

ベイズ法に基づいた劣化支承の終局ひずみの確率分布推定

党紀¹・佐藤拓²・五十嵐晃³・足立幸郎⁴・林訓裕⁴

¹ 正会員	工博	埼玉大学	理工学研究科助教	(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)
² 非会員		竹中工務店	建築技術	(〒658-0013 兵庫県神戸市東灘区深江北町2-10-12)
³ 正会員	Ph.D.	京都大学	防災研究所教授	(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)
⁴ 正会員	工博	阪神高速道路株式会社	大阪管理部	(〒552-0006 大阪府大阪市港区石田3-1-25)
⁵ 正会員	工修	阪神高速道路株式会社	大阪管理部	(〒552-0006 大阪府大阪市港区石田3-1-25)

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、地震の揺れによる積層ゴム支承の破断がはじめて観察され¹⁾、その後、その破壊原因の解明とともに、ゴム支承の維持管理と経年劣化などの問題に管理者と研究者からの関心が高まっている。

特に近年では都市高速道路高架橋に多く使われている免震ゴム支承の経年劣化現象²⁾が確認されつつであり、ゴム支承の経年劣化の外観がその変形やエネルギー吸収などの性能に及ぼす影響や、橋梁全体の耐震性能への影響などについて、解明されていない問題が多く残っている。

このような状況の中、最近実橋から経年劣化されたゴム支承を取り出し、一連の実験と解析が行われた^{2), 3), 4)}。その一つとして、約10年間供用された鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の側面にふくれが見られ、3年後に鉛の突出が確認され、これらの支承5基を取り出し、減衰能の半減が載荷実験より明らかにしたが、その変形能は大きな変化が見られていなかった。

ただし、その後、27年間に供用された劣化ゴム支承(RB)の残存性能試験¹⁾が行われ、そのうち当時の変形性能基準の150%より早く破断したものが見られている。このような結果を受け、さらに3基の載荷実験が行われ、そのうち、150%を超えたものや、200%まで変形できたもの結果も得られている。

ゴム支承の使用と生産はまだ普及されていない時代で製造されたゴム支承でもあるが、経年劣化による変形能の低下があるものの、すべての変形能が当時の設計値(150%せん断変形)より下回ることではな

く、あくまで明らかな個体差が存在していると思われる。

しかし、実験結果から得られたこのような個体差、すなわち、劣化支承の変形能のばらつきをより全般的に把握することは、免震支承の経年劣化が構造全体への影響を評価するために重要である。

ただし、現在利用できる試験結果は上記の4基のデータのみであり、古典的な統計方法から確率分布を推定することは困難である。できるだけ多くの実験データが望ましいが、実橋からゴム支承を取り出す工事などが必要で、現実的に利用的に試験体が限られている。

工学的には、利用できる実験やサンプルの数が限られており、経験に基づく専門的判断や過去の類似のデータベースなど多岐なる情報を総合的に利用する必要がある。このような場合では、ベイズの方法(Bayesian Approach)がしばしば用いられている。本研究では、少ない実験結果から、より信頼性の高い劣化支承の破断ひずみの確率分布を推定するために、ベイズ確率論的な手法を用い、ほかの載荷実験や工学者の判断を参考した推定手法を検討する。

2. 劣化支承の劣化状況と実験結果

前述した残存性能実験に使われた積層ゴム支承(RB)はリングプレート型の水平力分散型ゴム支承で、天然ゴム4層の積層構造であり、平面寸法400mm×450mm、総厚107mm、一次形状係数 $S_1 = 5.93$ 、二次形状係数 $S_2 = 3.55$ 、死荷重反力563kN、最大反力819kNとなっている⁴⁾。上部構造はPCポス

トテンションT桁であり、当該支承は5径間連結桁の端部の支承であった。設計当時では、1980年道路橋示方書に基づき、水平震度0.2を用いて耐震設計されている。

損傷状態については、1989年の竣工後約20年の間は損傷報告がなかったが、2006年の点検で被覆ゴムに水平亀裂が発生し、2013年には亀裂の深さが進展していた⁴⁾。

載荷装置は、試験体の上部の鉛直方向と回転を拘束し、水平方向のみに移動するリンク機構の横ばりを介し2000kNのアクチュエータによる橋軸方向の水平せん断変形を与えるものである⁵⁾。載荷速度は0.5mm/秒とした。

劣化ゴム支承試験の結果、劣化支承1基の破断ひずみ比が当時の設計基準の150%を下回ったが、その他3基は基準を満たしており、破断ひずみに個体差が見られた。試験は劣化支承G7, G1, G2, G5について行われ、破断ひずみはそれぞれG7=131%, G1=173%, G2=179%, G5=204%であった。

