

(13) 鋼製パネルを有するゴム支承の性能に関する研究

峯 滉典¹・松村 政秀²・杉浦 邦征³

¹ 学生員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

E-mail: mine.kosuke.72n@st.kyoto-u.ac.jp

² 正会員 熊本大学 くまもと水循環・減災研究教育センター 教授（〒860-8555 熊本市中央区黒髪 2-39-1）

E-mail: matsumura-m@kumamoto-u.ac.jp

³ 正会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂） E-mail: sugiura.kunitomo.4n@kyoto-u.ac.jp

免震ゴム支承では鉛直荷重を支持するため、鋼製支承より大きな支圧面積を必要とし、また端支点部では橋軸直角方向の移動を抑制するため、巨大なサイドブロックを設置することが一般的である。しかし、既設の橋梁の狭隘な支承部では十分な面積を確保することが難しく、より簡素な構造とすることが望ましい。そこで本研究では、サイドブロックを用いずに直角方向の変形を抑制することを目的として、従来のゴム支承に薄肉の鋼板を鉛直に配置し複合構造とする有効性を解析的に検討した。解析では、従来の支承で設計されていた荷重をそれぞれ水平 2 方向に加え、荷重と変形量から剛性を算出した。その結果、約 629 倍の水平 軸方向の剛性差が確認でき、直角方向に対しては従来のものと同等な水平変形の抑制機能を発現するという結果を得た。

Key Words: Rubber bearing, Shear stiffness, FE analysis, Steel Plate, Dumping bearing

1. はじめに

積層ゴム支承はゴム材料と鋼板等を交互に積層して加硫接着させたものであり、上下鋼板、内部鋼板、ゴムからなる。鉛直方向の荷重によるゴムの膨出は内部鋼板の引張剛性により抑制され、水平方向の荷重にはゴム層はせん断変形をするが鋼板は変形を阻害しない。そのため、積層ゴム支承は鉛直方向に関しては硬く、あらゆる方向の水平変形、曲げ変形に対して追従できる。さらに地震時にアイソレート機能・ダンパー機能が期待される減衰ゴム支承は、兵庫県南部地震後に急速に道路橋に用いられるようになり、現在でも性能評価や復元力特性など様々な研究がなされている¹⁾²⁾。一般的に積層ゴム支承はその形状から水平 2 方向の剛性が等しいため、端支点部における支承部には橋軸直角方向への変形に対して、移動を制限するため鋼製サイドブロック（以下、SB と略記）が設置される。しかしながら、上部工の鉛直荷重を支持するための支圧面積は大型化しており、また、L2 地震動の水平荷重に耐えるため SB も大型化している。新設の橋梁では広い橋脚天端を採用し大型の支承構造を設置することができるが、既存の橋梁の桁端部は狭隘であり、大型の支承構造への取替は施工・維持管理の面か

ら好ましくない。このような大型の支承構造を採用することなく、小型で水平 2 方向の剛性が異なるゴム支承を開発できれば、施工性・維持管理性に優れた端支点構造の設計が可能となる。

そこで本研究では、鋼板が地震時にせん断変形することより、減衰性能を発揮し、せん断変形と曲げ変形により 2 方向の剛性が変化することに着目した³⁾⁴⁾⁵⁾。したがって、薄肉鋼板をゴム支承に併設することで、簡便で小型の構造で、かつ水平 2 方向に剛性の異なるゴム支承の開発することを目標に、支承上沓と下沓を繋ぐように鋼板を取り付け、水平 2 方向の剛性、せん断変形による減衰性能を解析的に検討する。

