

長大トラス橋の床組免震構造における ゴムばねの設計と性能

鵜野禎史¹・金治英貞²・米谷作記子³・東谷修⁴・大濱浩二⁵

¹正会員 川口金属工業株式会社 技術本部技術一部（〒332-8502 埼玉県川口市宮町18-19）

^{2,3}正会員 工修 阪神高速道路公団 大阪建設局建設企画部設計課（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

⁴正会員 工修 日立造船株式会社 設計本部橋梁設計部（〒550-0002 大阪市西区江戸堀2-6-33）

⁵正会員 横河工事株式会社 大阪橋梁本部構造技術部（〒550-0004 大阪市西区靱本町1-4-12）

1. まえがき

長大橋のレベル2地震動に対する地震時性能向上策として、道路面である床組構造を免震化させる方法（以下、「床組免震構造」）がひとつの有効な手法とされている¹⁾。また、その装置としてはゴム支承系とすべり支承系に大きく分類できるが、ここでは、既設橋梁への適用の観点から既存支承の設置空間を考慮し、支承高の低いすべり支承を鉛直支持装置とする「すべり免震支承システム」に着目している。つまりここで対象としたのは、「すべり免震支承システム」を用いた「床組免震構造」である。システムと呼んでいるのは、免震機能を期待する装置としてのすべり免震支承の他に、復元力と周期調整、さらに場合によっては減衰付与の役割を果たす装置として水平荷重分散装置が用いられることによる。前者のすべり免震システムは、兵庫県南部地震以降、採用されはじめた構造²⁾であり今では機能分離型支承のひとつの形態としても整理可能である^{3,4)}。なお、水平荷重分散装置は地震時の床組慣性力を主構に分散支持させる装置であり、すべり免震支承と独立、分離させることで、材質や寸法の調整により水平方向の剛性（橋梁の固有周期）をある程度柔軟に変化させることができる。このため、長周期化を図ることと復元力を有するといった同等の性能に加えて長期的な安定を維持することができるものであればいかなるデバイスでも良いが⁵⁾、ここでは積層ゴムデバイスを用いた検討とし、以下、この装置を限定する意味で「ゴムばね」と呼ぶ。

長大橋の固有周期は一般に長周期であることから、ここに用いられるゴムばねは低い水平剛性を有するものが要求されるとともに大きな水平変位量が要求されることが特徴である。今回対象とした橋梁である阪神高速道

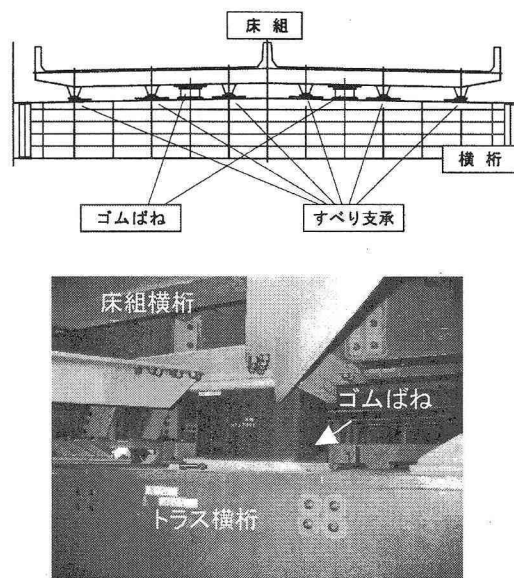


図-1 対象とした床組免震構造とゴムばね

路湾岸線の港大橋は橋長980m（側径間235m＋中央径間510m＋側径間235m）のゲルバートラス橋であり、免震化される床組固有周期として3.0秒、設計変位として約60～70cmが要求された¹⁾。図-1に対象とした床組免震構造とゴムばねを示す。

このゴムばねは、積層構造としているが鉛直荷重を受け持たないため、従来から使用されている積層ゴム支承とは異なる性能が設計上要求されることになる。また、設計とは別に、これらの特性（低水平剛性、無鉛直力载荷）に対して、これまで蓄積されていた積層ゴム支承に関する水平ばね性能および破断特性がそのまま適用できるかは未解明な点もある。以下、これらの特徴的な設計概要を述べるとともに、対象ゴムばねの性能試験による

検証結果を報告する。

2. 設計概要

(1) 全体解析とゴムばね最適化

すべり免震支承システムに対する地震時要求性能は、対象橋梁の3次元全橋モデルを用いた時刻歴応答解析によって決定した。解析上、すべり支承とゴムばねは、簡略化のために一体化して等価線形ばねとしてモデル化を行い、繰り返し動的解析により支承システムの最適性能を決定し、さらにそこからゴムばねの水平剛性を決定している。

ここで、橋軸方向地震動に対し最も影響を受ける定着桁下弦材トラス部材に着目して、固有周期をパラメータとして床組応答低減を検討した結果を示す(図-3)。なお、図中の点線枠は許容軸力を上回る領域である。この結果から、固有周期を3.0秒に設定すれば、下弦材が弾性挙動を示し主構全体が許容値内に収まることになる。また、3.5秒を超えると応答低減効果が鈍化してくることもわかる。