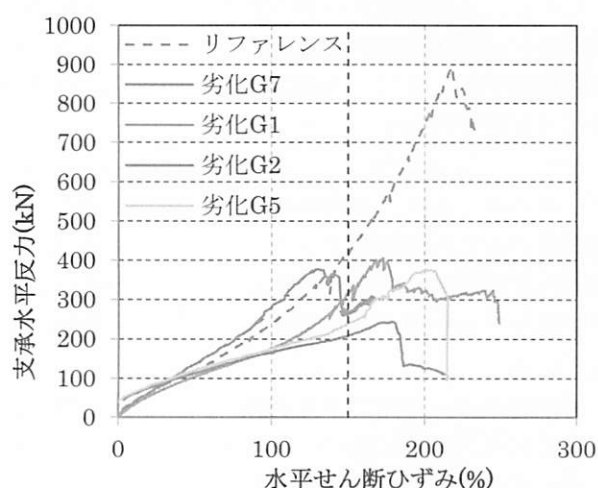


図-1 劣化支承破断ひずみ試験結果

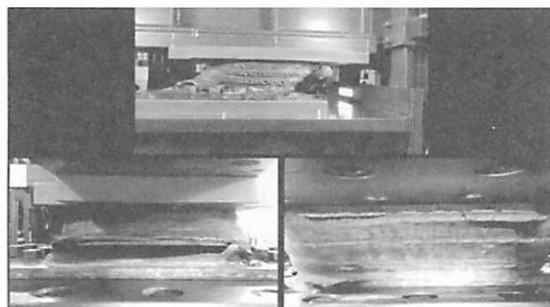


図-2 ゴム支承の破断時写真

本研究では、せん断ひずみを当時の設計基準150%で無次元化し、劣化支承G7, G1, G2, G5の試験結果を破断ひずみ比 s の実験結果 X ($x_1=0.873$, $x_2=1.15$,

$x_3=1.19$, $x_4=1.36$)を用いる。

3. ベイズ法による推定確率分布の推定

(1) ベイズ法の概要

本研究の目的は、劣化支承の終局性能に関する試験結果を用いて、劣化ゴム支承の破断ひずみ比 s の分布を推定することである。ここで、破断ひずみ比とは、破断ひずみを許容値で割り標準化したものとする。現段階で推定に用いることができる情報は、上記の4基の劣化支承試験結果であり、この限られた試験結果のみから劣化支承の終局性能を評価することは難しい。

古典的手法により真実に近い分布を推定するためには多くの試験結果が必要であるが、劣化支承の供試体の数は限られている。したがって、本研究では数が限られた情報が追加された場合において、経験による専門的判断と試験結果を組み合わせ、適切な破断ひずみ比分布を計算できるベイズ法を用い、確率論的に推定を行う。

ベイズ法とは、観測データや経験的判断などの情報を組み合わせ、それらを新たに得られた情報によって更新する確率論的手法である。ここで、本研究における確率問題を以下のように定義する。

1. 確率 $P(s>S)$ はある劣化支承の破断ひずみ比の値 s はある限界値 S より大きい事象の確率である。
2. 破断ひずみ比の値 s の確率分布は正規分布とし、その期待値は μ と標準偏差は σ とする。
3. μ と σ ともに未確定の値として、はそれぞれ独立した確率変数である。

従って、 μ と σ はどの値になるのかは確率問題で、その確率密度を関数 $f(\mu, \sigma)$ で表す。 μ と σ の確率分布によって破断ひずみ比の確率分布が変化するため、 x の確率分布は μ と σ の確率分布に依存し、条件付き確率分布となる。すなわち、確率 $P(s>S)$ はすべての μ と σ の組み合わせにおいて $s>S$ との事象が発生する確率の合計と考慮すればよい。そのときの確率密度は $f(s)$

$$f(s) = \iint_{-\infty}^{\infty} f(s|\mu, \sigma) f'(\mu, \sigma) d\mu d\sigma \quad (1)$$

ただし、ある μ と σ となるとき $s>S$ の確率は標準正規分布から求められる。

$$P(s > S|\mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (2)$$

ベイズの方法では、ある事前の情報に大まかに設定した分布 $f'(\mu, \sigma)$ を用いて、少ない実験結果 $X=(x_1=0.873, x_2=1.15, x_3=1.19, x_4=1.36)$ を利用して、より正確な結果を推定する方法です。ここで更新された確率分布 $f''(\mu, \sigma)$ を事後分布と呼ぶ。ベイズ法に用いる確率分布の更新方法は以下の式で示す。

$$f''(\mu, \sigma) = kL(\mu, \sigma) \quad (3)$$

$$L(\mu, \sigma) = P(X|\mu, \sigma) = P(x_1|\mu, \sigma) \times P(x_2|\mu, \sigma) \times P(x_3|\mu, \sigma) \times P(x_4|\mu, \sigma) \quad (4)$$

$$k = \frac{f'(\mu, \sigma)}{f(s)} = \frac{f'(\mu, \sigma)}{\iint_{-\infty}^{\infty} f(s|\mu, \sigma) f'(\mu, \sigma) d\mu d\sigma} \quad (5)$$

ただし、 $L(\mu, \sigma)$ は、尤度関数であり、 μ と σ であれば、実験結果の4回実験して、そしてそれぞれの値は $X=\{x_1, x_2, x_3, x_4, \dots\}$ という事象はどのぐらいありうるか(Likelihood)を評価している関数である。なお、 k はすべての μ と σ の組み合わせにおいて s の確率密度で無次元化した事前分布である。

