

経年劣化されたゴム支承（LRB）を用いる橋梁構造の耐震性能 に関する解析検討

党紀¹・東出知大²・五十嵐晃³・足立幸郎⁴・林訓裕⁵

¹ 正会員	工博	埼玉大学大学院理工学研究科助教	（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255）
² 正会員	工修	オイレス工業株式会社	（〒252-0811 神奈川県藤沢市桐原町8番地）
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

1995年兵庫県南部地震以来、水平地震力の分散や免制震効果により耐震性能の向上が図られ、積層ゴム支承が多く採用されている。例えば、阪神高速道路では、支承取替えを含む耐震工事や桁連結工事により、全支承数約88,000のうち積層ゴム支承の割合が32%を占めている。

しかし、近年では、経年に伴うゴム支承の損傷とその進展が観察されており、特に補修すべきと思われる外観を呈しているものも存在している。ただし、これらの損傷外観につながる積層ゴム支承の内部の力学性状が不明であり、劣化による橋梁の耐震性能の低下を定量に評価することが難しい。したがって、劣化したゴム支承に対して、適切な補修やメンテナンス手法を模索している中、現在では経過観察中のものが大半である。

従来の研究において、10年程度使用されたゴム支承を実橋から取り出して載荷した結果では、同一仕様の新規製作支承と比べて明らかな劣化がない研究¹⁾がある一方、加熱促進によるゴムの変形性能が低下する結果^{2,3)}も得られている。また、ほかの実橋支承の実験では数十年に使用されたゴム支承の物性変化が50mmまで進んだ報告があり⁴⁾、東北地方太平洋沖地震により発生したゴム支承の破断の原因を調べた結果、現地に残存したゴム支承のせん断変形性能が低下していることが明らかとなった⁵⁾。

一方、経年劣化されたゴム支承の残存性能を調べるため、2012年から、阪神高速道路に設置された鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）のうち、劣化が表

面から確認されたものを実橋から取り出して、同じ諸元を適用したリファレンス支承を併用し、載荷実験が行われている。これらの載荷実験により、経年劣化を受けていないリファレンス支承より、実橋から取り出した劣化支承のゴム硬化による剛性の増大と鉛プラグの損傷による減衰性能の低下などの力学挙動の変化が把握された⁶⁾。

ただし、静的および準静的載荷実験のみから、構造物の地震時応答性状の変化や、耐震性能の相違などの情報が得られない。構造物の非線形地震応答は、構造物の剛性や減衰などの特性値によって変化し、その変化の度合いは地震動の大きさとその地震ごとの位相特性によって結果が異なる。例えば、さらに10本の劣化支承を取り出し、仮動的実験や震動台実験などの応答実験を実施しても、入力した地震動による応答が分かるものの、ほかの地震波や想定外の地震による応答の相違などの評価に対して、劣化支承による構造物の耐震性能を客観かつ全面的に評価することが難しい。

このような構造物の耐震性能を全面的に評価する問題は、劣化支承の存在する構造に限らず、性能に基づく耐震設計分野での共通的な課題である。近年では、確率論に基づいた設計法に関する研究と提案が欧米を中心に多く行われている。そのうち、漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis)⁷⁾や、それに基づいた設計法が、標準的な設計手法の一つとして採用されている。この漸増動的解析(IDA)の特徴は、地震波の大きさを調整して、入力地震波の大きさと構造物の非線形応答関係を調べ、応答が発散するまで全面的に構造物の応答特性を評価することができ