次に、床組変位(=ゴムばねせん断変形に伴う水平相対変位(以下、ゴムばね相対変位)=すべり支承相対変位)に着目し、すべり免震支承摩擦係数 $\mu=0.06$ として床組固有周期をパラメータとした解析を行った。図-4はその結果であるが、床組固有周期が0.25秒増大すると、床組変位が約10%増大することがわかる。実構造を考えると、設計変位を70cm以上とすることは大きな構造改変を伴うことから、不確定要素も考慮しながら応答低減効果と床組変位量を総合的に勘案し、固有周期の設定は3.0秒を基本とするに至った。

なお、このときの全橋の橋軸方向固有周期は、約3.3秒となり、現橋の橋軸一次固有周期の約2.8秒と比べて長周期化していることを確認している。さらに、すべり免震支承とゴムばねを別々に忠実にモデル化した解析も実施するとともに、別途実施された高速度領域でのすべり免震支承の特性試験結果も勘案し最終的な設計諸元を設定している。なお、上記特性試験により、地震時に摩擦係数 μ が0.03まで低下する可能性があることが判明したため、ゴムばねの再設計を行い、床組固有周期3.0秒を維持した。

(2) ゴムばね配置

橋梁の構造面に言及すると、床組を支持している主構トラスの横桁として、I形断面と箱形断面の2種類があり、後者にはウェブに縦リブを有するものと有しないものがある。ゴムばねを設置する箇所については、橋軸方向の水平力に対して抵抗力が不足するI形横桁を回避

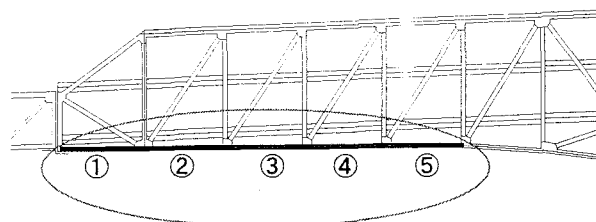


図-2 着目する下弦材の位置

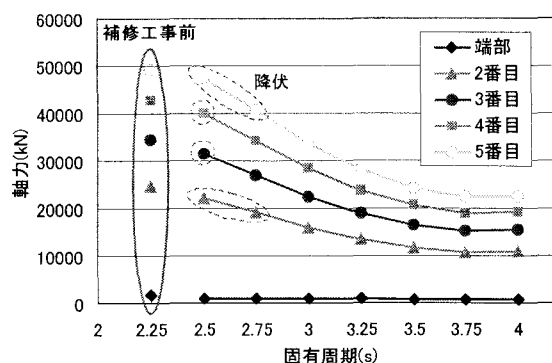


図-3 床組固有周期と主構下弦材軸力の関係
(すべり免震支承摩擦係数0.06の場合)

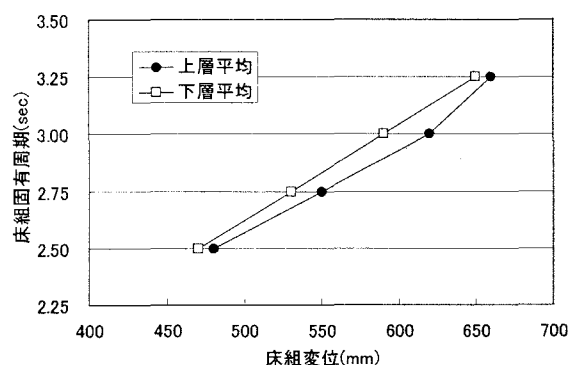


図-4 床組変位と床組固有周期の関係
(すべり免震支承摩擦係数0.06の場合)

し、さらに、ウェブに縦リブを有しない箱形横桁については圧縮補剛板の規定⁹⁾を満足しないため、縦リブを有する箱形横桁にのみ設置する方針とした。

図-5に、対象橋梁の半橋分の床組パネルの配置とゴムばね設置位置を示す。ここで各床組パネル(連続化している床組単位)の全長は図に示すように大きく異なり、また地震時慣性力も大きく異なることから、ゴムばねはこれに応じて各床組パネルに2または3箇所(横桁)に設置することとした。ところで、一横桁上に着目した場合、ゴムばねの個数は少ないほど周辺取り付け部材も少なくなり経済的と思われるが、横桁中央に1個配置する場合、次の2点の問題が生じることが判明した。

- ①地震時に横桁に作用する曲げモーメントが大きくなり、横桁が降伏する箇所が発生する。

表-1 ゴムばねの形状および諸元

	設計 移動量 (mm)	せん断 弾性係数 (N/mm ²)	ゴム平面寸法		積層部			水平剛性 (N/mm)	一次形状 係数 S ₁	二次形状 係数 S ₂
			橋軸 a (mm)	橋軸直角 b (mm)	一層厚 t _e (mm)	層数	ゴム層厚 Σt _e (mm)			
Type-1	690	1.2	580	580	14	20	280	1442	10.36	2.07
Type-2	710	1.2	580	380	11	26	286	925	10.44	2.03
Type-3	730	1.2	590	560	14	21	294	1349	10.26	2.01
Type-4	660	1.2	560	380	11	24	264	967	10.29	2.12
Type-5	680	1.2	650	650	16	17	272	1864	10.16	2.39
Type-6	650	1.2	610	610	15	18	270	1654	10.17	2.26

