

せん断力を受ける橋梁用積層ゴム支承の 限界状態の設定方法の提案

余野智哉・高野 真・澤田 守・大住道生

1. はじめに

平成29年の道路橋示方書¹⁾(以下「道示」という。)では、橋の性能のひとつに耐荷性能が位置づけられ、限界状態設計法、部分係数法が導入された。支承部においても限界状態を明らかにし、限界状態を超えないことを照査するための特性値や制限値を設定することが求められる。しかし、積層ゴム支承に対しては、これらの要求事項を検証するための実験による力学的特性に基づく指標や閾値に関する研究データが十分でないのが現状であった。そこで、国内支承メーカー9社との共同研究において、せん断力を受ける積層ゴム支承の力学特性に関する実験を行った。本研究では、その結果を用いて積層ゴム支承の限界状態を設定することを目的として検討を行った。本稿では、その結果の主な内容を報告する。

2. 道路橋示方書の限界状態の定義

平成29年の道示において、橋が所要の耐荷性能を満足するために求める状態に留まることを照査するにあたっては、橋の状態を区分するための橋の限界状態を適切に設定することが標準とされている。また、支承部の限界状態については以下のように示されている。

限界状態1は、挙動が可逆性を有する状態および支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態、そして部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態である。

限界状態2は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態である。

限界状態3は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることに

より支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態である¹⁾。

これらの設定にあたっては、支承に求められる荷重伝達、変位追従等の機能が失われる状態が明らかであり、その状態に至らないとみなせる安全性が確保できること、地震による繰返し作用に対して強度の低下が生じず安定して挙動すること等の力学的特性が実験により明らかである範囲を考慮して行わなければならないことが示されている。また、支承の荷重と変位の関係、減衰特性等の力学的特性を評価する方法が明らかである範囲を考慮して行わなければならないことも示されている。

設計において限界状態を超えないことを照査するためには、状態を表す物理指標を選定し、その物理指標で、限界状態を超えないことを確認するための照査基準を選定することが必要となる。本研究では、照査基準を用いてせん断力を受ける積層ゴム支承の限界状態を超えないと見なせる点(以下、単に「限界状態」という。)を設定するための検討を行った。

3. 試験方法

3.1 供試体諸元

供試体は、道路橋で使用される積層ゴム支承のデータを広く取得するため、国内支承メーカー9社の製品で、一般的な弾性支持型の積層ゴム支承126体(表-1)とした。供試体の選定にあたっては、支承平面寸法、座屈荷重や水平剛性に影響する二次形状係数(=支承本体のゴムの総厚に対する支承の短辺の比)のばらつき等を考慮し、実際に使用される範囲をできるだけ網羅できる条件とした。図-1に支承一辺の寸法と二次形状係数の関係を示す。供試体のせん断弾性係数(G_e)は、一般的な支承に用いられるゴム材料のうち、破断ひずみが平均的に最も小さい材料である 1.2N/mm^2 とした。これにより、破断に対する限界状態を考える際、安全側の値が得られることとなる。