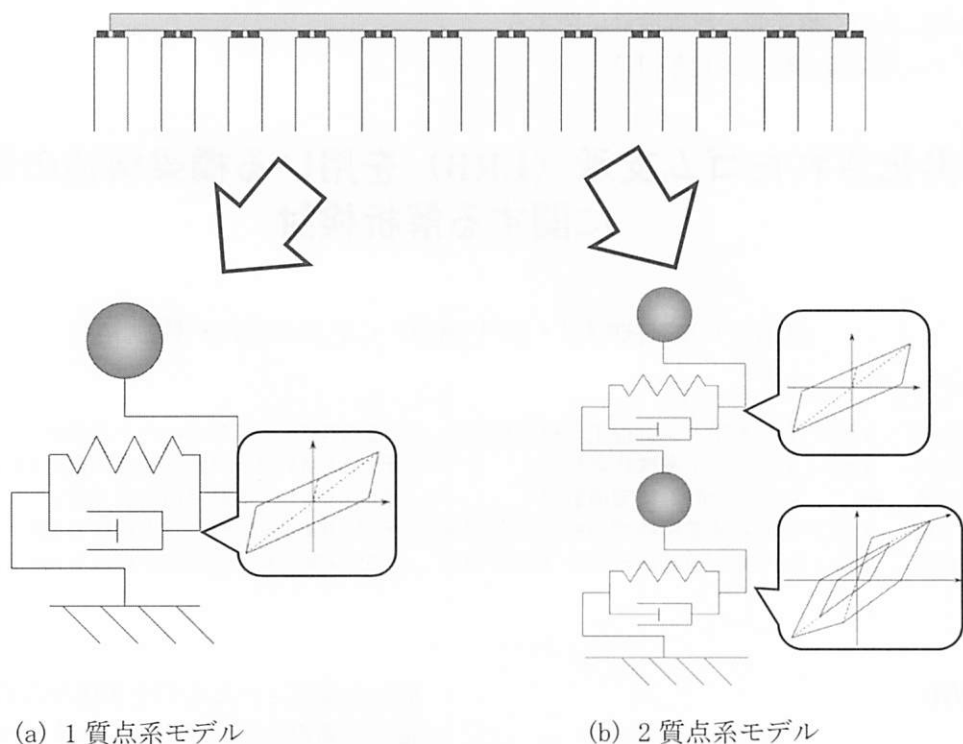


図1 対象橋梁およびそのモデル化

る。また、地震動シナリオに依存せず、多数の地震波を入力し、その平均的な結果および破壊確率など、不確定性による結果の変動も把握することができる。

本研究では、実橋梁を簡易な数値モデルとし、支承部の非線形バネのパラメータを載荷実験結果から同定して、地震応答解析、漸増動的解析(IDA)により、経年劣化を受けたゴム支承を用いた高架橋の大地震時(L2)応答特性と耐震性能を比較的に評価する。

2. 解析モデル

(1) 対象橋梁のモデル化

文献6)において残存性能確認試験を実施したLRBが位置していた道路高架橋は、図1に示すような11径間鋼連結桁橋である。本研究では、この連結桁橋を解析対象とし、劣化による支承の免制震効果の変化を検討するための1質点系(SDOF)モデル、および橋梁全体の耐震性能を検討するための2質点系(TDOF)モデルを用いて解析を行う。図1に示すように、1質点系モデルでは、取り出したLRBが設置されていた11径間連結桁橋を一つの自由度を有する振動系とし、支承部の非線形履歴特性のみを考慮し、下部構造の変位がないとしている。2質点系モデルでは、支承部及び橋脚の変形をともに考慮し、それぞれ2つの非線形バネを用いる。

実橋では、1支承線あたり、LRBが5基設置されており、それぞれの橋脚における支承線が2本があり、連結桁は計110基の支承で支えられている。したがって、上部工の質量は、1支承あたりの設計死荷重反力49tfに支承数を乗じて5390tとした。なお、2質点系モデルでは、耐震補強工事の設計計算書に記されている橋脚の諸元を使用する。橋脚1本あたりの諸元を表1に示す。下部構造の質量は橋脚11本分の質量を1つの質点に集中させるものとした。

(2) 劣化支承の復元力履歴モデル

LRBの非線形履歴モデルにおいて、一定振幅繰り返し載荷実験で得られた復元力履歴データからバイリニアモデルでモデル化した。

表1 橋脚1本あたりの諸元

地盤	-	Ⅱ種地盤
橋脚質量	t	416
降伏水平耐力	kN	2810
降伏変位	mm	50.0
終局水平耐力	kN	3950
終局変位	mm	581
靱性率	-	11.6
許容塑性率	-	8.08
初期剛性	kN/mm	56.2

載荷実験では、それぞれ実橋梁から取り出した劣化支承および同じ寸法、ゴム配合、鉛プラグ配置を

有するリファレンス支承を試験体として用いた。LRBの概要を図 2 に示す。使用された支承は、ゴム総厚が70mmで、55mmの鉛プラグ4本が菱形配置されている。载荷されている劣化支承の様子を図 3 に示す。