(2) あいまいな事前分布による推定

μ と σ の事前分布をどのような分布とすればよいかに関する情報のない時に、まず μ と σ の確率分布を確定せずに、あいまいな事前分布を用いて推定を行うことができる。

あいまいの事前分布とは、 μ と σ はどの値となっても、確率が変わらないことで、この時の事前同時分布 $f'(\mu, \sigma)$ は図-3に示すように一定時値である。

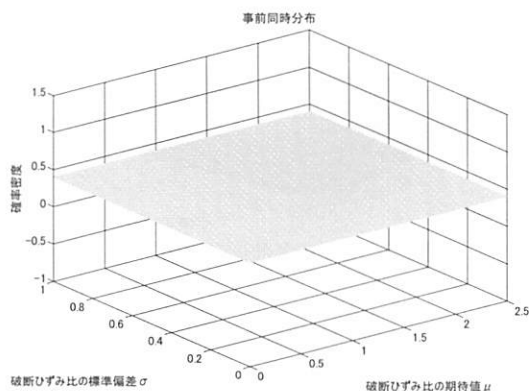


図-3 あいまいな事前同時分布

この場合、古典的な最尤法とおなじように、 μ と σ の確率は尤度のみに関係する。

$$f''(\mu, \sigma) = L(\mu, \sigma) \quad (6)$$

μ, σ に対して、4回実験して、実験結果が $X(x_1=0.873, x_2=1.15, x_3=1.19, x_4=1.36)$ となることの可能性を示す尤度 $L(\mu, \sigma)$ を図-4に示す。この尤度関数から、 $\mu=1.16$ また $\sigma=0.42$ の場合、尤度が最大値となる。すなわち、実験結果からの情報のみを統計的に推定すると、劣化支承の破断ひずみ比が最も可能な分布は平均値が1.16標準偏差が0.42である結果が得られている。

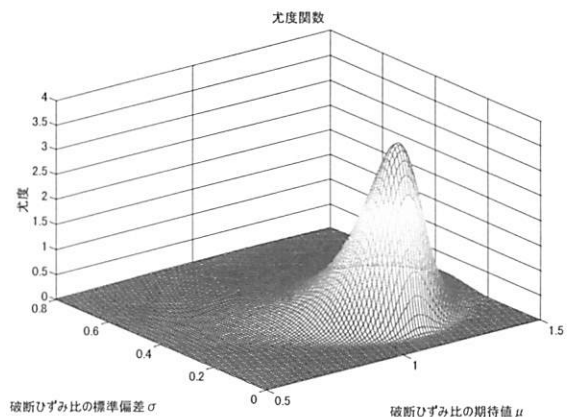


図-4 破断ひずみ比のパラメーターの尤度関数

(3) 事前分布の経験的推定

文献 5)では、地震時水平力分散型 48 体、鉛プラグ入り 34 体、高減衰ゴム支承 30 体、計 112 体の新品ゴム支承に対して行われ、破断ひずみと二次形状係数の関係を報告している。この実験結果をもとに、新品支承の破断ひずみ比 s の正規確率紙を作成し、分布を求める手順を以下に示す。

- (1) 新品ゴム支承のデータ ⁵⁾は、現在公表されていないため、目視により 112 体のゴム支承の破断ひずみを読み取る。
- (2) 読み取った破断ひずみを限界ひずみ 300%で除し、破断ひずみ比 s に変換し、昇順に並べ 1 番から 112 番まで番号を付ける。
- (3) ここからグラフを作成する。グラフの横軸に 1 番から 112 番まで順に番号を振り、縦軸に対応する破断ひずみ比 s をプロットする。
- (4) 横軸の数字を全体数 112 で除し、累積確率 ϕ とし、確率紙が完成する。
- (5) 最小二乗法を用いて直線で近似し、 $r(\phi) = a_1\phi + a_0$ という一次関数を得る。 a_1 は傾き、 a_0 は切片である。
- (6) 標準正規確率表より、累積確率 $\phi = 0.5$ のとき、

標準正規確率変量 $s = \{r(\varphi = 0.5) - \mu\} / \sigma = 0$ であることを利用し、期待値 $\mu = r(\varphi = 0.5)$ を求める。

- (7) 同様に、累積確率 $\varphi = 0.841$ のとき、標準正規確率変量 $s = (r(\varphi = 0.841) - \mu) / \sigma = 1$ であることを利用し、標準偏差 $\sigma = r(\varphi = 0.841) - \mu = r(\varphi = 0.841) - r(\varphi = 0.5)$ を求める。

以上の手順(1)～(7)の目視による読み取り作業を 3 回行い、目視による誤差を小さくする。読み取った計 3 セットの破断ひずみ比データを図-5 に示す。それぞれのセットと平均の a_1, a_0 と、期待値、標準偏差を表-1 に示す。確率紙は、代表として平均に近い第 2 セットのものを図-6 に示す。3 セットの μ, σ の平均値を新品ゴム支承の分布のパラメータとし、得られた破断ひずみ比のの確率密度関数を図-7 に示す。