表-1 供試体諸元

平面寸法 a × b (mm)	ゴム厚			鉛プラグ		一次 形状係数 S1 (-)	二次 形状係数 S2 (-)	供試 体数 (体)
	1層厚 te (mm)	層数 n (層)	総厚 Σte (mm)	本数 m (本)	直径 φ (mm)			
地震時水平力分散型ゴム支承								
240 × 240	7	5	35	-	-	8.57	6.86	8
	7	8	56			8.57	4.29	7
	7	10	70			8.57	3.43	7
	10	3	30			6.00	8.00	2
	10	4	40			6.00	6.00	3
	10	5	50			6.00	4.80	2
	10	6	60			6.00	4.00	3
	10	7	70			6.00	3.43	2
	10	8	80			6.00	3.00	3
	10	9	90			6.00	2.67	2
400 × 400	11	5	55	-	-	5.45	4.36	8
	12	5	60	-	-	8.33	6.67	1
	18	5	90	-	-	5.56	4.44	1
600 × 600	16	6	96	-	-	6.25	4.17	1
	18	5	90	-	-	8.33	6.67	1
一次形状係数範囲：5.45~8.57						合計＝		54
二次形状係数範囲：2.40~8.00								
免震支承【鉛プラグ入り積層ゴム支承】								
240 × 240	7	5	35	4	φ34.5	8.01	6.86	8
	7	5	35	1	φ70	8.00	6.86	1
	7	8	56	4	φ34.5	8.01	4.29	8
	7	10	70	4	φ34.5	8.01	3.43	8
	11	5	55	4	φ34.5	5.10	4.36	7
400 × 400	11	5	55	1	φ70	5.09	4.36	1
	9	10	90	1	φ115	10.39	4.44	1
	11	6	66	1	φ115	8.50	6.06	1
	12	5	60	4	φ57.5	7.79	6.67	1
	16	6	96	1	φ115	5.84	4.17	1
600 × 600	18	5	90	4	φ57.5	5.19	4.44	1
	14	10	140	4	φ85	10.04	4.29	1
	17	5	85	4	φ85	8.27	7.06	1
1000 × 1000	22	6	132	4	φ85	6.39	4.55	1
	39	4	156	4	φ144	5.99	6.41	1
一次形状係数範囲：5.09~10.39						合計＝		42
二次形状係数範囲：3.43~7.06								
免震支承【高減衰積層ゴム支承】								
240 × 240	7	5	35	-	-	8.57	6.86	5
	7	8	56			8.57	4.29	4
	7	10	70			8.57	3.43	4
	11	5	55			5.45	4.36	5
400 × 400	16	3	48	-	-	6.25	8.33	2
	16	4	64	-	-	6.25	6.25	2
	16	6	96	-	-	6.25	4.17	3
	16	8	128	-	-	6.25	3.13	2
800 × 800	32	6	192	-	-	6.25	4.17	2
1000 × 1000	29	7	203	-	-	8.62	4.93	1
一次形状係数範囲：5.45~8.62						合計＝		30
二次形状係数範囲：3.13~8.33								

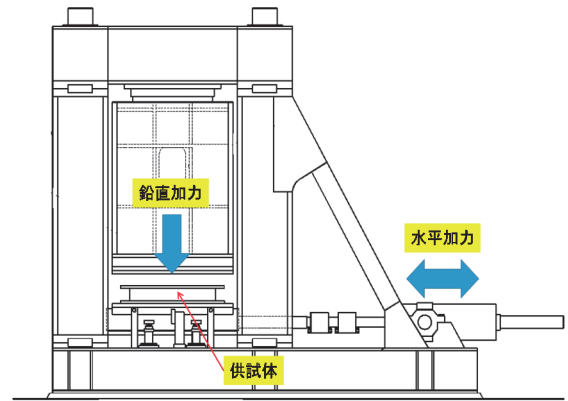


図-2 試験機概要図

表-2 载荷ステップ

载荷 ステップ	せん断 ひずみ	繰返し回数(回)	
		地震時水平力 分散型ゴム支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承 高減衰積層ゴム支承
1	175%	3	11
2	250%	6	6
3	300%	2	2
4	破断ひずみ	単調载荷 (破断するまで)	単調载荷 (破断するまで)



図-3 試験状況写真(ステップ4)

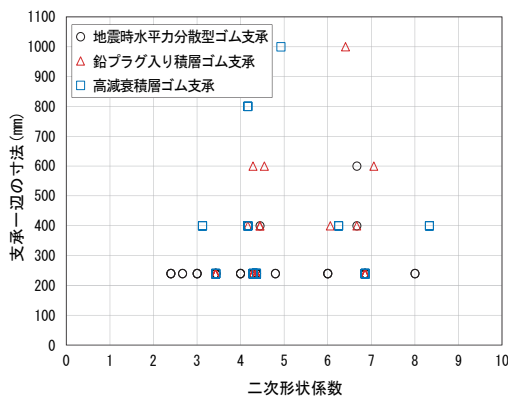


図-1 支承平面寸法と二次形状係数分布

3.2 試験条件

試験は、地震時に繰返しせん断力を受ける積層ゴム支承の力学特性および破断特性を把握するため、鉛直力が载荷された状態で繰返しせん断力を与えられるように、図-2に示すような二軸载荷試験機を用いて行った。载荷条件は、設計死荷重反