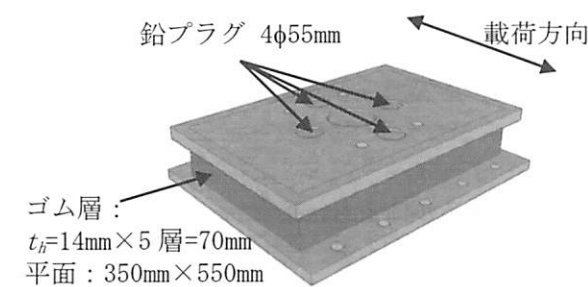


図 2 LRB の概要

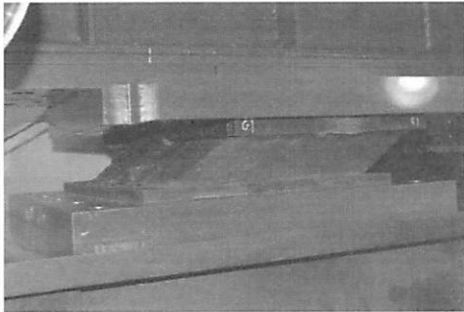


図 3 劣化支承(LRB)が繰り返し载荷される様子

载荷実験では劣化支承およびリファレンス支承にレベル 2 地震時に求められる変形性能250%せん断ひずみに相当する変位を繰り返して与え、それぞれ得られた履歴曲線を図 4 に示す。

バイリニアモデルは、基本的に初期剛性 K_1 、二次剛性 K_2 、切片荷重 Q_c によって履歴特性が決められる。切片荷重はLRBの減衰性能を示す重要な値であり、試験結果のうち変位が0のときの荷重を用い、5サイクルの平均値で決められた。また、大変形時のLRBの剛性は二次剛性が支配的であるため、履歴曲線の降伏後の部分を直線近似した時の傾きを二次剛性 K_2 とする。さらに、履歴曲線を線形に近似した直線と、最大変位から除荷時の剛性から初期剛性 K_1 を求めた。

表 2 に、それぞれの支承の試験結果の特性値と、バイリニアモデル決定に用いるパラメータを示す。両支承とも、試験結果と比べて等価剛性が減少しているが、これは1サイクル目に荷重が大きくなる Mullins 効果が考慮されていないためである。ここに示す等価減衰定数などの特性値はせん断ひずみ250%時の値であるが、試験結果と解析モデルではほとんど変化がないことから、減衰性能は適切にモデル化出来ていると考えられる。試験結果と解析モデル

とともに、経年劣化を受けた支承の等価減衰定数が半減していることが分かる。

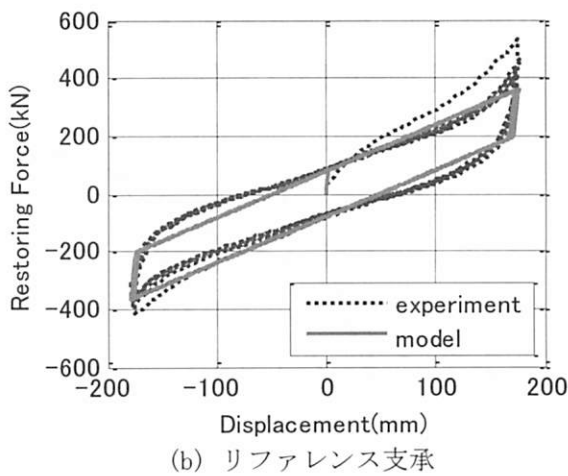
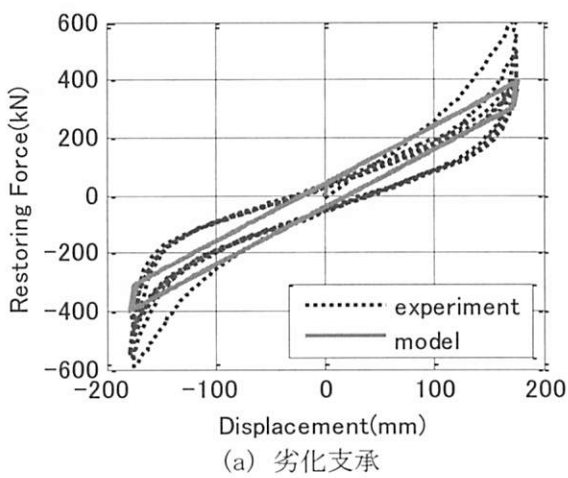


