年の温度変化に伴う比較的大きな水平変位に対しては、支圧板とすべり板間で滑動していることが分かった。

4. 載荷試験

4.1 試験内容

図-7 に示したゴムプレートのせり出しを抑制するため、圧縮リングの仕様を、従来は幅 10mm を 1 枚使用していたものを、幅 20mm に広げ、さらに 2 枚重ねに変更し、改良効果を確認するため一軸載荷試験を行った。

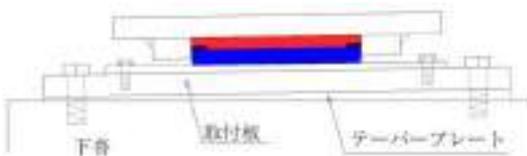
また、実橋計測の結果、計測対象橋梁では水平変位量が 1.8mm 程度では支圧板は動かず、年間温度変化による大きい変位 (約 11mm) に対しては支圧板とすべり板間で滑動していた。交換用支承の水平変位に関する挙動把握、ならびに支承の基本特性として支圧板とすべり板間の摩擦係数を把握するため二軸載荷試験を行った。

4.2 試験体寸法

試験体の基本寸法を図-17 に示す。JR 西日本で供用中の交換用支承はスパン 20m 程度以下の上路桁が多く、ゴムプレートの直径として 200mm 前後のものが多いため、試験体のゴムプレートは直径 220mm に設定した。ゴムプレートの厚さは道路橋支承便覧⁸⁾ に準じて直径の 1/15 とした。支圧板は、上沓拘束板の内径より 2mm 小さく直径 218mm としている。圧縮リングは幅 20mm, 厚さ 2mm を 2 枚重ねとした。なお、すべり板と下沓の間に取付板を設け、すべり板は取付板に、取付板は下沓にそれぞれ固定した。以下では図-17 に示した試験体を標

表-8 比較検証用 試験部材

| 目的 | 試験部材 |
|--------------|--|
| 圧縮リングの改良効果確認 | ①ゴムプレート (従来型) 直径 220mm, 厚さ 15mm ③圧縮リング (従来型) 幅 10mm, 厚さ 2mm, 1枚 |
| 部分交換時の摩擦係数 | ④すべり板 実橋すべり板 (図-16) |
| 支承傾斜時の摩擦係数 | テーパプレート (勾配1度) (取付板と下沓の間に設置) |



準型と呼ぶ。

次に、比較検証用の試験部材を表-8に示す。圧縮リングの改良効果確認を目的に、従来寸法のゴムプレートと圧縮リングのセットを準備した。また、交換用支承のコンセプトとして、摩耗した部材を比較的容易に交換できることを挙げているが、ここでは支圧板のみ交換するケースを想定し、実橋から取り出したすべり板(図-16)を用いて、古材と新材の組み合わせ時の摩擦係数を確認することとした。また、支承交換時における施工誤差として、支承が多少傾いた状態でセットされるケースを考え、橋軸方向に1度の勾配を有するテーパプレートを取付板と下沓の間に設けて、このときの摩擦係数を確認することとした。

4.3 一軸載荷試験

(1) 試験計画

一軸載荷試験における試験体(標準型)の組立状況を図-18に示す。なお、圧縮リングのはめ込みにおいては、切れ目が同一箇所とならないよう設置している。

載荷試験方法について、道路橋支承便覧では許容支圧応力度(25N/mm²)に相当する荷重を3回程度繰り返し載荷し、下沓などの中に密閉されたゴムのはみ出しがないことを確認するとしている¹²⁾。今回の試験条件について、「3.1 近接目視調査」では1支承部でゴムプレートのせり出しが見られ、想定以上の鉛直力が作用していたことと、圧縮リング外縁と拘束板との隙間が変状の一因と推定している。他の支承部では変状が見られなかったことから、過度な力が作用しなければ交換用支承は10年以上の耐久性を有すると考えられる。今回の試験では過度な力が作用した場合における交換用支承の耐荷力について圧縮リングの改良効果を確認することを目的とし、試験条件として、試験体のゴムプレート面積38013mm²より鉛直荷重は953kNとなるが、試験荷重はこの約1.6倍の1500kNとし、載荷回数は50回とした。一軸載荷試