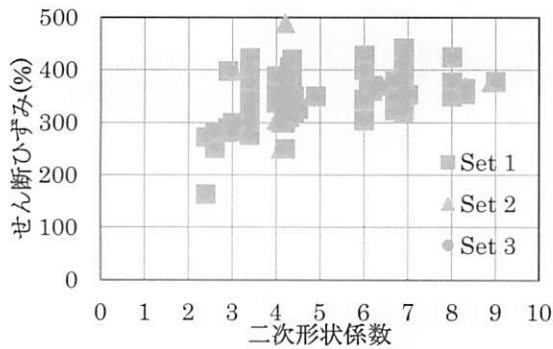


図-5 参考文献から読み取った破断ひずみ結果

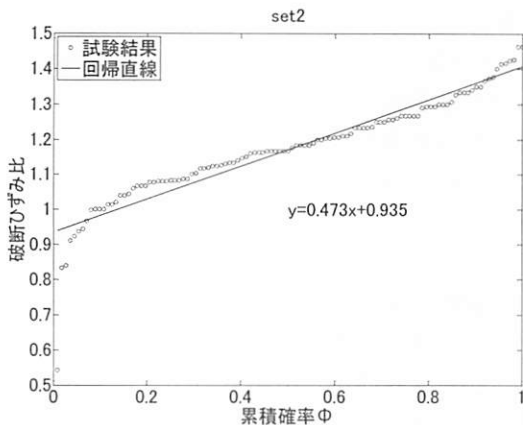


図-6 新品ゴム支承の破断ひずみ比の確率紙

表-1 確率紙による a_1, a_2, μ, σ の計算結果

	a_1	a_2	μ	σ
set1	0.460	0.940	1.169	0.157
set2	0.473	0.935	1.171	0.161
set3	0.497	0.923	1.171	0.170
average	-	-	1.171	0.163

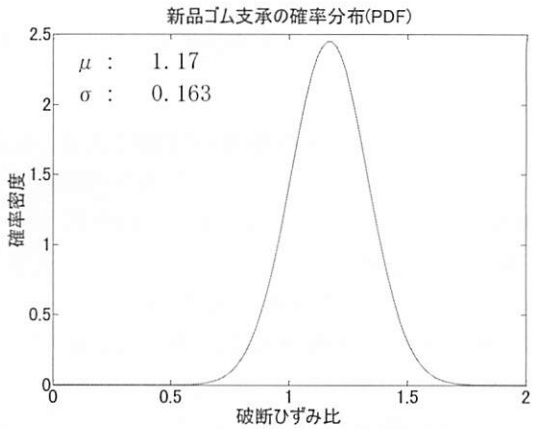


図-7 事前情報での破断ひずみ比の確率密度関数

(4) 事前分布を用いるベイズ法の確率分布更新

これらの実験結果を考慮し、劣化支承の破断ひずみ比 s の確率分布を正規分布と仮定する。

このとき、劣化支承の破断ひずみ比は劣化の影響を受けず、メーカーごとのばらつきを無視することとする。

劣化支承の破断ひずみ比 s の確率分布において、そのパラメータ μ と σ は特定することが困難であるため、最も可能性のある値として、前述の実験結果を参照し、 $\mu'_\mu = 1.17, \mu'_\sigma = 0.163$ とした。なお、 μ と σ の確率分布の標準偏差をそれぞれ、概ね期待値の一割と二割程度の数値として、 $\sigma'_\mu = 0.1, \sigma'_\sigma = 0.02$ とし、事前同時分布を仮定した事前同時分布を図-8 に示す。

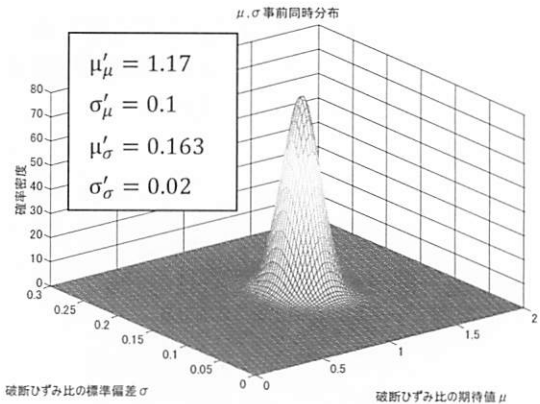


図-8 μ, σ の事前同時分布

$\sigma'_\mu, \sigma'_\sigma$ については様々な値を代入し計算を行い、最も適切な値を採用している。期待値と標準偏差は独立と考えられるため、事前同時分布はそれぞれの分布の単純な積と考え、下の式で表す。

$$f'(\mu, \sigma) = N_\mu(\mu'_\mu, \sigma'_\mu) \times N_\sigma(\mu'_\sigma, \sigma'_\sigma) \quad (7)$$