図 4 LRB の復元力履歴特性およびモデル化

表 2 LRB モデル化のパラメータ

支承 1 基あたり パラメータ	試験結果		解析モデル	
	劣化支承	リファレンス支承	劣化支承	リファレンス支承
K_1 kN/mm	-	-	25.7	38.0
K_2 kN/mm	-	-	2.00	1.61
Q_c kN	41.1	78.8	40.8	78.5
K_{eq} kN/mm	2.78	2.35	2.23	2.06
h_{eq} -	0.069	0.133	0.066	0.137
T_{eq} s	-	-	0.93	0.97

また、これによって上部工質量と等価剛性から求めた 1 質点系モデルの等価固有周期は、リファレンス支承の0.97秒に対して、劣化支承が0.93秒となっており、周期特性では大きな変化がないことが分かる。

実験から同定したパラメータを用い、繰り返し実験の結果をシミュレーションした結果を図 4 中で赤実線で示しており、実験で得られた復元力履歴をよ

く再現していることが分かる。

(3) 橋脚の非線形履歴モデル

橋脚部の非線形履歴復元力モデルとして、図 5 に示す除荷剛性漸減型の Clough-バイリニアモデルを用いる⁸⁾。Clough-バイリニアモデルは、骨格曲線はバイリニア型であり、降伏変位を超えると二次剛性 K_2 の勾配で移動する。降伏後に除荷を受けた場合の除荷剛性 Kr の勾配で移動する。除荷曲線が復元力 0 点を超えた場合、最大変位点に向かって移動する。二次剛性 K_2 及び除荷剛性 Kr は次式で表される。

$$K_2 = \alpha K_1 \quad (1)$$

$$Kr = K_0 \cdot \left| \frac{D_1}{D_{max}} \right|^\beta \quad (2)$$

ここに、 α は降伏後の剛性低下率であり、0.05 とした； K_1 は初期剛性； D_1 は降伏変位； D_{max} は最大変位； β は除荷剛性算定用定数であり、0.2 とした。

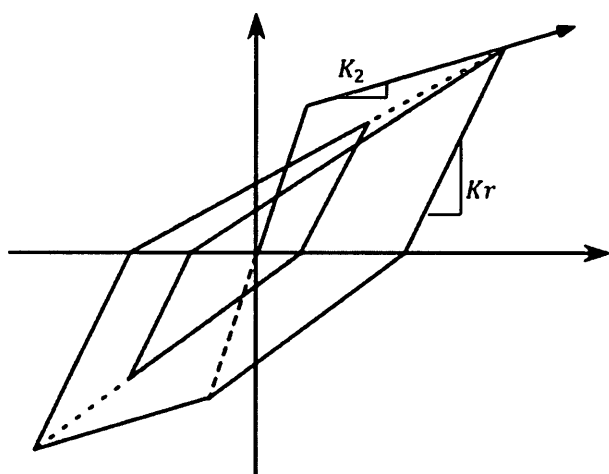


図 5 Clough-バイリニアモデルの復元力履歴図

支承の等価剛性と橋脚の初期剛性を用いて、2 質点系モデルの等価固有周期を算出し、劣化支承およびリファレンス支承の場合はそれぞれ 1.17 秒と 1.26 秒となった。橋脚の塑性化を考慮しているため 1 質点系に比べ等価固有周期が約 0.3 秒長くなっており、劣化支承とリファレンス支承それぞれのケースでの等価固有周期の差は 1 質点系よりも少し大きくなっている。