2. 従来型天然ゴム支承

(1) 解析対象および解析条件

本研究では、汎用有限要素解析コード Abaqus(6.14)を使用し、図-1 に示す従来型の天然ゴム支承を対象に 3 次

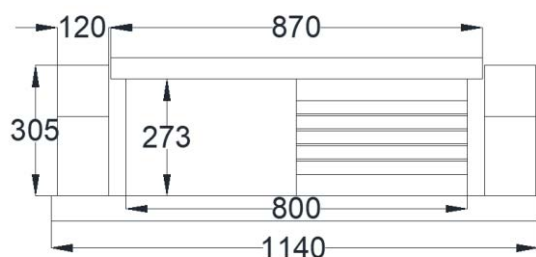


図-1 対象モデル断面図

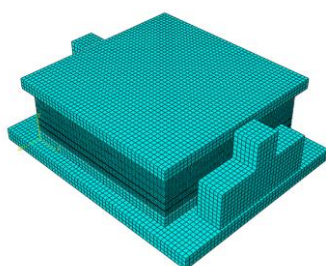


図-2 従来型ゴム FE 解析モデル

元有限要素解析を行った。従来型の支承のモデルとして川金コアテック株式会社様から図面の提供を受け、同等な寸法を採用しモデルを作成した。設計条件からせん断変形による水平 2 方向の変位を確認しモデルの妥当性を検討する。

対象としている支承はゴム層と平鋼板からなる 800mm×800mm の正方形断面の積層構造である。ゴム層は 1 層の厚さ 35mm の 5 層、総ゴム厚は 155mm であるまた内部の補強鋼板は 4.5mm の 4 枚となっている。いずれの要素も、8 節点 6 面体ソリッド要素を用いた。ゴム層及び鋼板の厚さ方向は 4 分割とし、その他のメッシュサイズは 5mm とした。(図 2)

ゴムの物性値には、道路橋支承便覧⁹⁾に示されている天然ゴムのせん断弾性係数を用いた。ここではゴム材料による減衰性能に着目しないため、弾性の線形応答のみ把握する。せん断弾性係数は表 1 に示す 5 種の値それぞれ入力する。表 1 には次式(1)により提起されるせん断ばね定数の値も示す、ポアソン比は微圧縮性を仮定して 0.495 とした。

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\sum t_e} \quad (1)$$

ここに、

K_s : せん断ばね定数(N/mm)
 G : せん断弾性係数(N/mm²)
 A : 有効断面積(mm²)
 t_e : 一層のゴム層厚(mm)

表-1 ゴム材料緒元

材料の種類	呼び	せん断弾性係数 (Mpa)	せん断ばね定数 (kN/mm)
天然ゴム(NR)	G6	0.6	2.48
	G8	0.8	3.30
	G10	1.0	4.13
	G12	1.2	4.95
	G14	1.4	5.78

表-2 鋼材材料緒元

	SS400	SM490A
ヤング率(E)	205GPa	
ポアソン比(ν)	0.3	
降伏応力	245MPa	315MPa
二次勾配	E/100=2.05GPa	

鋼材は内部鋼板のみ SS400 であり、その他の鋼材は SM490A とし、表 2 に示すにヤング率、ポアソン比、引張強度を与えた。応力 - ひずみ関係はバイリニア型とし 2 次勾配は $E/100$ とした。

いずれのゴム層と鋼板の間の結合は加硫接着がせん断変形では剥離しないほど強固である⁹⁾ことから剛結とした。また、SB - 鋼板間や鋼板同士の接合もここでは破壊を想定せず互いに剛結とした。

(2) 解析手順および測定項目

解析は 3 段階に分けて行った。初期条件として、下沓の下端を完全固定とした。続いて供用時の最大鉛直方向反力に相当する 2,410kN を上沓に等分布の圧縮力として与えた後に、橋軸方向には変位制御で 370mm の変位を与え、橋軸直角方向には G12 を使用した支承の 370mm 変位に必要な水平荷重 1,780kN を与えた。この水平方向の荷重および変位は L2 地震動下での加力を想定したものである。上沓の平均変位(mm)と下沓の反力(kN)をそれぞれ算出し各方向の剛性を求めた。

(3) 解析結果および考察

橋軸方向および橋軸直角方向の 2 方向の剛性を図 3 に示す。なお、370mm 変位時の反力および橋軸直角方向への変位を併記している。同図より、橋軸方向には柔らかく支持されていることがわかる。理論値のが 2%から 3%ほど解析値よりも大きな値となっているが、これは圧縮力のためせん断に必要なゴム厚が変化したためであると考えられる。橋軸直角方向に関しては SB が部分的