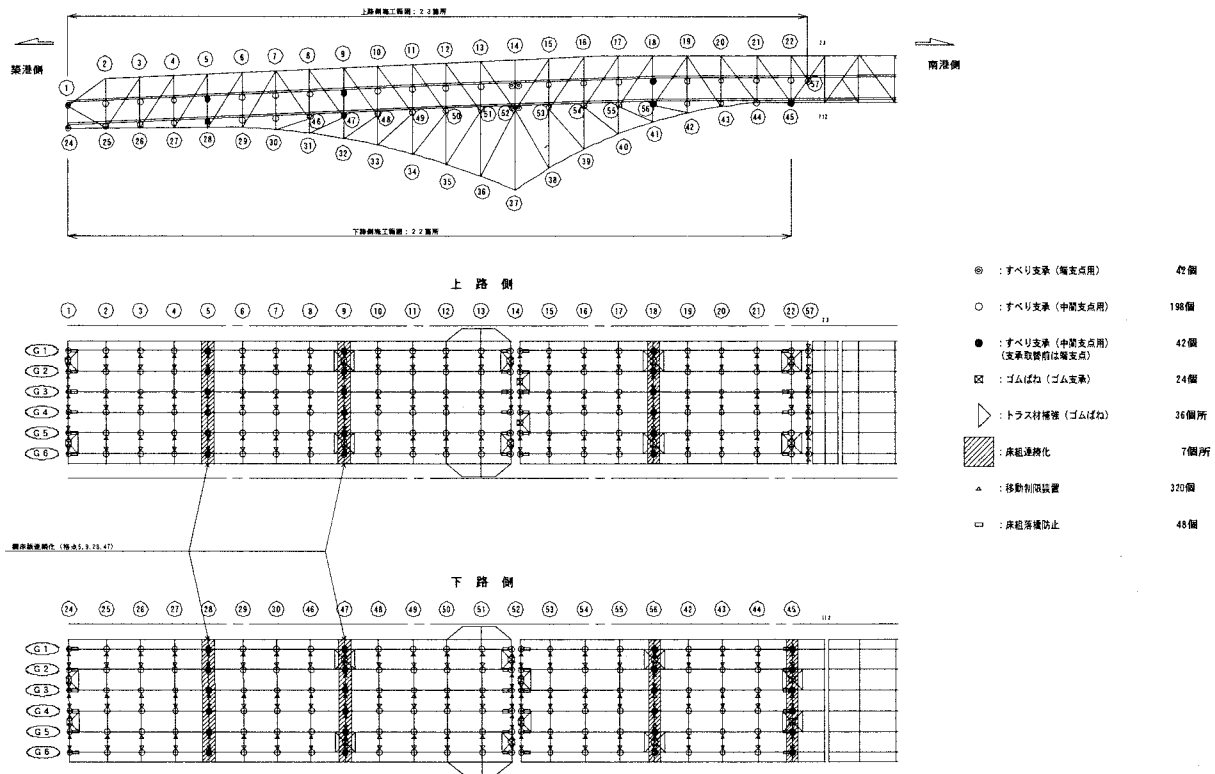


図-5 床組パネルとゴムばね配置 (半橋分)

②平面寸法が大きくなり、横桁上に設置することが出来ない箇所が発生する。

そのため、一横桁上に2個ずつ設置することで、横桁に作用する曲げモーメントを低減して降伏を回避し、またゴムばね1個あたりの平面寸法を小さくして横桁上に設置可能な寸法とした。

(3) ゴムばねおよび取り付け部材の設計

一般に積層ゴム支保に関しては、設計変位と許容せん断ひずみ250%⁷⁾の関係から必要総ゴム層厚が決定され、さらに形状の安全性を示す一次形状係数、二次形状係数を考慮して平面寸法が決定される。しかし、前述した設計諸元を満足させる本ゴムばねは既設構造の限られたスペースに収める必要があることから、両形状係数を満足

させることは困難であった。

ここで、二次形状係数S₂は下式により算出され、幅と高さの比率を示すものである。道路橋示方書⁷⁾ではこれを4程度以上とするよう規定されている。

$$S_2 = \frac{a, b, d}{\Sigma t_e} \quad (1)$$

ここで、a,b,d: 矩形の場合は短辺の有効寸法、円形の場合は有効直径(mm)

Σt_e: 総ゴム厚(mm)

一般の積層ゴム支保の限界ひずみは350%~400%であるため、許容せん断ひずみを250%としているが、二

次形状係数を3として、面圧 6N/mm^2 の条件でせん断試験を行った結果では300%程度で破断する結果が報告されている⁹⁾。たとえば、二次形状係数が3の場合、300%以上の変形が生じるとラップ長がなく、一般的な鉛直支持機能を有する積層ゴム支承では荷重支持ができなくなることになる。このような考え方にに基づき、400%の変形までラップ長を確保できるよう、二次形状係数を4程度以上としている。