ただし、 $N(\mu, \sigma)$ は正規分布を表す。

$$N(\mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{s-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \tag{8}$$

式(7)に示す事前分布を式(5)に示す無次元化された事前分布を計算し、ベイズ法の式(3)を用いて、実験情報を用いた μ, σ の確率分布を行使し、事後同時分布 $f''(\mu, \sigma)$ が得られる。

得られた事後同時分布では、 s の期待値 μ の期待値は $\mu''_{\mu} = 1.16$ 、 s の標準偏差 σ の期待値は $\mu''_{\sigma} = 0.166$ となった。これによって得られる s の累積確率密度関数を図-9に示す。

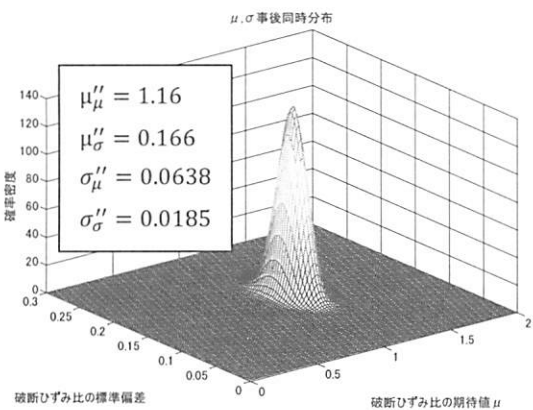


図-9 μ, σ 事後分布

図に示すように、推定された事後分布は、図-4に示す劣化支承の実験データからの情報のみで推定した尤度に比べ、破断ひずみの期待値はともに 1.16 でほぼ変わらないが、偏差値は 0.166 とより小さい値を示している。なお、推定した値の標準偏差の $\sigma''_{\mu} = 0.0638$ および $\sigma''_{\sigma} = 0.0185$ は、ともに 0.1 より小さい値となっており、事前情報と実験結果の一致性が高く、大きく変わった追加データがない限り、推定結果の信頼性が高いと思われる。

その原因について、図-8 に示すように、事前推定に用いられている期待値 $\mu'_{\mu} = 1.17$ とほぼ同じになっていると考えられる。すなわち、追加した情報は事前情報と合致しているため、推定が収束していると思われる。

ただし、事前情報である実験に用いられた試験体は劣化支承との製造年代が異なり、支承タイプもそれぞれお天然ゴム支承、高減衰ゴム支承と鉛入りゴム支承が含まれており、劣化のない新品支承である。それぞれ、当時の基準の 150%の変形能と現基準の 300%の変形能で無次元化しておりますが、破断ひずみの確率分布は新品と劣化支承と同じ傾向が示さ

れていると思われる。

(5) 確率分布を用いた劣化支承の現状推定

劣化支承の破断ひずみ比 s は期待値が 1.16、標準偏差が 0.166 を推定結果 $N(1.16, 0.166)$ として、劣化支承の破断ひずみ比の確率分布を図-10 の密度関数の図(PDF)に示す。

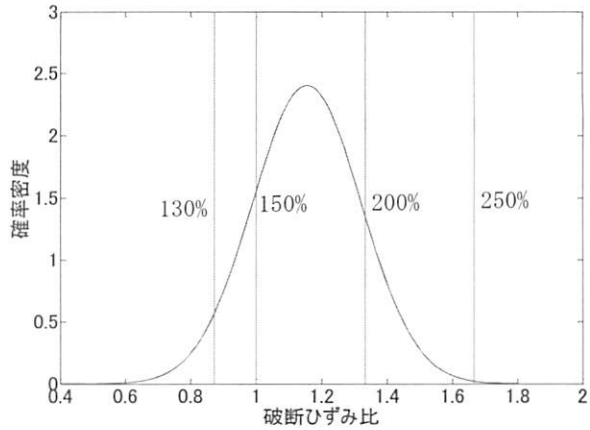


図-10 劣化支承破断ひずみ比の確率密度関数(PDF)

図に示すように、G7 試験結果の 131%を下回る確率が 4.46%であり、すなわち 131%で破断した実験結果は発生確率の小さい事件であることが分かる。なお、設計当時の許容ひずみ 150%まで破壊しない確率は 82.5%である、劣化が発生しているが、多くのゴム支承が設計基準に満たすことができることを示唆している。

また、破断ひずみ 200%以下の割合は全体の 86.8%であり、250%以下となる確率は 99%である。

4. 漸増動的解析(IDA)

(1) 解析方法

漸増動的解析(IDA)⁷⁾は、入力地震動の振幅を漸増させ、弾性域から塑性域または破壊まで構造物の地震応答解析を行い、構造物が地震入力の大きさとともに、損傷が進展していく過程を簡単に計算できる手法である。著者ら⁸⁾は、経年劣化を受けた鉛プラグ入りゴム支承を有する橋梁に対して、地震波群を用いた漸増動的解析(IDA)を行い、その耐震性能を確率論的に評価した。