①上沓にゴムプレートはめ込み ②圧縮リング(2枚)

③圧縮リングはめ込み・支圧板設置 ④完了

※組立後、上下反転し、載荷試験装置に設置

図-18 試験体の組立状況

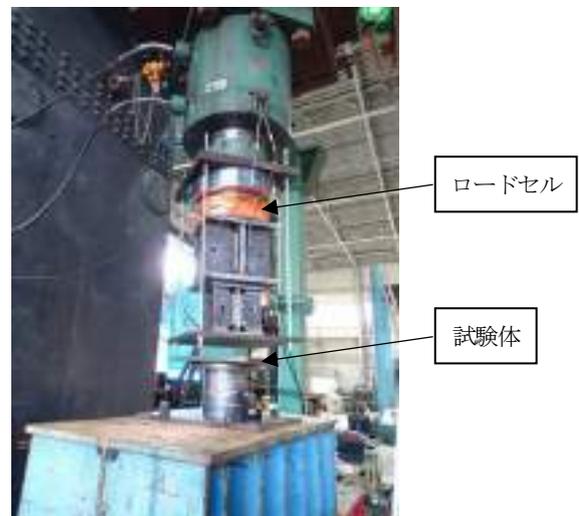


図-19 一軸載荷試験(全景)



図-20 一軸載荷試験(試験体部)

験の全景を図-19に、試験体部の拡大を図-20に示す。なお、図-20に示すように、試験体の支圧板の下部に嵩上げを行い、鉛直変位計を設置するとともに、ゴムプレートのせり出し有無を随時目視観察することとした。

(2) 試験結果

一軸載荷試験による荷重-変位関係を図-21に示す。標準型では鉛直荷重100kN程度で約0.5mm変位し、その後、勾配が変化し、最大荷重1500kNまで弾性挙動し

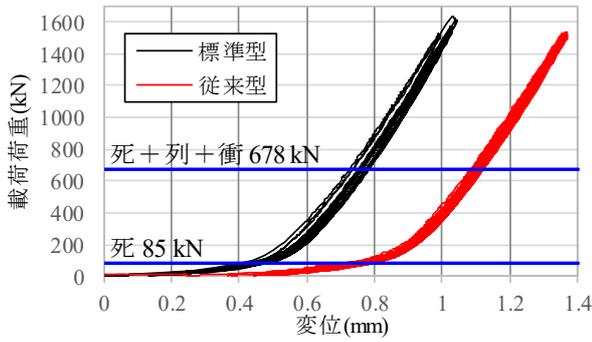


図-21 一軸荷重試験結果

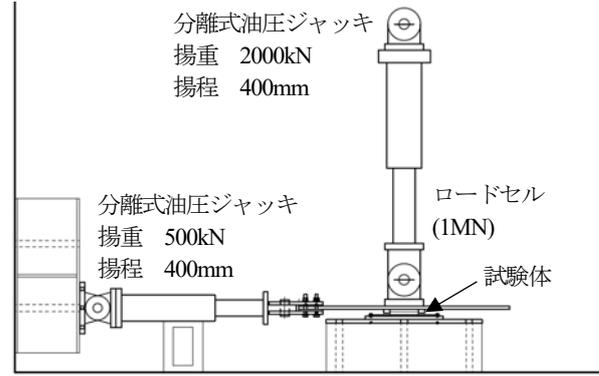


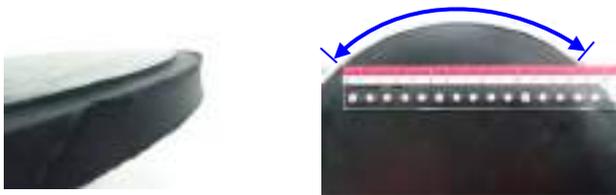
図-24 二軸荷重試験 概略図



①全景 ②圧縮リングの切れ目
図-22 一軸荷重試験後の状態 (標準型)



①支圧板をはずした状態 ②ゴムプレートのはみ出し



③ゴムプレート ④ゴムプレートのはみ出し範囲

図-23 一軸荷重試験後の状況 (従来型)