他方、建築分野の支承では二次形状係数には特に規定はないようで、必要となる変形量に対して支承が安定した性能が保持できればよいとされている。実際には各メーカーが製作している様々なタイプの製品を、構造物が必要とする性能に合わせて選定する場合が多く、製品の性能は各メーカーの試験により確認されている。

そこで、今回のゴムばねには水平荷重しか作用しないことを考慮し、二次形状係数の規定を緩和することとした。ただし、過度に細長い形状では挙動の安定性に懸念が生じる、つまり、背が高くなると曲げ変形の要素が加わりせん断バネが低下する可能性があることや、ゴム厚が大きいと加硫時の温度分布の影響などでばねなどの性能への影響が出てくる可能性があるため、建築分野での実績をもとに2程度以上を目安値とした。一次形状係数については阪神高速道路公団の「鋼上部構造耐震補強の設計施工手引き」⁹⁾に準拠し、10以上とした。表-1に、上記手法により決定したゴムばねの形状および形状係数を示す。なお、前述のすべり免震支承摩擦係数の変更(0.06から0.03への変更)に伴うゴムばねの再設計は本実験後であったため、表-1に示す寸法と実験供試体の寸法が異なっている。しかし、変更によって二次形状係数は実験供試体より大きくなっているため、問題は無い。

ところで一般に積層ゴム支承では、設計変位を超え破断に至る過程において水平剛性の上昇(ハードニング)が生じ、水平反力も大きくなる。このため、ゴムばね反力を伝達するトラス材やせん断を伝達する支承部品については、ハードニングによる反力増加を考慮して設計する方針とし、反力増加率として、後述の性能試験の結果を考慮して約1.8倍を用いることとした。

(4) せん断キー抜け出し防止対策

今回使用するゴムばねは、上査とソールプレートとの間に5mmの隙間を設け、鉛直反力を作用させない構造としている。動的解析結果によると、地震時には負反力はほとんど発生せず、またすべり免震支承部に浮き上がりを未然に防止する構造を別途設けているため、せん断キーが抜け出す可能性は低いと考えられる。しかし、兵庫県南部地震における既設支承の事例に見られるように、不慮の地震時挙動により図-6に示すようにせん断キーが

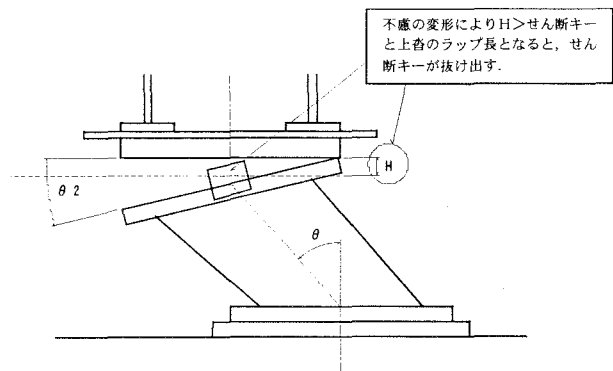


図-6 せん断キー抜け出しのメカニズム

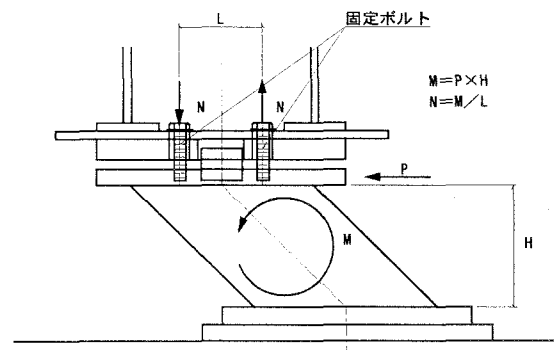


図-7 せん断キー抜け出し防止ボルト

抜け出した場合、ゴムばねは反力伝達機構を失い、床組免震が機能しなくなる。そのため、せん断キーの抜け出し防止対策を施すこととした。

対策としては、以下の2点の構造変更を行った。

1) せん断キー高さ

支圧強度によると、せん断キーと上査のラップ量は25mmで十分であるが、これを15mm増加し40mmとした。

2) 上査角変形防止構造

図-7に示すように、上査とソールプレートをボルトで固定して上査の角変形を防止することで、せん断キーの抜け出しを未然に防ぐこととした。

3. 試験概要

(1) 供試体

本試験に用いる供試体は実物大とし、表-1に示した6種類のタイプの内、摩擦係数変更によるゴムばね形状再設定前のものから、Type-1、Type-4の2種類を選択し、それぞれ供試体A、Bとした。各供試体の形状および寸法を図-8に示す。なお、ゴム材としては、せん断弾性係数 $G=1.2\text{N/mm}^2$ の天然ゴムを用いた。