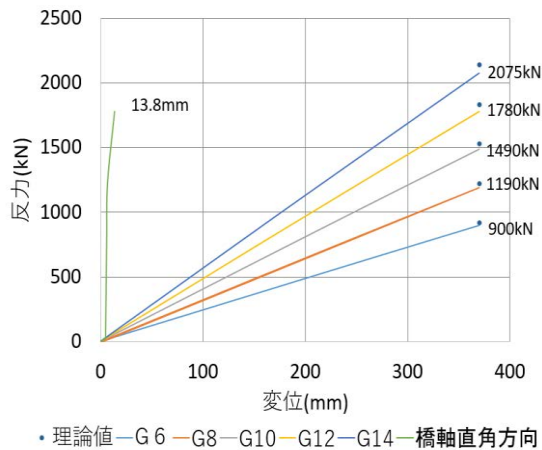


図-3 従来型支承水平剛性

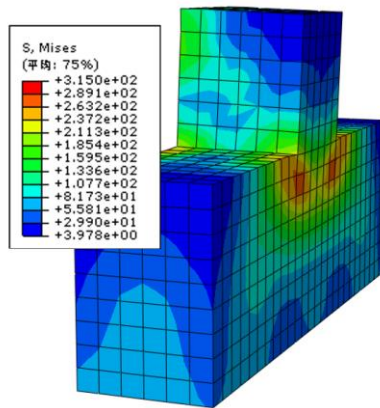


図-4 加力により変形した SB の応力コンター図

に変形するものの(図 4)、変形は抑られ、変位制限装置として機能している。橋軸直角方向に荷重を加えた際に SB は変形しているものの、その他の内部鋼板をはじめとする鋼材はいずれも塑性域には達しておらず、設計基準を満たしており、境界条件や結合方法が妥当であることが確認できたと考えられる。

なお、SB の代替となる変位制限装置を用いる際にもこの程度の変形性能および剛性を有することが必要と考えられる。

3. 付与する鋼板の形状の検討

(1) 平鋼板のせん断変形性能

2 章で得られた結果から必要な平鋼板の形状を決定する。鋼板は従来型の支承の両側に取り付けることを想定しているため(図 5)、鋼板は橋軸方向にはせん断変形で剛性が大きくなることを、橋軸直角方向には曲げ変形で剛性が小さくなることを期待している。

ここではまず第 2 章で求められた必要な平鋼板の厚さ

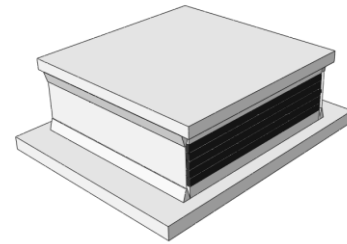


図-5 鋼板を設置したゴム支承

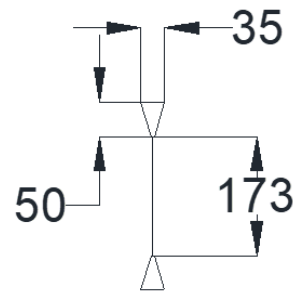


図-6a) 鋼板断面寸法



図-6b) 鋼板側面寸法

をパラメータとして解析的に検討する。鋼板の FE モデルはサイズが 10mm の 4 節点シェル要素とし、寸法等諸条件は図 6 に示すとおりである。SB から鋼製パネルに変更したところ設置面積は約 0.45 倍となり、省スペース化が図れている。

ここで、平鋼板の上下に付随している台形断面のブロックは、支承本体に取り付け鋼板とブロックは一体とし、曲げ変形を受けた際に鋼板と支承本体が干渉しないこと、また端部での破壊を防ぐことを目的に導入した。鋼板は、鋼板がすべての橋軸方向に作用するせん断力を受けると想定し、かつ両側に 1 枚ずつ設置することから、荷重は支承に生じる反力の大きさの半分を加えた。下端のブロックは完全固定とし、上端のブロック表面にせん断力を加えた。せん断力の大きさは G14 の最大せん断変形時の反力である 2,075kN を与えた。

図 7 に鋼板の板厚をパラメータとした、せん断変形時の変位－荷重関係を示す。図 8 に示すように、応力は平鋼板の中央から 4 隅流れるように伝達され、中央が急激に塑性化することにより大きく変形することが確かめられた。板厚が 7mm 以下では、変位 - 反力から剛性が段

階的に変化しているが、これは、まず中央の一部が塑性化することで剛性が低下し、その後徐々に塑性化が進展するためである。また、水平方向の必要な反力は 2,075kN であると仮定すると、L2 地震動に耐えるための変位制限装置として平鋼板が役割を果たすためには 8mm 以上の厚さが必要がある。