力相当として圧縮応力度6N/mm²を载荷した状態で、表-2に示す载荷ステップで水平方向に正負交番繰返し変位を与え、最後に図-3に示すような破断に至るまで単調漸増変位を与えた。

载荷方法は、国内で実際に観測された456成分の強震記録による地震応答解析結果²⁾を参考にするとともに、現行設計におけるレベル2地震動に対する許容変位に相当するせん断ひずみ250%を目安として、以下の通り決定した。

载荷ステップ1では、道路橋支承便覧³⁾に示されている製品検査における水平変位(=有効ゴム厚の175%)を正負繰返し与えた。繰返し回数は、地震時水平力分散型ゴム支承は、3回程度で履歴曲線が安定する傾向を示す³⁾ため3回とした。免震支承は、繰返し载荷による履歴の変化が大きく、

履歴が概ね一定値に落ち着く回数⁴⁾として11回とした。

载荷ステップ2では、レベル2地震動に対する設計上の許容変位に相当するせん断ひずみ250%を正負6回繰返し与えた。繰返し回数については、様々な固有周期の振動系を対象とした地震応答解析による検討結果から、レベル2地震動が作用した橋の応答では、最大振幅に対して5回程度の繰返し回数を考慮していれば安全側に評価できることが明らかになっている²⁾ことから6回とした。

载荷ステップ3では、さらに大きい水平力が作用した際でも、安定して履歴を描くことを検証するために、300%に相当する変位を正負繰返しにより载荷した。繰返し回数は、履歴曲線が閉じる2回とした。

载荷ステップ4では、積層ゴム支承の最大耐力を明らかにするために、単調载荷により破断や座屈などの耐荷機能が失われる損傷が生じるまでせん断変位を単調载荷で与えた。但し、試験機の能力の制約により、損傷が生じるまでの変位を与えることができなかった供試体もあった。

4. 試験結果および限界状態の考察

4.1 試験結果

試験の結果得られた、荷重 - 変位関係の例を図-4に示す。試験結果から、1回目の履歴は初期载荷の影響があり、2回目以降に比べて大きな履歴を描くこと、2回目以降は徐々に変化率が小さくなっていること、および载荷時のせん断ひずみが大きくなるに従い、荷重 - 変位関係の傾きが大きくなるハードニング現象が生じていることがわかる。

ステップ1の試験結果より得られた、支承平面寸法または二次形状係数に対するせん断剛性または等価剛性の実測値と設計値の比較を図-5に示す。これらの結果からは、支承平面寸法または二次形状係数とせん断剛性または等価剛性の実測値/設計値との明確な関係は認められなかった。

4.2 地震時水平力分散型ゴム支承の限界状態

エネルギー吸収を大きく期待しない地震時水平力分散型ゴム支承は、線形履歴でモデル化することが一般的であり、図-6に示す荷重 - 変位関係の正負の頂点同士を結んだせん断剛性が用いられる。