漸増動的解析(IDA)を行うことによって、特定した地震動のレベルあるいは波形に対する応答だけではなく、様々な地震動に対する構造物の応答と性能を把握することができ、様々な不確定性を考慮して、構造物の耐震性能の全体図を考察できることが特徴

として挙げられる。

(2) 解析モデル

漸増動的解析 (IDA) では、図-11に示すように、橋梁モデルは劣化支承100基が設置されていた5径間連続橋を想定し、2質点のバイリニアモデルとして、リファレンス支承を用いたモデル1と、支承劣化の終局性能のばらつきを考慮したモデル2を用いた。

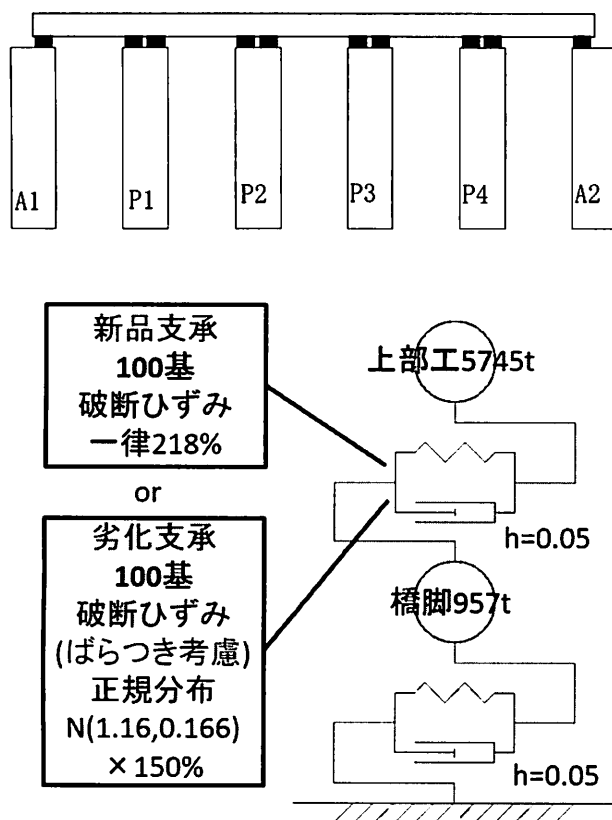


図-11 橋梁モデル

この5径間連続橋は、1支承線におき支承が10基として、橋台部のA1, A2においてそれぞれ1支承線、橋脚P1, P2, P3, P4において各2支承線を有し、計100基の支承が設置されているとした。

上部工の質量は、1支承あたりの死荷重反力563kNに支承数を乗じ、重力加速度 9.8m/s^2 を除し5.74ktonとする。RC橋脚である下部構造の質量は上部工質量の2分の1とし、さらに橋脚の上の三分の一が振動解析における有効質量とし、0.957 ktonとした。下部構造の質量は橋脚6本分の質量を1質点に集中させたものとする。

橋脚部の弾性域剛性は、支承が固定された場合の固有振動数が2Hzとなると仮定し、すなわち円振動数が 4π である場合の値 1.06GN/m を用いる。二次剛性比は0.1として、塑性剛性を計算した。なお、橋

脚の降伏強度について、降伏震度は1980年道路橋示方書に基づき、 $kh=0.2$ より算出した。

各支承の破断ひずみは推定した確率分布を用いて、モンテカルロシミュレーションのようにランダムに生成された。

破断ひずみ比の期待値が1.16、標準偏差が0.166という推定値が橋梁に与える影響について、古い耐震設計基準を想定したモデルAと、耐震補強したモデルBについて解析を行った。解析モデル化は、橋脚の質量、剛性を簡易的に同定している。そのため橋脚の耐震性能を正しく表せていない可能性があるため、モデルBを設けている。

古い耐震設計基準に基づいた橋梁モデルA(水平震度0.2)と、橋脚部を巻き立てし、耐震補強したモデルB(水平震度0.3)において、支承を新品に取り換えた場合1と劣化したものを用いる場合2について橋梁の耐震性能を調べた。

劣化、リファレンス支承の履歴特性は、ある程度の塑性化が見られており、ともにバイリニアモデルで再現した。バイリニアモデルのパラメータ同定には、参考文献3)で行われた劣化支承のレベル1の地震に対する残存性能確認試験の結果を用いた。この試験は終局性能試験を行う前に、同劣化ゴム支承供試体G1, G2, G5, G7、リファレンス支承に対して行われている。