(2) 理論値との比較および考察

2, 3 節で得られた FE 解析の値と弾性範囲内の理論値との比較を行う。荷重変位関係の理論値は、鋼板のせん断応力-せん断ひずみの関係から、次式(2)の通り算定した。5mm 前後で上下のブロックの影響を受けるが弾性範囲内において両者は概ね一致し、解析が妥当であることがわかる。

$$\tau = G\gamma = \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma \quad (2a)$$

より、

$$\frac{P}{wt} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \frac{\Delta x}{h} \quad (2b)$$

さらに、

$$P = \frac{Ewt}{2(1+\nu)} \cdot \frac{\Delta x}{h} \quad (2c)$$

ここに、

P : 上端に加える荷重(N)

E : ヤング率(N/mm²)

ν : ポアソン比

w : 板の幅(mm)

t : 板厚(mm)

h : 板の高さ(mm)

Δx : 上端部変位(mm)

(3) 平鋼板の曲げ変形性能

平鋼板の曲げ変形について検討する。3 章 2 節で求められた板厚での曲げ変形について述べる。鋼板が曲げ変形を受けることにより反力の大きさを検討するため、ここでは荷重を与えず強制変位を与えた。境界条件は前述したせん断変形時と同じとし、上端のブロックに強制変位 370mm を与える。この時、強制変位による回転は生じないようにした。

図 10 に鋼板の厚さによる変位-荷重関係を示す。せん断変形時と比べ、剛性が小さくなり、図の×の箇所でいずれも引張限界に達している。また、図 11 に示すように、応力は上下端部から中央に向かって等しく伝達され、上下端から引張限界に達する。いずれの厚さでも剛性はせん断変形時と比べ小さくなっている。常時の移動量を総ゴム厚の 75% であると仮定する。本ケースでは総ゴム厚 155mm の 75% に相当する、せん断変形が 116mm とな