ている。従来型では鉛直荷重 100 kN 程度で約 0.8mm 変位し、その後、同じく勾配が変化し弾性挙動している。100kN 程度における勾配変化は、ゴムプレートが上沓拘束板内に完全に密着されたことによるものと考えられる。また、標準型は従来型よりも勾配変化点までの変位量が小さいが、これは圧縮リングのサイズの違いにより、ゴムプレートの体積が若干小さくなっていることや、圧縮リングを補強したことで密閉度が高まったこと等によるものと考えられる。また、図-21 には参考として、実橋における設計値の例 (表-2 参照) を示す。死荷重時で 85kN、死荷重+列車荷重+衝撃時で 678kN である。ゴムプレートの第 1 勾配の弾性変位は概ね完了し、列車荷重+衝撃による変位量は 0.3mm 程度となり、列車走行安全性としては問題のない値である。

50 回載荷後のゴムプレートの状態について、図-22 に標準型試験体を、図-23 に従来型試験体を示す。標準型試験体では圧縮リングの切れ目部で僅かなゴムの膨れが見られたが、その他の変状は見られなかった。従来型試験体では、載荷 20 回で圧縮リングの外縁と拘束板の僅かな隙間からゴムのせり出しが確認され、50 回載荷後では全周の約 20% でゴムプレートのせり出しが確認された。なお、後の調査の結果、せり出しが生じた範囲では圧縮リング外縁と拘束板間に約 0.1mm の隙間があった。

圧縮リングははめ込み式であるため、隙間を完全になくすことは現実的に困難である。今回の試験結果より、今後、圧縮リングは標準型の仕様とし、かつ、組立て精度の基準を設ける (今回試験体と同等以上は可能と考え、0.1mm 以上の隙間を全周の 20% 以下とする) ことで、ゴムプレートのせり出しを抑制することを考えている。

4.4 二軸荷重試験

(1) 試験計画

二軸荷重試験装置の概略図を図-24 に示す。鉛直・水平方向に油圧ジャッキを設け、一定の鉛直荷重を載荷した状態で水平方向に載荷し、試験体の滑動に関する挙動を調査した。なお、鉛直ジャッキの上下部にはクレビスを設け、水平方向の試験体変位量は 5mm 程度とした。

また、摩擦係数に関して、BP-B 支承では上沓下面のステンレス板と中間プレート上面に埋め込まれた四ふっ化エチレン樹脂 (PTFE) 間をすべり面とし、設計摩擦係数は 0.10 としている^{8),12)}。交換用支承では、製作性や部品交換の容易性を優先し、PTFE は用いておらず、支圧板 (ステンレス) とすべり板 (ステンレス) 間がすべり面となるが、このときの摩擦係数については明らかでない。そのため二軸荷重試験における鉛直荷重と水平荷重から摩擦係数の算定を行うこととした。

二軸荷重試験の試験条件について、鉄道橋では線支承を対象に摩擦速度 2mm/sec、ストローク 5mm で繰返し試験を行った事例がある¹⁵⁾。摩擦速度については実橋計測結果 (図-14) より推定すると、列車速度 $V=46$ km/h で、列車通過時に約 2.7 秒間で水平変位 1.1mm が生じていたことから、単振動として移動速度を推定すると次のとお

表-9 二軸載荷試験 鉛直荷重

| 鉛直荷重 (kN) | 支圧応力度 (N/mm ²) |
|-----------|----------------------------|
| 190 | 5 |
| 380 | 10 |
| 570 | 15 |
| 760 | 20 |