3. 地震応答解析

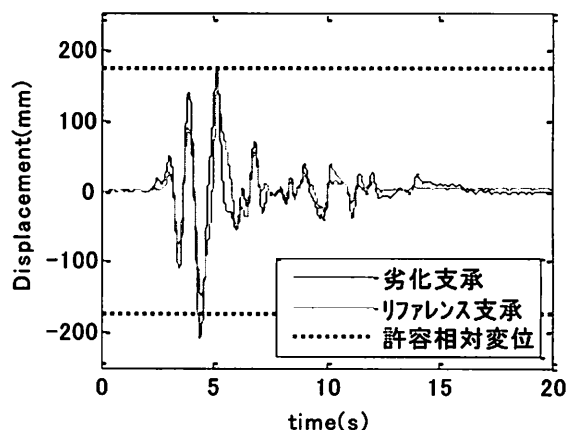
(1) 解析方法

大地震時の挙動を調べるために、道路橋示方書 V (耐震設計編) に規定されているレベル 2 タイプ II 地震動の標準加速度波形 9 波を入力地震動として、

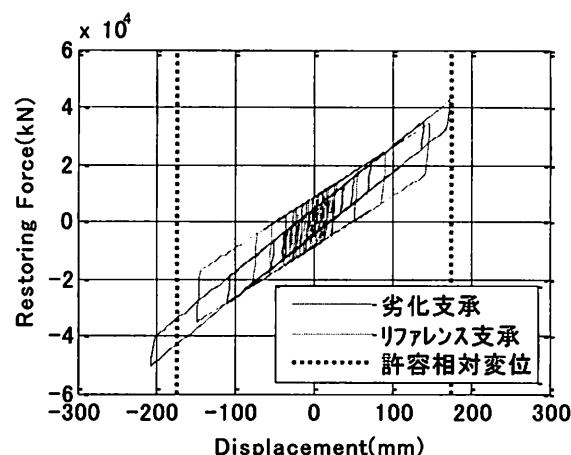
それぞれ、1 質点系モデルと 2 質点形モデルの地震応答解析を行った。ただし、支承部のバイリニアモデルバネにおいて、表 2 で示されたそれぞれ劣化支承とリファレンス支承の実験結果による同定結果を非線形パラメータに用いた。したがって、ゴム支承の変形のみを考慮する 1 質点系モデルと橋脚の連動を考慮した 2 質点系モデルによって、LRB の経年劣化によって、応答特性の変化を以下のように考察する。

(2) 1 質点系モデルによる結果

すべてのケースのうち、一例として II 種地盤用のタイプ 2 地震動 (T2-II-3) を用い、劣化支承とリファレンス支承を用いた場合の応答変位時刻歴および復元力履歴応答を比較したものを図 6 に示す。



(a) 応答変位時刻歴



(b) 履歴曲線

図 6 1 自由度系モデルの応答

切片荷重及び二次剛性の違いによって、履歴ループの形状に変化がみられ、劣化支承の最大応答変位はリファレンス支承に比べて 39% 大きくなっており、許容ひずみ 250% に相当する相対変位 175 mm を超過

している。

すべての9波による結果として、応答せん断ひずみの最大値を図 7に示す。縦軸に劣化支承、横軸にリファレンス支承の最大応答値とし、両者の結果を比較している。図中の赤い太破線はレベル2地震を受けるとき支承の許容ひずみ250%の大きさを示す。黒い対角破線は、劣化支承とリファレンス支承の応答が一致するときの位置を表記している。3種類地盤においてそれぞれ3波の結果が得られている。図に示すように、LRBの経年劣化によって、支承の最大応答はすべての入力地震波に対して大きくなっている。リファレンス支承はすべての地震波に対して、応答値が250%以下になっていることに対して、劣化支承の応答のうち4つの応答が250%を上回っている。

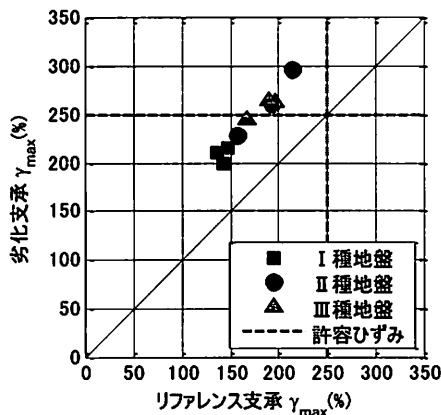


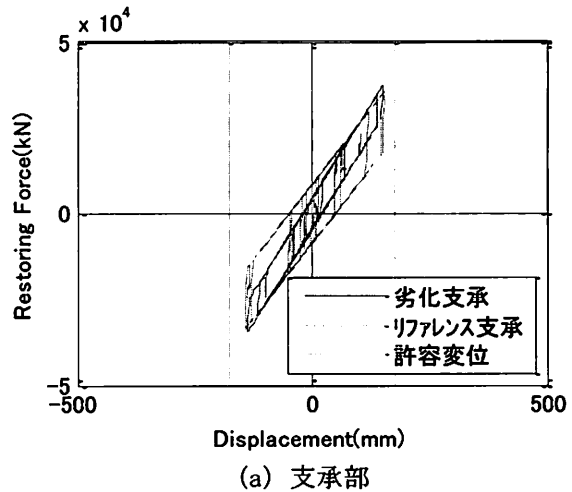
図 7 劣化による支承地震時の最大応答

これは、経年劣化によって、LRBの鉛プラグが突出し、内部で亀裂が生じることなどにより、支承のエネルギー吸収性能が低下し、減衰機能が半減した結果と思われる。ただし、劣化支承においても、最大応答がゴム支承のせん断変形性能試験で規定される300%のせん断ひずみ以下であることや、現行の耐震設計上では最大応答のチェックは3波の平均結果によることから、このような支承の経年劣化のみでは、橋梁の耐震性能に重大な影響を与える結果ではないと思われる。