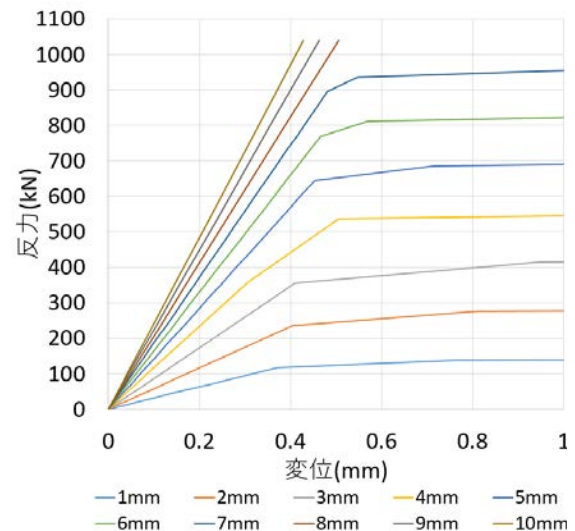


図-7 鋼板のせん断剛性

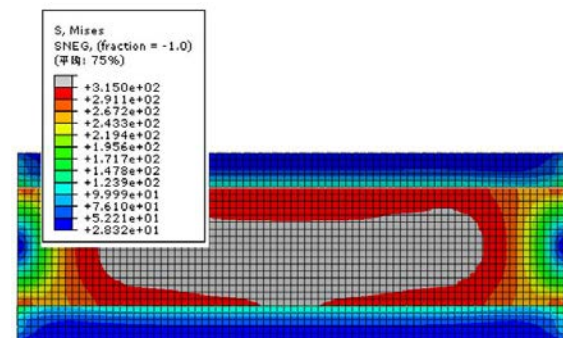


図-8 鋼板せん断変形時の応力コンター図

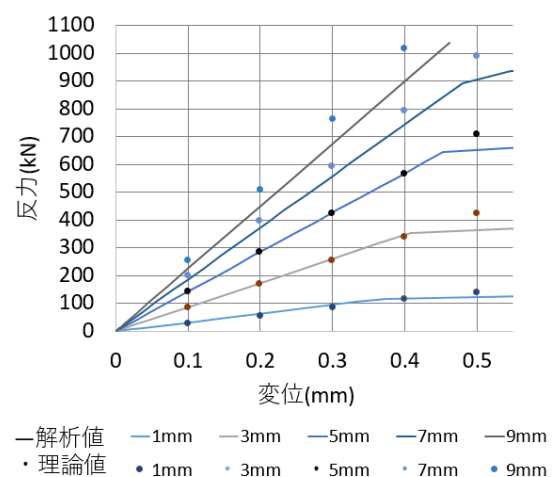


図-9 理論値との比較

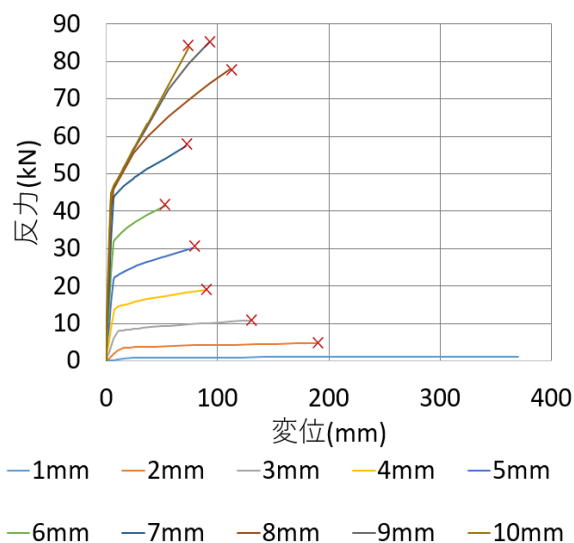


図-10 鋼板曲げ剛性

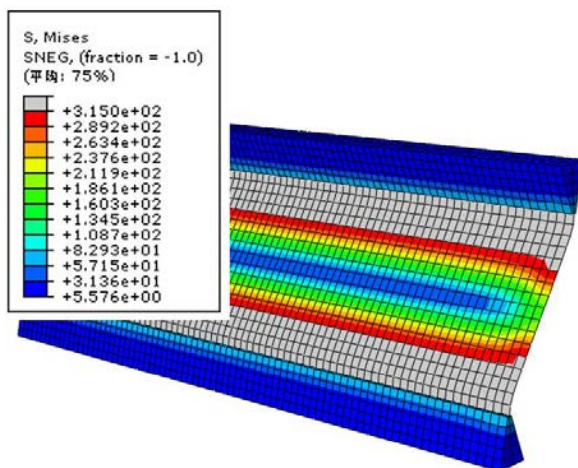


図-11 鋼板曲げ変形時の応力コンター図

る時を仮定し、この時引張限界を超えていないものに着目すると、鋼板の板厚が 3mm 以下とすることがわかる。

(4) 適切な鋼板の選定

本章1, 3節においてせん断、曲げそれぞれについて必要な鋼板の厚さを検討する。

橋軸直角方向に L1 地震動が作用する場合に上部工が元の位置に戻ることが望ましいため、L1 地震動時では鋼板のせん断変形が弾性域内に収まることを想定する。この時のせん断変形を総ゴム厚の 175%とすると、その時の水平反力やゴムの種類によって満たす必要のある厚さは、3mm 以上必要である。一方で、曲げ変形においては本章 3 節で述べたように 3mm 以下の板厚が望ましいことが確かめられた。したがって、今回のケースで求

められる性能に合致する板厚は 3mm であり、800kN を超える水平荷重下に対しては、変位制限機能を期待して平鋼板を併設する構造は適切ではなく、上部工が小規模な橋梁で導入の余地がある。

4. 鋼板を取り付けた支承の解析的検討

(1) せん断変形の検討

3 章まで支承本体の変形性能および付与する鋼板の必要板厚等をそれぞれ単一で検討した。この章では支承部本体に鋼板を設置した複合構造として際の性能を検討する。

3 章 4 節から付与する鋼板の板厚は 3mm と定め、この鋼板が L1 地震動下で橋軸直角方向での変位制限装置として弾性域内で機能することを想定した。板厚 3mm の鋼板がせん断変形により負担する最大水平反力は 130kN であるため、ゴム材料はせん断剛性が小さい G6 および G8 の 2 パターンを用い、橋軸方向の追従と橋軸直角方向の変位制限を想定した。鋼板は従来型のゴム支承の SB 部分に平鋼板を取り付けた。鋼板の上下にあるブロックと支承の上下咎とを剛結とし、その他の結合条件および境界条件は第 2 章と同等とした。作用させる水平荷重 P は次式(3)により算定すると、ゴム材料を G6 としたものは 673kN、G8 では 895kN であり、この荷重を上咎の表面に橋軸方向・橋軸直角方向にそれぞれ別々に与えた。この際、水平 2 方向の剛性を変化させることを目的としているため、圧縮力は加えなかった。