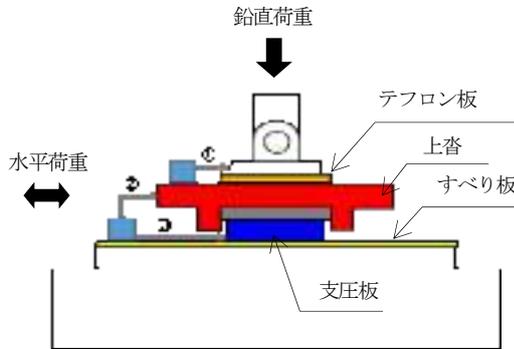


図-25 試験体 水平変位の計測位置

りとなる。

周期 (T) $T = 2 \times \pi / \omega = 2.7 \times 4 = 10.8 \text{ sec}$

角速度 (ω) $\omega = 2 \times \pi / T = 0.58 \text{ rad/sec}$

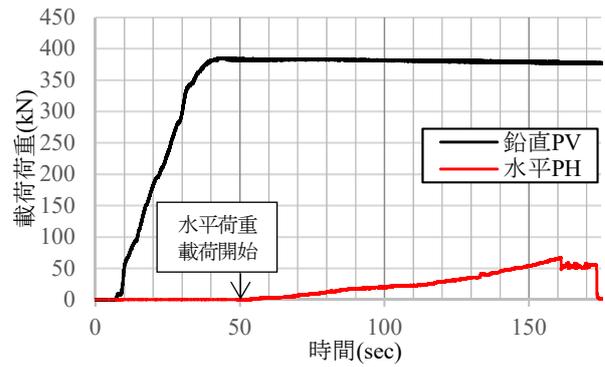
移動速度 (v) $v = \delta \times \omega = 1.1 \times 0.58 = 0.64 \text{ mm/sec}$

δ : 水平変位 (mm)

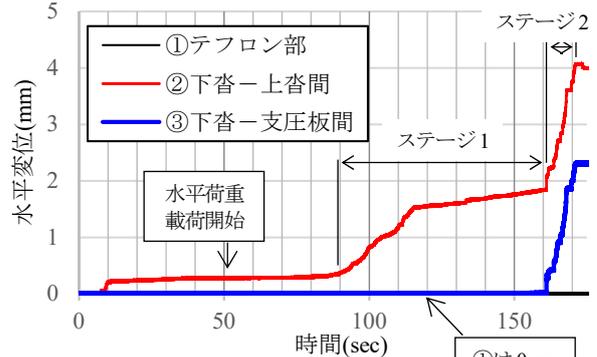
なお、列車速度が在来線最高速度の 130km/h 時にも同様の水平変位が生じると仮定した場合、移動速度は 1.81 mm/sec となり、前述した摩擦速度 2mm/sec と概ね一致することとなる。

次に、BP-B 支承については鉄道橋では採用実績は少ないが¹⁶⁾、道路橋では一般的に用いられている。そのため、摩擦係数に関してもこれまで多くの実験的検討がなされている。例えば、大規模地震時に下部工が傾斜した場合を想定し、下沓側に傾斜を設けた実験を行っている¹⁷⁾。別の事例では、約 10 年間供用したすべり支承を用いた実験を行い、支圧応力度を 5,10,20,30N/mm²、振幅を ±30,100mm、最大速度を 1.9,44,132,220mm/sec と変化させ、摩擦係数の面圧依存性や速度依存性を調べている¹⁸⁾。

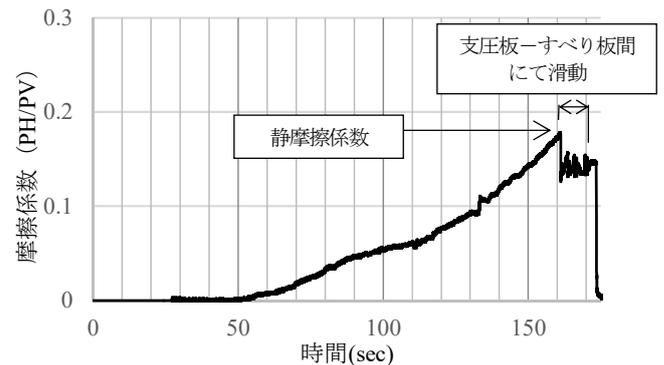
今回の試験では摩擦係数の面圧依存性や速度依存性を把握するとともに、表-8 に示したとおり、下沓に傾斜を設けた場合の摩擦係数を調査した。試験条件として、交換用支承ではゴムプレートの許容支圧応力度を 20 N/mm² としているため、鉛直荷重は表-9 に示す 4 種類で摩擦係数の面圧依存性を確認することとした。また、既往の実験では活荷重時の移動速度や振幅を想定し、変位制御の加振試験により摩擦係数を求めているものが多いが、交換用支承は図-14 等で示したとおり、列車通過時には支圧板の水平変位は生じておらず、図-16 に示したように温度変化による緩速の滑動が生じていた。このことを踏まえ、今回の試験では水平荷重は片押し載荷とし、載荷速度は人力による油圧ジャッキの操作速度を低速・