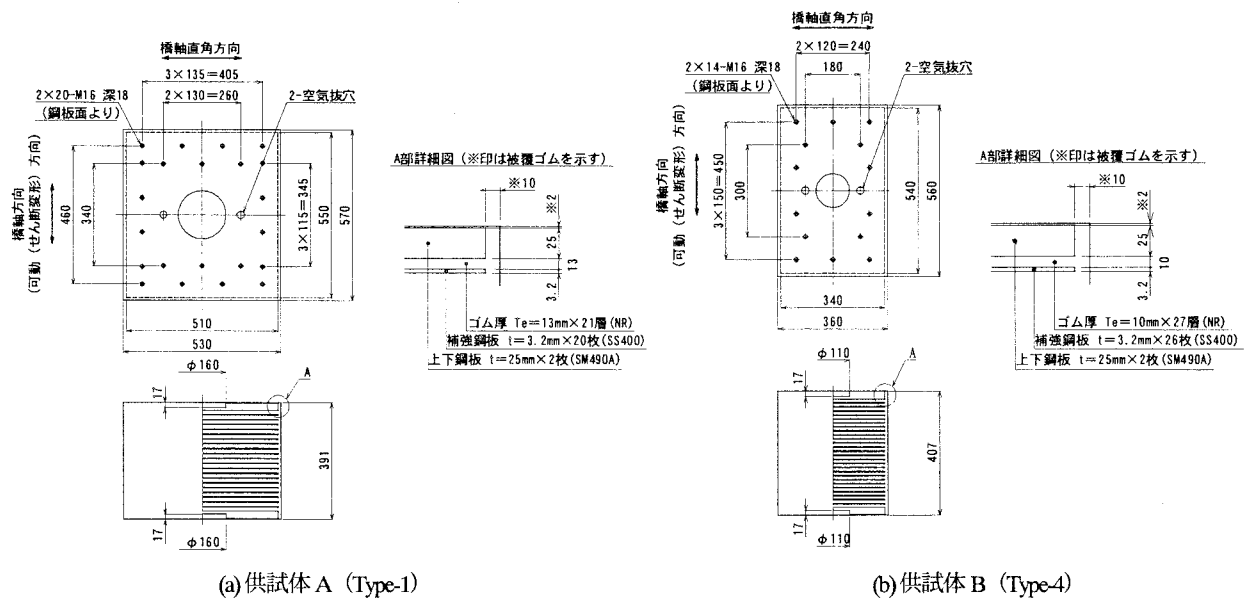


図-8 供試体詳細

(2) 試験機

試験は、最大鉛直荷重が26000kNの二軸載荷試験機を用いて行った。試験機能力の一覧を表-2に示す。試験に当たっては、鉛直方向に対し、せん断試験を無負荷で行う場合は変位制御とし、0.5N/mm²相当の鉛直荷重を載荷して行う場合は荷重制御とした。また、水平方向に対しては変位制御を行うこととした。入力波形は、正負繰返し水平加振時は正弦波を用い、せん断変形性能試験時は、一定速度による一方向への単一載荷とした。供試体の試験機への取り付けにあたっては、取付け用プレートを経由して行い、試験機面板と取り付けプレートおよび取り付けプレートと供試体は、ボルトにより固定することとした。

(3) 試験方法

a) 水平剛性試験

供試体A、Bの有する水平剛性を確認するために、正弦波による正負繰返し載荷試験を行った。試験条件の一覧を表-3に示す。

Case-1～4は、両供試体ともに共通に行った試験である。Case-1, 2, 4は、供試体に面圧0.5N/mm²相当の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ100%, 175%および250%に相当する水平変位による繰返し載荷特性試験を行い、供試体が所定のばね特性を確保していることを確認した。ここで、面圧0.5N/mm²相当としたのは、試験機の制御上および供試体が面圧依存性を有している場合を想定し、平面形状の異なる両供試体ともに同じ面圧条件となるように設定したものである。Case-3は、実橋梁に取り付けられるゴムばねの設置条件として鉛直荷重を支持しないことから、試験機の制御上の最小荷重として、

表-2 試験機能力一覧

最大鉛直荷重	26000kN
最大水平荷重	+13000kN -10000kN
最大水平変位	±1000mm
最大加振速度	19mm/sec

表-3 水平剛性確認試験条件一覧

供試体	番号	支圧応力度 (N/mm ²) [荷重(kN)]	せん断ひずみ (%) [変位(mm)]
A	Case-1	0.5 [140]	±100 [273]
	Case-2	0.5 [140]	±175 [478]
	Case-3	0 [50]	±175 [478]
	Case-4	0.5 [140]	±250 [683]
B	Case-1	0.5 [92]	±100 [270]
	Case-2	0.5 [92]	±175 [473]
	Case-3	0 [50]	±175 [473]
	Case-4	0.5 [92]	±250 [675]
	Case-5	0.5 [92]	±175 [473]
	Case-6	0.5 [92]	±250 [675]