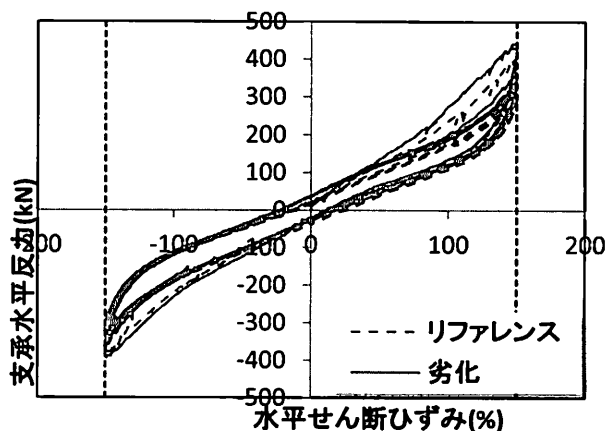


図-12 劣化支承の復元力履歴特性

当時の設計許容せん断ひずみであるゴム総厚150%の水平変位を正負交番繰返しにより与え、載荷は5サイクルを1セットとして3セット行っている。図22にリファレンス支承と劣化支承の結果を示す。リファレンス支承の応答履歴曲線は、切片荷重22.0kN、水平せん断ひずみ150%(水平変位161mm)の時の水平反力は315kNとなっている。この水平反力の値は応答が安定しているサイクルを使用した。これにより、

リファレンス支承一基当たりの二次剛性を求め、支承数を乗じて、リファレンス支承部全体の二次剛性を1.83GN/mとした。この値を係数0.1で除し、一次剛性を簡易的に求め0.183GN/mとした。降伏荷重は、切片荷重と一次剛性、二次剛性の傾きから求め、2.44MNとした。

同様に劣化支承のパラメータを計算し、二次剛性1.89GN/m、一次剛性0.189GN/m、降伏荷重3.78MNとした。

(3)入力地震動の選定

漸増動的解析（IDA）では、多様な地震動に対する確率論的評価を行うために、できるだけ多くの地震波が必要である。本研究では実際に過去に起きた地震派のデータを100種類使用する。

また、本研究では構造物の破壊について論ずるものであり、実際に構造物に破壊をもたらす地震波を優先して収集する。そのために、地震波のPGVに着目し、地震波選定の一つ目の基準として、PGVが50cm/sec以上としている。しかし実際に構造物に損傷を与えた地震波の数は少ないため、PGA300以上かつマグニチュード6以上で、さらに計測震度4以上の地震波を二つ目の基準とし、追加した。

PGAは、その値にばらつきが多いものの、PGVと同様に構造物の損傷に大きく関係する要因である。地震波データは、防災科学技術研究所強震観測網（K-net, KiK-net）、気象庁強震観測、PEER Ground Motion Databaseの3つのWebページを参照し、集めた地震波の中からPGVの大きな順に100種類選出した。同一の地震動イベントで記録した波形のうち、2つ以上に利用しないように、地震動特性の多様性を確保している。

(4)解析結果

各モデルの橋脚部塑性率中央値を図-12に、フラジリティカーブを図-13に示す。

図に示したように、橋脚の破壊が卓越するため、支承の劣化の有無（A1とA2）によるフラジリティカーブの違いがほとんど見られていない。橋脚のみの補強（B2）の効果も限定的で、橋脚補強と支承効果（B1）であれば橋の性能が向上する。

モデルAのIDAの結果では、支承の劣化の有無にかかわらず、橋脚破壊が発生するパターンが卓越することがわかった。

本研究において収集した地震波の最大のPGA1700galの時の破壊確率に着目すると、リファレンス支承を想定した場合A-1が34%、劣化支承を想定した場合A-

2が35%であり、大きな差は生じていない。これは、古い耐震基準で設計された橋脚の降伏震動が低く、損傷が橋脚部集中し、支承の劣化による橋梁全体系の耐震性能への影響はわずかであると思われる。