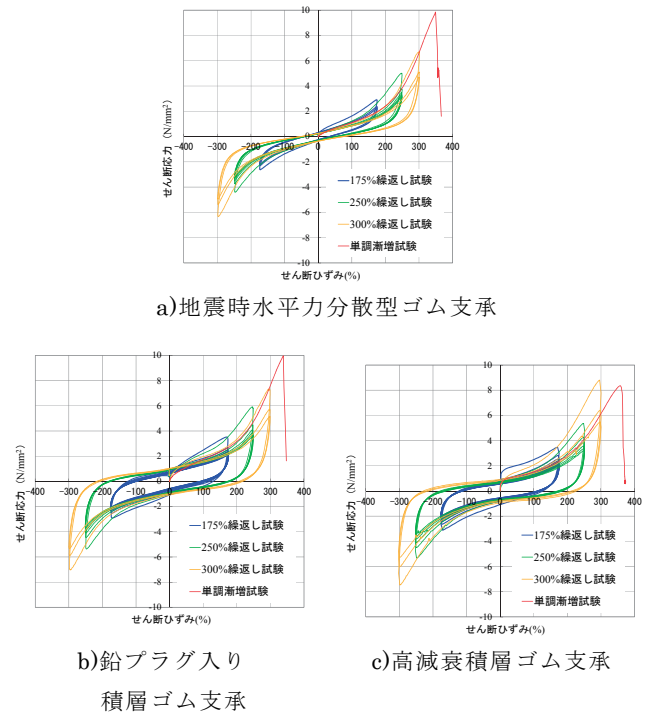
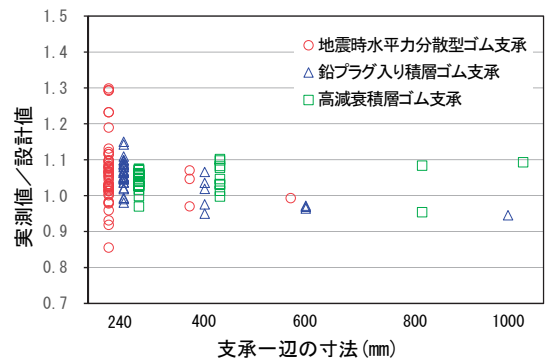
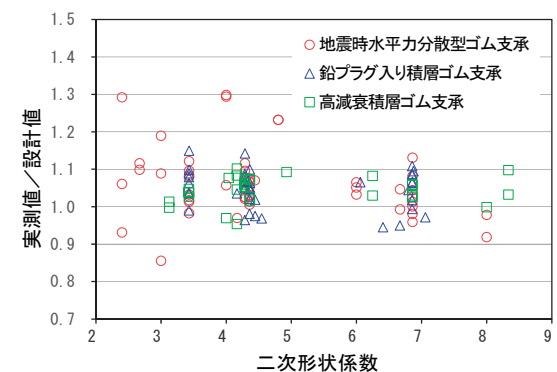


図-4 試験結果履歴の例



a) 支承一辺の寸法に対する分布



b) 二次形状係数に対する分布

図-5 ステップ1におけるせん断剛性または等価剛性分布

繰返し水平力が作用すると、履歴が変化し、せん断剛性も同様に变化する。繰返し作用に対して安定的な履歴となる観点からは、せん断剛性が所定の変化の中に収まる必要があると考えられる。ス

テップ2の結果によるせん断剛性の変化を図-7に示す。設計履歴モデルとして使用する3回目のせん断剛性に対して、4回目以降の各回のせん断剛性は、二次形状係数が4以上の供試体においては±10%以下の変化に収まっており、繰返し作用に対して安定した履歴挙動であり、限界状態1を超えない状態であると考えられる。

限界状態3に関して、図-8にステップ4まで載荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。二次形状係数が4以上の場合には座屈は見られなかった。また、二次形状係数が4以上のものは破断ひずみは概ね300%を超えていた。

地震時水平力分散型ゴム支承は、履歴減衰によるエネルギー吸収を考慮しない部材であるため、限界状態2は考慮しない。

4.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の限界状態

免震支承は、弾性応答といえる範囲で荷重 - 変位関係に非線形性を有しており、履歴吸収エネルギーによる減衰性能を発揮する。そのため、橋の時刻歴応答解析において免震支承は図-9に示すような非線形履歴モデルによりモデル化することが一般的である。従って応答の再現性を確保するためには、支承の繰返し作用に対する応答における二次剛性が安定していることが必要であると考えられる。

ステップ1の結果による二次剛性の変化を図-10に示す。設計における履歴モデルとして使用する5回目の二次剛性に対して、6回目以降の二次剛性は、全ての供試体が±10%以下の変化率となっている。繰返し作用に対して安定した履歴挙動であり、限界状態1を超えない状態であると考えられる。なお、既存の研究⁵⁾では250%のせん断ひずみを100回繰返し載荷した場合には、途中で最大耐力が低下し、履歴が安定しなくなる結果が報告されており、250%では履歴が安定しない。