(a) 時間-載荷荷重



(b) 時間-水平変位



(c) 時間-摩擦係数

図-26 二軸載荷試験結果 (標準型) の例

中速・高速と変化させ、比較的緩速での摩擦係数の速度依存性を確認することとした。

計測は鉛直・水平荷重、ならびに水平変位とし、計測サンプルクロックは 1/200 sec (5 ミリ秒) とした。水平変位の計測位置を図-25 に示す。鉛直ジャッキと上沓の間にテフロン板を挟んでいるが、これは水平荷重載荷時に、万一鉛直ジャッキに想定外の水平力が作用し、ジャッキ装置が損傷することを懸念して設けたものである。

(2) 試験結果の例

二軸載荷試験結果の例を図-26 に示す。これは標準型試験体を用い、鉛直荷重 380kN で、油圧ジャッキの操作速度は低速で行ったものである。

図-26 (a)は鉛直・水平荷重を示しており、鉛直荷重を目標とする値まで上げた後、約 50 秒から水平荷重を載荷している。図-26 (b)は図-25 に示した各水平変位を示

している。これより、①テフロン部は全体を通じて動きは殆ど生じていないことが分かる。②下沓—上沓間については試験開始後、約 10sec で 0.25mm の水平変位が生じているが、これは鉛直ジャッキを試験体に押し付けた際、下方のクレビスが若干回転することで生じたものである。その後、水平荷重は増加していくが、水平変位は殆ど生じていない。約 90sec で水平荷重が 20kN 付近から水平荷重の増加は緩やかになり、逆に水平変位は急増している。この間ではゴムプレートの弾性変形の影響が大きかったものと思われる。約 115sec から水平荷重が再び増加し始め、水平変位の増加は緩やかになっている。この間ではゴムプレート下面と支圧板上面間にて滑りが生じていると思われる。その後、約 160sec からは②と③が同じ動きをしていることから、支圧板とすべり板間で滑動していることが分かる。この滑動が生じた後、水平変位がさらに 2mm 程度生じた時点で試験終了としている。

この水平方向の挙動について図-27 に模式図を示す。水平荷重を載荷すると、はじめの内はゴムプレートの弾性変形やゴムプレート下面と支圧板上面間での滑りが生じる（この間を「ステージ 1」とする）。その後、上沓拘束板が支圧板に接触した後は、支圧板とすべり板間にて滑動が生じる（これを「ステージ 2」とする）。

図-14 に示した実橋計測では、列車通過時の水平変位量は 1.2mm 程度であった。交換用支承の支圧板の直径は上沓拘束板の内径より 2mm 小さいため、計測橋梁では列車通過時にステージ 1 の挙動をしていたと言える。よって交換用支承の適用範囲として、列車通過時の水平変位量を 2mm 以下とすることで、支圧板が拘束板に接した状況下では列車通過に伴い支圧板とすべり板間で滑動が生じるものの、一度滑動が生じればその後は温度変化により再度接触するまで、支圧板とすべり板間での滑動が生じない。そのため、線支承と比べて摩耗速度が極めて緩やかになることが期待できる。なお、「3.2 すべり板の詳細調査」で、すべり板に摩耗や焼付きが生じていないことを確認したが、これは橋梁のスパンが 13.4m であることから、列車通過時に支圧板とすべり板間での滑動が殆ど生じなかったためと考えられる。

次に、図-26 (c) では摩擦係数を示している。摩擦係数は各時刻において、水平荷重を鉛直荷重で除した値としている。約 160sec のステージ 2 の滑動が生じる直前で最大値を示しているが、以下ではこの値を静摩擦係数としている。その他、動摩擦係数やすべり速度について、それぞれ表-10 に示すとおり算出し考察を行った。

(3) 試験結果考察

二軸載荷試験から求めた摩擦係数を図-28 に示す。ここでは支圧応力度やすべり速度と摩擦係数の関係を示している。載荷試験は同一試験条件において 3 回ずつ行っており、図ではすべての結果をプロットしている。なお、支圧応力度 20 N/mm²については、標準型試験のみ実施している。図-28 (a)は支圧応力度と静摩擦係数、図-28