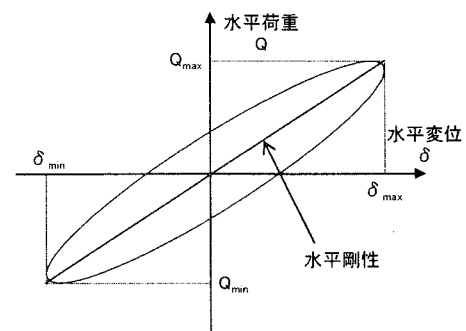


図-9 水平剛性の模式図

50kNを載荷した状態でせん断ひずみ175%による繰返し載荷を行い、鉛直荷重の違いによる水平剛性の違いについて検証した。また、供試体Bについては、Case-5、6として、Case-4の積層ゴムの許容値に相当するせん断ひずみ250%による試験を行った後、再度せん断ひずみ175%および250%の試験を行い、大変形を与えた前後による水平剛性の変化について検証した。なお、加振回数は、すべての試験に対して、地震時水平力分散支承において荷重－変位特性が安定するとされる3回とし、3回目の水平剛性の値を当該条件における特性値とした。ここで、水平剛性は図-9の模式図に示すように、実験から得られた荷重－変位曲線の勾配とした。また、試験は両供試体ともケース番号順に行った。

b) せん断変形性能試験（破断試験）

水平剛性確認試験終了後、供試体のせん断変形性能（破断性能）を確認するための試験を行った。試験方法は、面圧 0.5N/mm^2 相当の鉛直荷重を載荷した状態で、一方向に徐々にせん断変形を与えていき、供試体が破断した時点のせん断ひずみおよび破断荷重を測定した。ここで、破断した時点とは、最大水平荷重を示した時点进行う。

4. 試験結果

(1) 水平剛性試験

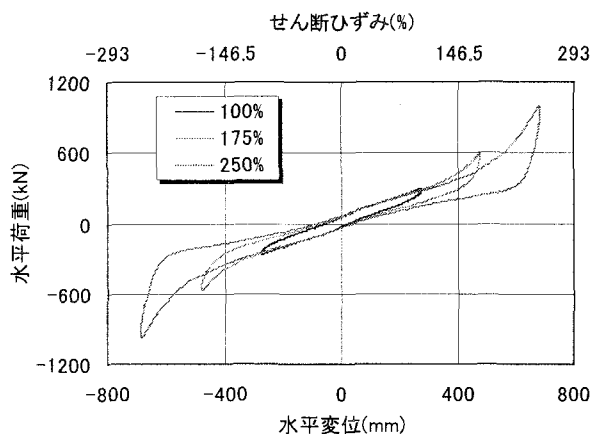
Case-1, 2, 4における水平剛性試験の結果を表-4に、また、両供試体の各ひずみ時の加振3回目の荷重－変位曲線を重ね書きしたものを図-10に示す。表-4よりCase-2における設計値に対する測定値のばらつきは $\pm 4\%$ 程度であり、一般的に使用されているゴム支承の品質管理基準である $\pm 10\%$ 以内に収まっていることから、ほぼ要求性能を満たしていると考えられる。図-10において、せん断ひずみ250%時の履歴曲線は、せん断ひずみ200%付近からハードニングにより逆S字状の立ち上がりを示しており、通常のゴム支承と同様な性質を示していると考えられる。

表-5は、鉛直荷重の違い（Case-2, 3）による水平剛性の変化を示したものである。Case-3（無負荷）とCase-2（面圧 0.5N/mm^2 相当の鉛直荷重を載荷）を比較すると、Case-3の方が若干小さな値を示している。しかし、その変化率は最大でも15%程度と小さく、鉛直荷重の違いによる差はほとんどないと考えられる。

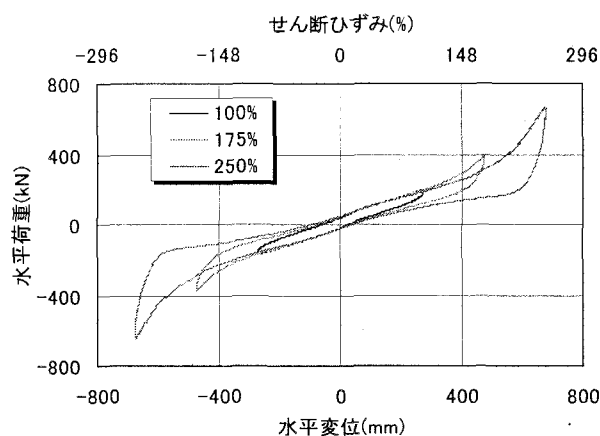
表-6は、供試体Bにおける大変形（せん断ひずみ250%）を経験した前後のせん断ひずみ175%と250%における水平剛性の変化を示したものである。また、図-

表-4 Case-1, 2, 4における試験結果

供試体	番号	水平剛性		
		設計値 (N/mm)	測定値 (N/mm)	比率
A	Case-1	—	1011	—
	Case-2	1233	1188	0.964
	Case-4	—	1384	—
B	Case-1	—	666	—
	Case-2	816	786	0.963
	Case-4	—	925	—