ステップ1～3における等価減衰定数の分布を図-11に示す。エネルギー吸収を期待する免震支承は、繰返し作用に対し、設計で想定するエネルギー吸収が確保される必要がある。このため、図-9に示す等価減衰定数が設計値以上であることが求められる。せん断ひずみが大きくなるにしたがって、等価減衰定数は減少する傾向となっている。250%せん断ひずみにおいて、設計で用いる

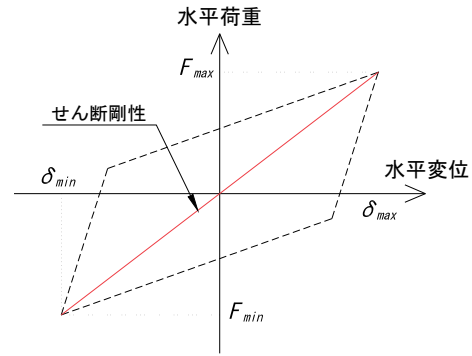


図-6 地震時水平力分散型ゴム支承の履歴モデル

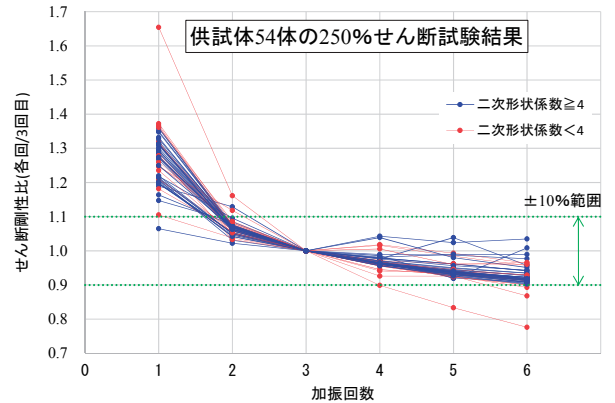


図-7 ステップ2におけるせん断剛性変化

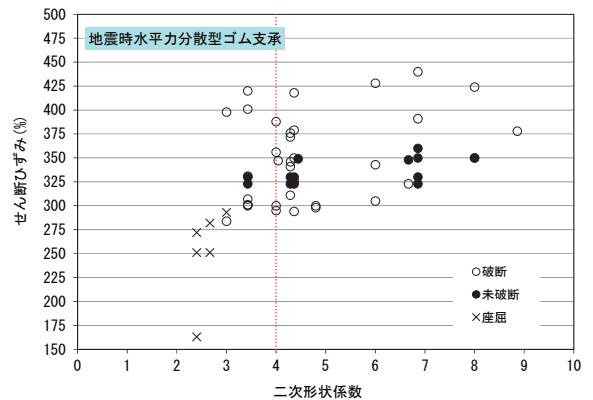


図-8 破断ひずみ分布

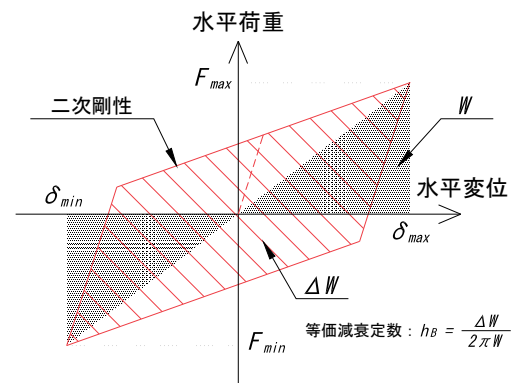


図-9 免震支承の履歴モデル

値(11%程度)以下となるデータが一部みられるものの概ね設計値以上となっている。この設計値以上となっているものについては、限界状態2を超えない範囲にあるといえる。

限界状態3に関して、図-12にステップ4まで載荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。ステップ4までの結果から、座屈が確認された供試体はなかった。また、破断ひずみは、250%を下回るものはなかったが、300%未満の供試体もあった。