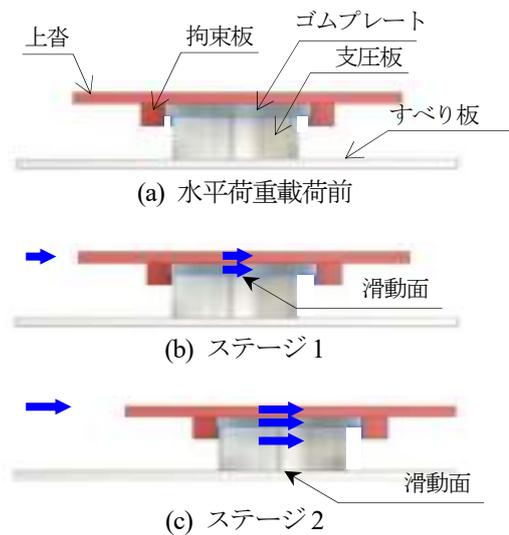


図-27 水平方向の挙動

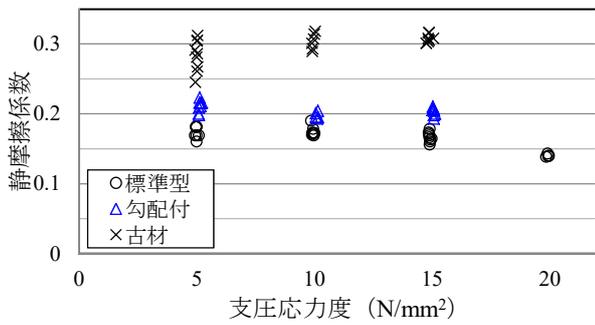
表-10 各値の算出方法

| | |
|-------|--|
| 静摩擦係数 | 支圧板とすべり板間で滑り始める（水平荷重が増加することなく、水平変位が増加し始める）直前における摩擦係数の最大値 |
| 動摩擦係数 | 摩擦係数の最大値の直後から、水平荷重載荷終了までの間（支圧板とすべり板間にて滑動時）における摩擦係数の平均値 |
| すべり速度 | 支圧板とすべり板間にて滑動時の速度（動摩擦係数算定時間における、水平速度の平均値） |

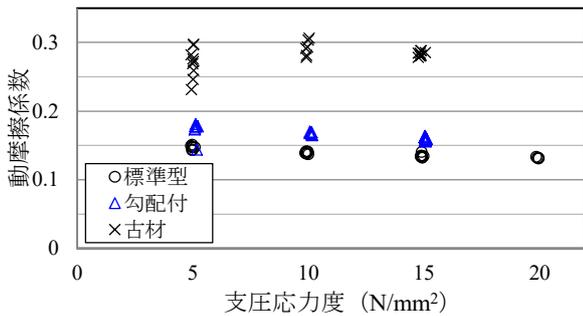
(b)は支圧応力度と動摩擦係数の関係を示す。支圧応力度の違いによる摩擦係数の変化として、標準型の静摩擦係数では 20N/mm²で他よりも 0.03 程度低い値を示した。その他のデータでは、支圧応力度の違いによる摩擦係数の変化は見られなかった。図-28 (c) はすべり速度と動摩擦係数の関係を示す。すべり速度は緩速変形時の摩擦係数の確認試験として最大速度 1mm/sec 以下を目安にしていたが、例えば標準型では 0.16~0.76 mm/sec であり、概ね期待どおりの速度であった。なお、すべり速度の違いによる動摩擦係数の変化は見られなかった。

摩擦係数を試験体別で比較すると、古材、勾配付、標準型の順で摩擦係数が高く、古材の摩擦係数は標準型に比べて平均値で 0.13~0.14 高い値であった。また、古材の支圧応力度 5 N/mm²における摩擦係数のばらつきが特に大きく、最大と最小で 0.7 程度の差が見られた。ばらつきの原因としては、古材は新材に比べると表面が粗く、低い面圧では特に真実接触面積⁹⁾の差が大きくなったことが一因と考えられる。