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B

図-10 各せん断ひずみにおける履歴曲線

表-5 鉛直荷重の違いによる水平剛性の変化

供試体	番号	測定値 (N/mm)	Case - 3 Case - 2
A	Case-2	1188	0.985
	Case-3	1170	
B	Case-2	786	0.998
	Case-3	784	

表-6 大変形（250%）経験の違いによる水平剛性の変化

せん断ひずみ (%)	番号	測定値 (N/mm)	Case - 5 Case - 2
175	Case-2	786	0.869
	Case-5	683	
250	Case-4	925	0.974
	Case-6	901	

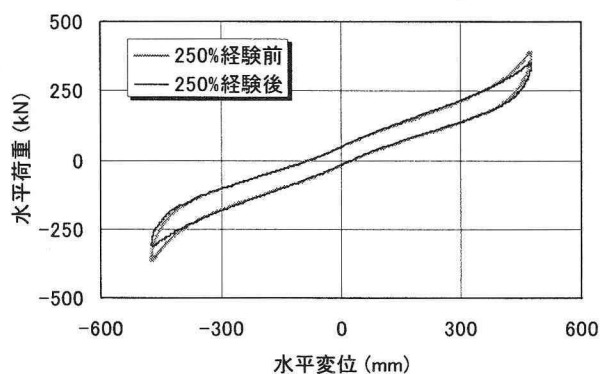


図-11 せん断ひずみ175%における大変形経験前後の履歴曲線

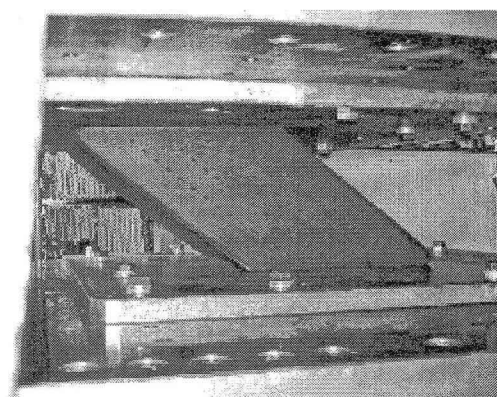
11はせん断ひずみ175%時における大変形経験前後の履歴曲線を重ね書きしたものである。Case-2（大変形経験前）を基準とした場合のCase-5（大変形経験後）の比率は、せん断ひずみ175%において-13.1%と大変形経験前に比べ小さくなっている。同様に、せん断ひずみ250%において、大変形経験後の比率は、-2.6%と小さい結果となっている。これは、大変形が同等の変形量であることから、大変形の経験による影響が現れなかったことによると考えられる。

図-12は、水平剛性試験時における供試体Aの状況を示したものである。どのせん断ひずみにおいても、側面の形状はきれいな平行四辺形を示しており、一次形状係数を10程度にしたことにより、安定した変形を示していると考えられる。また、せん断ひずみ250%においては、二次形状係数が2.01であることから、上下鋼板がラップしていない状態であっても正の鉛直荷重を負荷させていないため、座屈等の現象を起こさずに水平バネとしての性能を発揮していると考えられる。

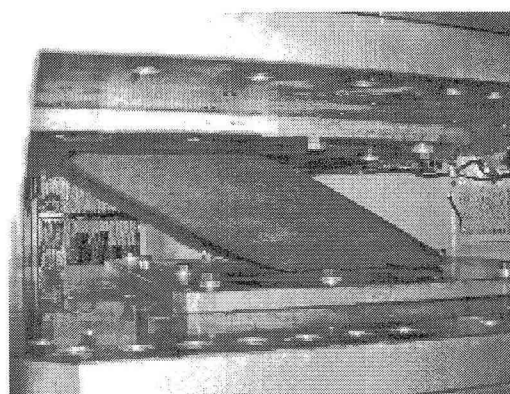
(2) せん断変形性能試験

せん断変形性能試験の結果を表-7に、また供試体Aにおける荷重－変位曲線を図-13に示す。

両供試体ともに破断ひずみは、約280%であった。これは、設計における許容せん断ひずみ250%を上回るものであり、破断ひずみから評価すると、1割程度の安全率を有していると考えられる。ただし、破断荷重は、供試体Aの場合、設計上の水平剛性（1233N/mm）より求ま



(a) せん断ひずみ175%時



(b) せん断ひずみ250%時

図-12 供試体の試験状況

表-7 せん断変形性能試験結果

供試体	破断ひずみ(%) [破断変位(mm)]	破断荷重 (kN)
A	276.7 [755.4]	1463
B	282.8 [763.6]	1064

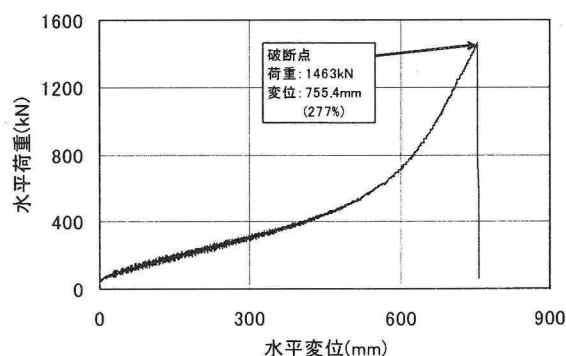


図-13 供試体Aにおける荷重－変位曲線

るせん断ひずみ250%時の設計水平荷重（841.5kN）に対し1.74倍の耐荷力を有しており、同様に、供試体Bも設計上の水平剛性（816N/mm）より求まるせん断ひずみ250%時の設計水平荷重（550.8kN）に対し1.93倍の耐荷