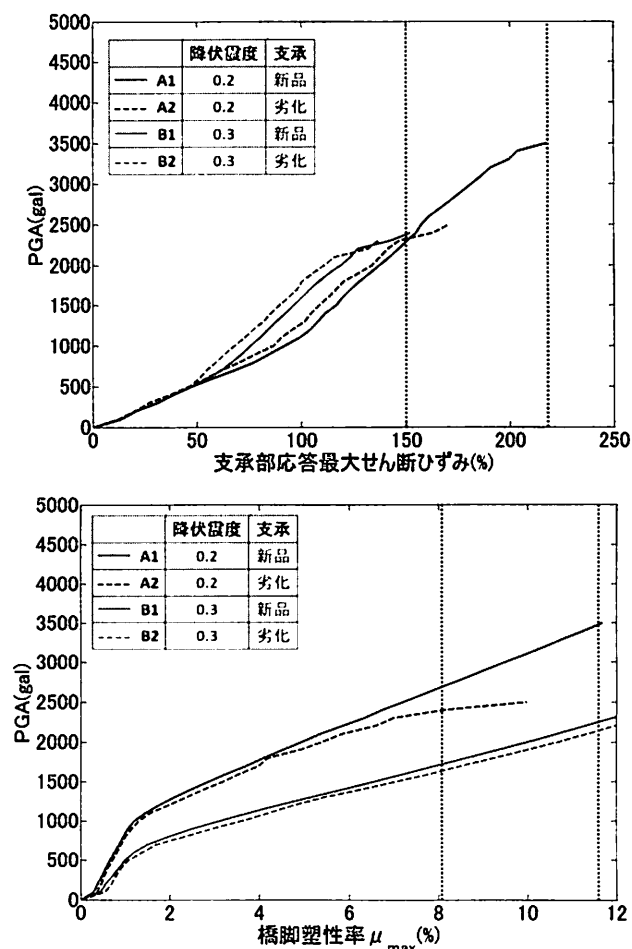


図-12 支承（上）および橋脚（下）の平均IDA曲線

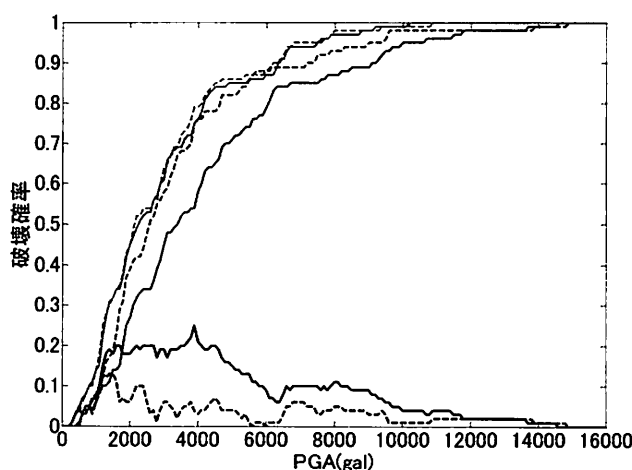


図-13 フラジリティカーブ

モデルBにおいては、リファレンス支承を想定したモデルB-1では橋脚部の破壊が卓越し、劣化支承

を考慮したモデルB-2では支承部の破壊が卓越した。同様に1700gal時の破壊確率を求めると、B-1が15%、B-2が27%であり、差が生じた。これは、たとえ橋脚の耐震性能が高かったとしても、大地震が生じた場合の破壊が支承部の破断ひずみに依存し、確率は27%程度に上るといえる。

5. まとめ

現段階で明らかになっている劣化ゴム支承の終局限界試験結果を用いて、一般的な劣化ゴム支承の破断ひずみ分布を推定している。将来的により多くの試験結果が得られた場合、ベイズ法により随時破断ひずみ分布を更新することができる。本研究ではリングプレート型ゴム支承の試験結果を用いているが、他のタイプの劣化ゴム支承の試験結果が得られた場合、より一般的な劣化支承の終局性能分布を推定することができる。また、事前分布を新品ゴム支承の終局試験結果から求めている。これは、劣化支承試験の想定外な結果を踏まえ、専門的な知見において考えられる劣化ゴム支承の破断ひずみの分布を考慮したことを意味している。

破断ひずみが131%を下回るという事象が発生する尤度は4.58%である。試験結果としてはレアなケースといえるが、震災前に供用された劣化支承の内5%弱の破断ひずみが131%を下回ることとは無視できない。

なお、本研究では、IDA解析により橋脚部破壊が支承部破壊よりも支配的であり、支承部の劣化による影響は少ないフラジリティカーブが得られているが、パラメーター同定の不完全性により、必ずしも真実の橋脚の耐震性を示しているとは言えない。

しかし、橋脚の耐震補強を行った場合において、大地震に対しては劣化した支承部の破壊が支配的であるため、支承部の劣化は橋梁の性能に大きな影響を与えることが予想される。破壊確率が50%となるPGAの値をモデルごとに示すと、A-1が2300gal、A-2が2200gal、B-1が3400gal、B-2が2600galとなつて

いる。A-1、A-2、B-2の間に大きな差がないことがわかる。したがって、橋脚と支承の両方の処置が同時に行うほうが橋梁の耐震性能の向上が著しい。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション：東日本大震災の教訓土木編ーインフラ被害の全貌，日経BP社，Vol.17, pp.77-85, 2011
- 2) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，ハツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入りゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4:pp.I_1032-I_1042, 2014
- 3) 林訓裕，足立幸郎，五十嵐晃，党紀，濱野真彰，東出知大：積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講座論文集，Vol.17, p197-202, 2014
- 4) 党紀，東出知大，五十嵐晃，足立幸郎，林訓裕：漸増動的解析(IDA)による経年劣化されたゴム支承(LRB)を有する橋梁構造の性能評価，土木学会地震工学委員会，第34回地震工学研究発表会講演論文集，34(A22-696):pp.1-9, 2014
- 5) 篠原聖二，榎本武雄，星熊順一，岡田慎哉，西弘明，高橋良和：ゴム支承の終局限界状態の評価に関する研究，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講座論文集，pp.333-340, 2014
- 6) Alfredo H-S.Ang,Wilson H.Tang（伊藤學，亀田弘行，監訳；阿部雅人，能島暢呂，訳）：土木・建築のための確率・統計の基礎，丸善出版(株)，p121-165,pp.425-473, 2007
- 7) D. Vamvatsikos and C. A. Cornell：Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002.
- 8) 党紀，東出知大，五十嵐晃，足立幸郎，林訓裕：ゴム支承(LRB)の経年劣化が橋梁構造の耐震性能に及ぼす影響に関する解析的研究，土木学会論文集A1，71(4), 2015