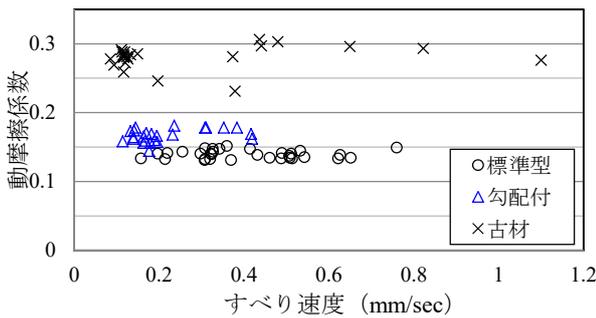
次に、摩擦係数の値について、試験体別の最大値と平均値を表-11 に示す。摩擦係数の最大値としては、古材時において静摩擦係数が 0.318、動摩擦係数が 0.306 であった。摩擦係数の値は、鋼鉄道橋の線支承の設計では「鋼と鋳鋼」のすべり面での値として 0.25 を用いるが¹⁰⁾、この値よりも 0.07 程度高くなっている。



(a) 支圧応力度と静摩擦係数



(b) 支圧応力度と動摩擦係数



(c) すべり速度と動摩擦係数

図-28 摩擦係数 試験結果

表-11 摩擦係数 試験結果 (最大値・平均値)

| | | 標準型 | 勾配付 | 古材 |
|-----------|------|-------|-------|-------|
| 静摩擦 係数 | Max. | 0.190 | 0.223 | 0.318 |
| | Ave. | 0.167 | 0.205 | 0.297 |
| 動摩擦 係数 | Max. | 0.151 | 0.181 | 0.306 |
| | Ave. | 0.139 | 0.167 | 0.280 |

支承の設計では、常時状態において支承に作用する水平力として、橋軸方向（可動側）では鉛直反力に摩擦係数を乗じた値を考慮し、橋軸方向（固定側）では上部工からの水平力から可動側支承の摩擦抵抗力を減じた値を考慮している。今回の結果を踏まえ、交換用支承では、可動側支承の水平力の算定では摩擦係数を安全側の値として0.35とし、固定側の水平力の算定では可動側の摩擦抵抗力を考慮しないことが適切と考えている。また、地

震時は固定・可動の両支承で水平力に抵抗させる設計を行っている。そのため、摩擦係数の変更により常時の水平力は大きくなるものの、設計では一般に地震時が決定ケースとなるため、下桁下面のリブの寸法等は従来の線支承と同サイズになり、支承の置き換えにおいても特に問題のない寸法に抑えることができると考えられる。

また、交換用支承への変更に伴う既設下部工への影響について、摩擦係数が大きくなることで、常時状態における既設下部工への作用力の増加が考えられる。これについては、交換用支承の適用範囲として列車通過時の水平変位量を2mm以下とすることで、列車通過時は概ねステージ1の挙動となるため、既設下部工へ及ぼす影響についても特に問題はないものと考えられる。