4.4 高減衰積層ゴム支承の限界状態

4.3に前述するように、免震支承は応答の再現性を確保するためには、支承の繰返し作用に対する応答における二次剛性が安定していることが必要であると考えられる。ステップ1の結果による二次剛性の変化を図-13に示す。5回目の二次剛性に対して、6回目以降の二次剛性は、9割程度の供試体が±10%以下の変化率であり、この変化率に収まった供試体については、繰返し作用に対して安定した履歴挙動となっており、限界状態1を超えない状態であると考えられる。また既存の研究⁵⁾では250%のせん断ひずみを100回繰返し載荷した場合には、途中で最大耐力が低下し、履歴が安定しなくなる結果が報告されており、250%では履歴が安定しない。

ステップ1～3における等価減衰定数の分布を図-14に示す。せん断ひずみが大きくなるにしたがって、等価減衰定数は減少するが、250%せん断ひずみにおいては、設計で用いる値(13%程度)以上となっており、エネルギー吸収能が想定する範囲内で確保できており、限界状態2を超えない範囲と考えることができる。

限界状態3に関して、図-15にステップ4まで載荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。ステップ4までの結果から、座屈が確認された供試体はなかった。また、破断ひずみは、250%を下回るものはなかったが、300%未満の供試体もあった。

5. まとめ

繰返しせん断力を受ける積層ゴム支承について、試験データに基づき限界状態を表す特性を明らかにし、限界状態を超えないことを照査するための数値について整理した。具体的には、地震時水平