$$P = K_s \sum t_e \times 1.75 \quad (3)$$

解析から得られた剛性を図 12 および図 13 に示す。比較のために従来型の支承の結果も示す。橋軸直角方向の剛性を着目すると、ゴム材料に G6 を用いたものと G8 を用いたものの剛性は等しいことがわかる。このことからゴム層がせん断変形に抵抗せず、鋼板のせん断のみで変形に抵抗していることが確認できる。また、変位が 5mm 以下で収まっていることから、変位制限装置として機能していることも確認できる。鋼板設置には遊間量を設けていないが、SB 併設時の剛性が 693kN/mm、弾性域内での鋼板の剛性が 1,592kN/mm であることを考慮すると、鋼板の併設は、SB 併設する場合より省スペースな構造で、橋軸直角方向に大きな剛性を付与することが可能であり、変位制限装置としての機能を発現できることがわかった。ただし、作用水平力が大きい場合には、水平力に対して鋼板のみ抵抗する構造の採用は難しいと考えられる。

橋軸方向に強制変位を与えた結果を図 12 に示す。従来型と比較すると、鋼板が弾性域内では剛性が大きくなるが、塑性域に入るとほぼ同等であり、やがて鋼板が破断

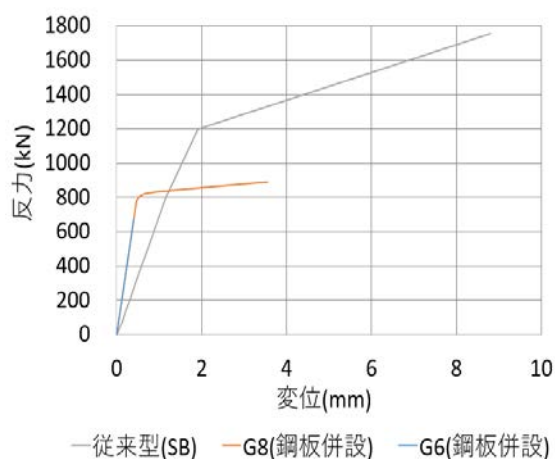


図-12 橋軸直角方向剛性比較

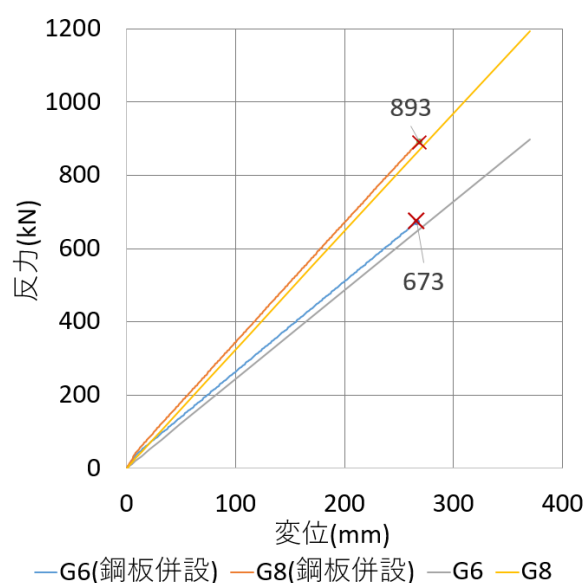


図-13 橋軸方向剛性比較

する。このことからゴム層のせん断剛性が鋼板の曲げ剛性を上回っていることが再度確かめられる。なお、図の×で示した箇所は、鋼板が引張強度に達し破断することを示すが、この時上沓の変形量は 268mm であり、この変形内では解析結果が有効である。

また、G6 を用いたもので剛性が 2.53kN/mm、G8 で 3.32kN/mm となっており、従来型と比べ、それぞれ 1.95%、0.873%だけ剛性が増加していることがわかる。