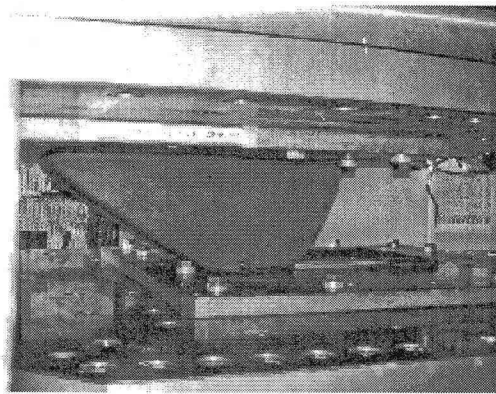


図-14 破断時の状況

力を有していることから、耐力力で評価すると十分な安全性が確保されていると考えられる。破断時の状況を図-14に示す。なお、破断部位は、ゴムばねの下鋼板側1層目であった。

5. まとめ

本稿では、長大トラス橋に実用されているすべり免震支承システムにおいて必要とされた、鉛直力を受け持たない、低剛性のゴムばねに関する設計概要と性能試験結果を紹介した。得られた知見はおおよそ次のとおりである。

- 1) 長周期構造物である長大橋の床組免震構造においては、低剛性で大変位のゴムばねが要求され、既設橋梁での適用では規定の形状係数を満足することが困難である。このため、鉛直力を支持しない構造特性を考慮して、二次形状係数を緩和することを前提とした設計がひとつの方策である。
- 2) 設計においては、摩擦係数との相互作用を考慮することが重要であり、主構造断面力低減効果と応答変位のバランスを考えた水平剛性を設定する必要がある。構造細部においては、その配置、取り付け部材に対するゴムばねハードニングの考慮などが重要となる。
- 3) 二次形状係数を2程度とした供試体を用いた性能試験により、設計上懸念された水平剛性のばらつきについては設計上問題ないことが確認された。また、上下鋼板がラップしない、250%せん断ひずみ時においても座屈は発生しなかった。これは、一次形状係数を高めに設定することにより安定した変形性能を確保したことが一助となっていると考えられる。
- 4) 同じく性能試験では、鉛直荷重を支持しない条件においてもばね性能は非常に安定しており、試験条件の範囲内では面圧依存性はみられなかった。
- 5) 破断ひずみは、280%程度であり、通常の二次形状係

数が4を確保されている積層ゴム支承では300%以上の性能があると考えられることから、若干低い傾向を示している。ただし、二次形状係数が今回のゴムばねと同程度の積層ゴム支承と比較した場合、所定のばね性能が得られなかったり、座屈により早期に破断すると考えられることから、鉛直荷重が負荷されないゴムばねの場合の破断ひずみは通常の積層ゴム支承とは異なった性能を示すと考えられる。また、ハードニングはせん断ひずみ200%を超えたぐらいから確認されており、通常の積層ゴム支承と比較しても差異のない結果であった。

本床組免震構造は既設長大トラス橋に適用したものであるが、レベル2地震動に対して耐震性能が満足できない、床組が分離しているアーチ橋などの既設長大橋にも適用可能である。また、新設橋梁の免震構造にも適用可能な構造である。このため、ここで検討した長周期構造物対応のゴムばねの必要性は今後とも高いものと思われる。本検討が今後の実構造物設計の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 金治英貞, 高田佳彦, 鈴木直人, 美濃智広, 東谷修, 大濱浩二: 長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強策と応答低減効果, 土木学会地震工学論文集, 2003.11
- 2) 吉川実, 金治英貞, 宇野裕恵: 兵庫県南部地震により被災した既設PC高架橋の免震復旧構造, 土木学会 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, 1996.11
- 3) 伊津野和行, 袴田文雄, 中村一平: 機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究, 土木学会論文集 (No.654, I-52), 2000.7
- 4) 玉木利裕, 小川一志, 河東鎬, 鵜野禎史, 比志島康久: 摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討, 鋼構造年次論文報告集第7巻, 1999.11
- 5) 阪神高速道路公団: すべり免震支承システムの設計手引き(案), 2003.5
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編, 2002.3
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編, 2002.3
- 8) 鵜野禎史, 森重行雄, 今井隆, 竹之内勇: 天然ゴム系ゴム支承のせん断変形特性, 第2回免震・制震コロキウム講演論文集, 2000.11
- 9) 阪神高速道路公団: 鋼上部構造耐震補強の設計施工手引き, 2003