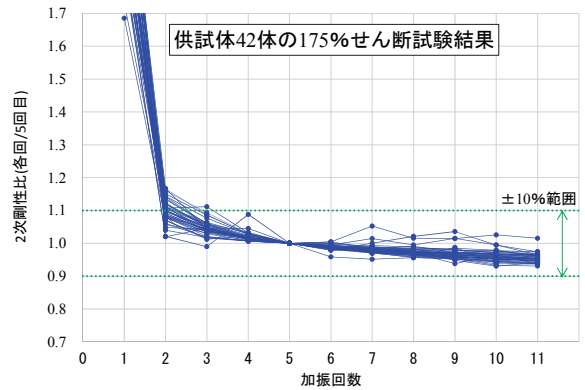


図-10 ステップ1における二次剛性変化

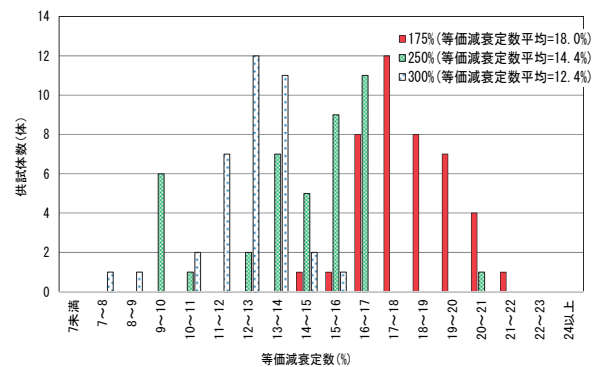


図-11 等価減衰定数分布

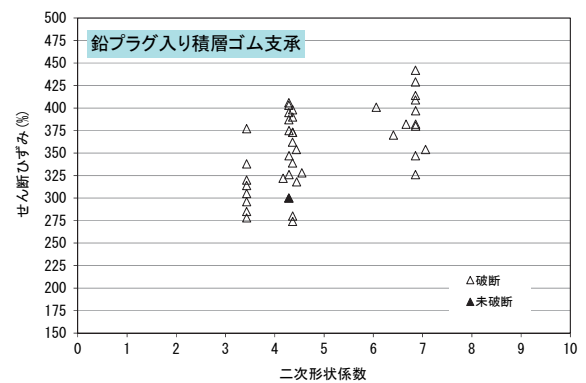


図-12 破断ひずみ分布

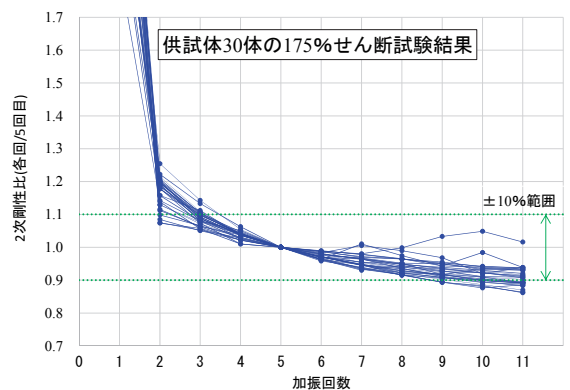


図-13 ステップ1における二次剛性変化

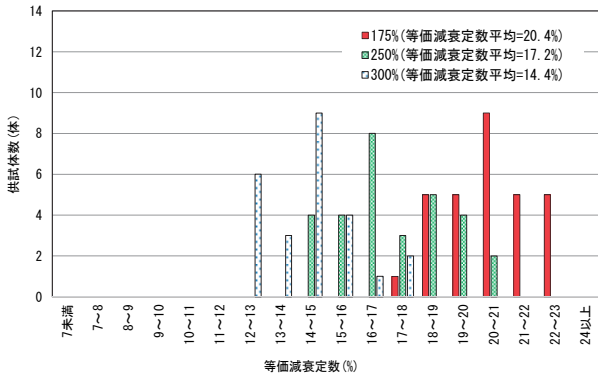


図-14 等価減衰定数分布

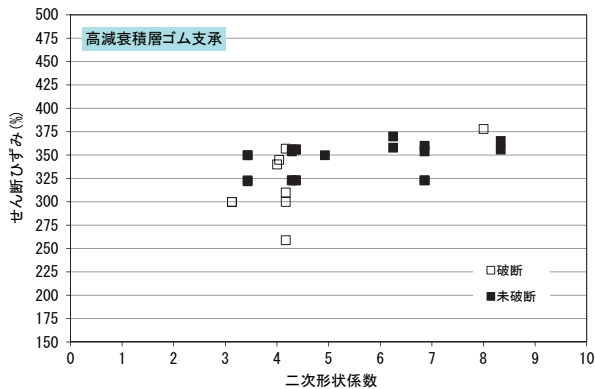


図-15 破断ひずみ分布

力分散型ゴム支承については、250%のせん断ひずみの範囲においては、履歴が安定した状態であり、かつ可逆性を有しており、限界状態1を超えない範囲であると考えられる。免震支承については、175%のせん断ひずみの範囲においては、履歴が安定した状態であり、かつ可逆性を有しており、限界状態1を超えない範囲であると考えられる。175%を超えるようなせん断ひずみが大きい範囲では、ハードニング現象が顕著となるものの、せん断ひずみ250%の範囲においては、設計で想定する以上のエネルギー吸収能が概ね確保でき、限界状態2を越えない範囲と考えられる。限界状態3については、二次形状係数が4以上のもので

は全ての供試体で座屈は生じなかった。その内、破断ひずみが300%を超えたものについては、限界状態3に対する照査としてせん断ひずみ250%を制限値とすることができると考える。300%未満で破断したものについては、本実験では限界状態3は確認できない結果となった。

本研究では、各支承メーカーの製造方法、品質管理方法等について条件を設けずに、従来製造している方法で製作された供試体により試験を行った。従って本研究により得られた限界状態を表すせん断ひずみの具体的な数値は普遍的なものではないが、積層ゴム支承の限界状態を設定するための方法を提案することができたと考える。

謝 辞

本検討の実施にあたっては、九州大学大学院工学研究院社会基盤部門崔元助教および共同研究「ゴム支承の地震時の性能の検証方法に関する共同研究」メンバーに多大なるご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、2017
- 2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料、2015
- 3) (公社)日本道路協会：道路橋支承便覧、2004
- 4) (財)土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992
- 5) 崔準祐、成炫禹、今井隆、植田健介、和氣知貴：大ひずみを複数回経験したゴム支承の残存耐震性評価確認実験、土木学会論文集A1 (構造・地震工学)、Vol.73、No.4 (地震工学論文集第36巻)、I_443~I_456、2017

余野智哉



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員
Tomoya YONO

高野 真



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員、現 (株)ビー・ビー・エム技術本部次長
Shin TAKANO

澤田 守



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
Mamoru SAWADA

大住道生



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
Michio OHSUMI