以上から、従来型のゴム支承に鋼板を導入すると、水平 2 方向の剛性差を生じさせることが可能であり、最大で 629 倍の剛性差が得られる。また、橋軸方向の変形を拘束せず、橋軸直角方向の移動を抑制するためには、せん断剛性の大きいゴム材料を用い、水平反力が小さい、すなわち上部工の死荷重が小さいその条件下において、鋼板を併設する支承構造の導入が可能であるといえる。

(2) 減衰性能の検討

鋼板による減衰性能に関して検討する。第 1 章で述べたように、橋軸直角方向に変形を受けた際、設置した鋼板がせん断変形することで、減衰性能が期待される。ここでは、本章 1 節と等しく、ゴム材料に G6 を用い板厚 3mm の鋼板を付与したものを使用した。せん断パネル型ダンパーの実験⁹⁾を参考に図 14 に示すような強制変位を変位制御で与えた。最大変位 3.57mm は水平荷重 900kN を加えたときに得られる変位である。

解析結果を図 15 に示す。同図より最大および最小変位が生じたときの値を用いて理想化した履歴曲線を図 16 に示す。図の×印は鋼板が引張限界に達した点を表し、载荷サイクルの途中で破断が生じていると想定されるが、鋼板による減衰性能は確認できる。しかし、鋼板の板厚が薄いため、図 15 から得られる 1 ループ当たりのエネルギー吸収性能は 6.96(kN・m)であり、既往の平板

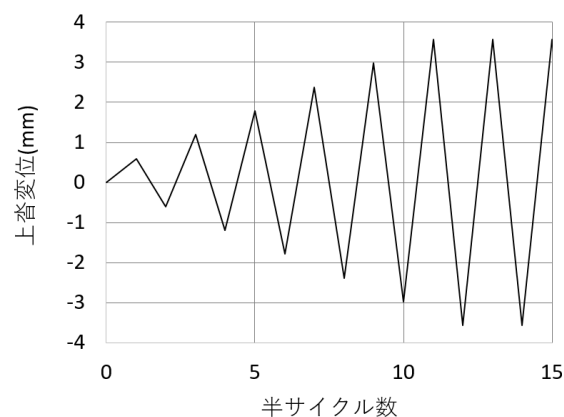


図-14 载荷方法

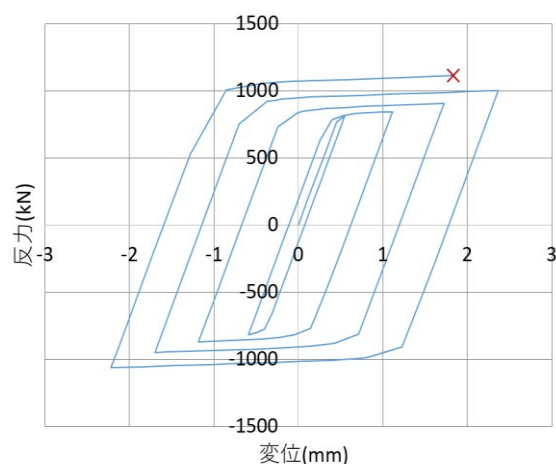


図-15 繰り返し载荷による履歴曲線

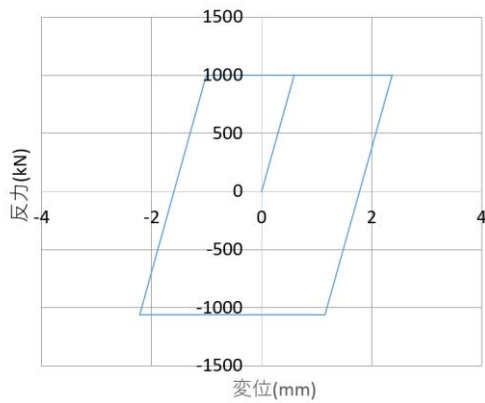


図-16 理想化した履歴曲線

型のせん断パネル型ダンパーのエネルギー吸収性能が $19.2(\text{kN}\cdot\text{m})^{\text{a}}$ であることと比較すると、エネルギー吸収性能は大きくないことがわかる。