5. まとめ

鋼鉄道橋の維持管理において、線支承を交換する際の支承として交換用支承を考案し、実橋にて試行している。本研究では交換用支承の実橋調査や載荷試験を行い、支承の変状有無やその機能について確認した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 10年程度供用した交換用支承の近接目視調査を行ったところ、内部のゴムプレートが僅かにせり出しているものがあつたが、支承機能として問題となる変状はみられなかつた。また、列車通過時の支承の挙動を計測した結果、可動状況は良好であつた。
- 2) 約12年供用した交換用支承からすべり板を取り出し、摩耗量調査や光学金属顕微鏡を用いた断面組織観察等の詳細調査を行った結果、変状は認められなかつた。
- 3) 交換用支承内部のゴムプレートのせり出しを抑制するため、ディテールを一部改良し、一軸載荷試験にてその効果を確認した。
- 4) 交換用支承の水平挙動について、実橋計測および二軸載荷試験により確認を行った。水平方向の動きとして、始めにゴムプレートの弾性変形やゴムプレートと支圧板間の滑りが生じ（ステージ1）、その後、上桁拘束板と支圧板が接触した後は支圧板とすべり板間で滑りが生じる（ステージ2）ことが分かつた。
- 5) 二軸載荷試験により、交換用支承における支圧板とすべり板間の摩擦係数を把握し、今後の設計に用いる値を提案した。
- 6) 交換用支承を適用するにあたり、列車通過時の支承部の挙動をステージ1に留めれば、列車通過時に支圧板とすべり板間での滑動が殆ど生じないため、線支承に比べて耐摩耗性が大幅に向上することが期待できる。10数年供用後の調査結果や実験結果からも、交換用支承は長期間に亘り、支承の可動機能は維持できるものと考えられる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、(一財) 災害科学研究所に委託している「鋼鉄道橋の長寿命化に関する調査・検討委員会 支承・腐食分科会 (主査: 大阪市立大学 山口隆司教授)」において、ご助言とご指導を頂きました。また、株式会社レールテックの松本健太郎氏 (現、株式会社ワイ・シー・イー)、七村和明氏には実橋計測において、多大なご協力を頂きました。また、京橋ブリッジ株式会社の並木宏徳氏には、交換用支承の考案にはじまり、各種調査や構造改良等、多岐に亘りご協力とご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 杉本一郎, 小林裕介, 市川篤司: 溶接付加物が鋼リベット桁の疲労に及ぼす影響と延命化手法, 鉄道総研報告, pp.17-22, Vol.20, No.5, 2006.5
- 2) 西田寿生, 金 裕哲: 鉄道上路プレートガーダー下フランジ山形鋼に生じた疲労き裂発生要因に関する検討, 土木学会 第 66 回年次学術講演会, pp1035-1036, I-518, 2011.
- 3) 館石和雄, 名取 暢, 三木千壽: プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に関する研究, 土木学会論文集, No.489, I-27, pp.167-176, 1994.4.
- 4) 徳田浩一, 岩崎雅紀: 支承の活荷重挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.935-944, 1995.3.
- 5) 丹羽雄一郎, 松本健太郎, 矢島秀治, 小林裕介: 鉄道合成桁ソールプレート溶接部の疲労対策, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.611-621, 2012.3.
- 6) 丹羽雄一郎, 矢島秀治, 高橋良和, 公門和樹: 経年 38 年の鉄道合成桁の BP-A 支承の挙動性状と支承部水平力の評価, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.421-434, 2018.3.
- 7) 山本泰幹, 稲田育朗, 徳田浩一, 岩崎雅紀: 密閉ゴム支承の取替えに対する適用性と耐久性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.891-900, 1996.3.
- 8) 土木学会: 道路橋支承部の改善と維持管理技術 (鋼構造シリーズ 17) , p.39, 丸善, 2008.5.
- 9) たとえば, 村木正芳著: 図解トライボロジー 摩擦の科学と潤滑技術, pp.28-29, 90-91, 日刊工業新聞社, 2007.1.
- 10) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, pp.257-259, 394, 409-411, 2009.7.
- 11) たとえば, 仁杉巖監修, 阿部英彦, 稲葉紀昭, 中野昭郎, 市川篤司共編著: 語り継ぐ鉄橋の技術, p.40, 鹿島出版会, 2008.12.
- 12) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, p.24, 131, 167, 225, 2004.4
- 13) 日本橋梁建設協会: デザインデータブック, pp.58-61, 2016.6
- 14) 柴崎奈穂, 池田真理子, 大橋康雄, 坂野昌弘: 実橋計測に基づく支承の挙動確認と機能評価, 鋼構造年次論文報告集, 第 23 巻, pp.180-186, 2005.11.
- 15) 奈良一郎: 鋼鉄道橋の支承構造, 構造物設計資料, No.4, pp.12-19, 1965.12.
- 16) たとえば, 丹羽雄一郎, 西田寿生, 木村元哉: 山陽新幹線合成桁の支承部改修工の取組み, 土木施工, pp.158-161, 2018.8.
- 17) 石山昌幸, 原田孝志, 姫野岳彦, 宮崎充, 牛島昭夫, 今井隆: 橋脚の塑性化に伴う支承部の回転変形追従性能とすべり摩擦特性に関する実験的研究, 第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2006.12.
- 18) 姫野岳彦, 運上茂樹: 経年劣化特性に着目した支承部のすべり摩擦特性に関する研究, 第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2005.2.

(2018 年 9 月 21 日受付)

(2019 年 2 月 1 日受理)