5. 結論および考察

本研究では、水平2方向に剛性の異なる支承部の開発を目標とし、従来型のゴム支承に平鋼板を併設する構造に着目し、水平2方向の剛性と、橋軸方向の減衰性能について検討した。その結果、以下のような結論を得た。

- (1) 鋼板を併設すると、橋軸直角方向には鋼板のせん断抵抗によりゴム支承のせん断変形が抑制され、従来型のサイドブロックを用いる場合よりも2.30倍程度大きな水平剛性が付与でき、大きな変位制限の発現が期待できる。
- (2) 鋼板を併設する場合、橋軸方向には鋼板が曲げ変形し、鋼板が塑性域に達する場合にも、従来型のゴム支承と同等な剛性を得ることができる。なお、橋軸直角方向との剛性差は629倍であった。
- (3) 鋼板に繰り返しせん断変形を受ける場合には、鋼板がせん断パネル型ダンパーのように機能し、従来のダンパーと比べると減衰性能は劣るものの、ある程度の減衰性能を発揮することが確かめられた。

以上から、ゴム支承に鋼板パネルを導入すると、従来型のサイドブロックを併設した構造より、支承の設置面積が約0.45倍小さい支承構造により、変位制限機能が提供できることが確認できた。しかし、圧縮変形への追従や、曲げ変形による軸方向へ追従および、繰り返し荷重の作用に対する疲労に関してさらなる検討が必要である。これらの課題解決のため、併設する鋼板を波形にした構造を検討中である。

参考文献

- 1) 党紀，五十嵐晃，村越雄太：高減衰ゴム支承の水平2方向・第ひずみ変形時の挙動を表現した2方向復元力モデルの開発，土木学会論文集 A1，Vol.72，No.2，pp.250-262，2016。
- 2) 五十嵐晃，党紀，村越雄太，伊藤俊彦：免震ゴム支承の水平2方向復元力特性に関する載荷実験及び復元力モデルの比較検討，土木学会論文集 A1，Vol.69，No.4，pp.311-325，2013。
- 3) 山田政雄，卜部藍，太田義弘，木村秀樹，毛井崇博：構面外に設置した耐震補強壁に関する研究 その1 実験概要，日本建築学会大会学術講演便概集 pp.829-830，2016。
- 4) 麻生直木，相沢覚，池田崇，金子洋文，木村秀樹，毛井崇博，平川恭章，中根一臣：波型鋼板耐震壁の力学性状に関する研究 その1 実験概要，日本建築学会大会学術講演便概集 pp.1123-1124，2016。
- 5) 渡辺孝一，久保全弘：波型鋼板ウェブ桁の面内曲げ性能，土木学会論文集 A Vol.62，No.2，pp.323-336，2016。
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp.110，2018。
- 7) 鴨下直登，濱口弘樹，谷佑馬，鈴木重信，鶴野禎史：約30年使用した積層ゴムの経年変化調査，日本建築学会技術報告集，第24巻，第56号，pp.41-46，2018。
- 8) 小池洋平，谷中聡久，宇佐美勉，葛漢彬，尾下里治，佐合大，高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.54A，pp.372-381，2008。

(Received August 30, 2019)

STUDY ON PERFORMANCE OF RUBBER BEARING WITH FLAT STEEL PLATE

Kosuke MINE, Masahide MATSUMURA and Kunitomo SUGIURA

After the earthquake in 1995 in Japan, seismic isolation rubber bearings were widely used in bridges to prevent damage from earthquakes. In order to support vertical loads, seismic isolation rubber bearings require a larger bearing area than steel bearings, and it is common to install huge side blocks at the end of bridges to suppress deformation in the direction perpendicular to the bridge axis. However, the existing bridge supports are narrow and difficult to secure a sufficient area, so it is desirable to have a simpler structure.

Therefore, in this study, the aim is to change the rigidity by arranging thin steel plates vertically on a conventional rubber bearing to form a composite structure, and to analyze the deformation in the perpendicular direction without using side blocks. It was examined. In the analysis, the load designed in the conventional bearing was applied in each of the two horizontal directions, and the stiffness was calculated from the load and the amount of deformation. It was confirmed that the difference in rigidity in the horizontal biaxial direction was about 629 times that of the bridge axis direction and the right angle direction, and that it had the function of suppressing horizontal deformation equivalent to the conventional one in the right angle direction.