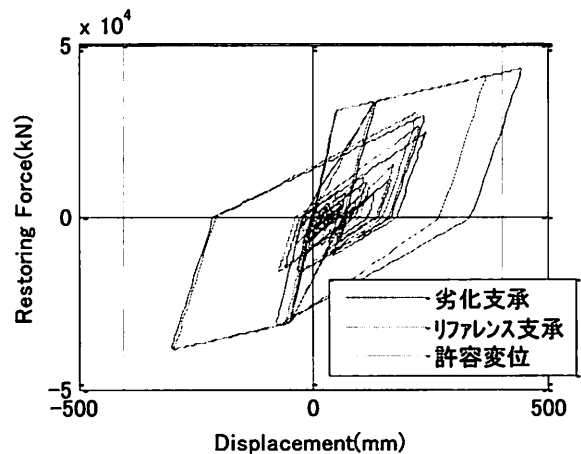
(2) 2 質点系モデルによる結果

2 質点系モデルの応答結果の一例として、地震波 T2-II-3 の入力による支承および橋脚部の復元力履歴曲線を図 8 に示す。支承部の変位は許容範囲内に入っており劣化支承とリファレンス支承の差は大きくないが、橋脚の応答変位の差が大きくなっており、劣化支承の場合では橋脚の許容変位を超過している。

支承部の剛性の増加により、橋脚に作用する慣性力が大きくなり、橋脚の応答が増加したことのほかに、支承部の減衰機能劣化によって、下部構造の応答と損傷がより大きくなったことも原因の一つと考えられる。



(a) 支承部



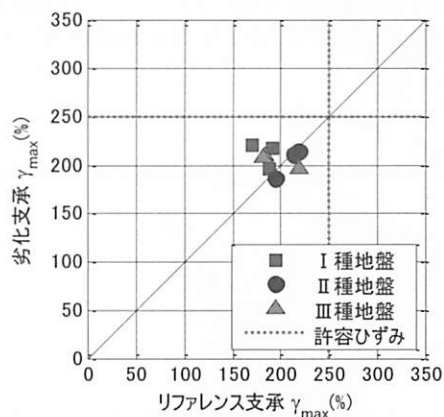
(b) 橋脚部

図 8 2 質点系モデルの復元力履歴

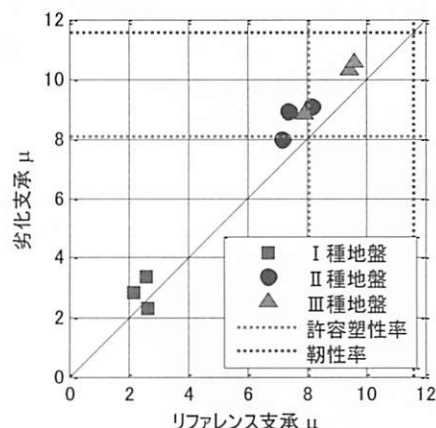
9波の入力に対する支承部の応答せん断ひずみおよび橋脚の応答塑性率の最大値の比較を図 9 に示す。支承部の応答せん断ひずみは全ての入力に対し許容ひずみ内に収まっており、入力地震動によっては劣化支承の方が応答が小さくなる場合もある。

橋脚の応答塑性率はほとんどの入力に対し劣化支承の方が応答が大きく、橋脚の許容塑性率を超過するケースも見られた。応答値の9波平均値として算出したリファレンス支承の場合に対する劣化支承の場合の比は、支承部応答せん断ひずみでは6.4%、橋脚応答塑性率では14.2%、上部構造応答加速度では10.6%の増加となった。全体的な傾向として、LRBの経年劣化は、構造物の地震時性能にやや不利となる影響を及ぼしているが、損傷の急増などの非線形

応答上の不安定までは生じてはいない。



(a) 支承部の最大応答せん断ひずみ



(b) 橋脚の最大塑性率

図9 橋脚変形を考慮した最大応答値比較

4. 漸増動的解析 (IDA)

(1) 漸増動的解析 (IDA)

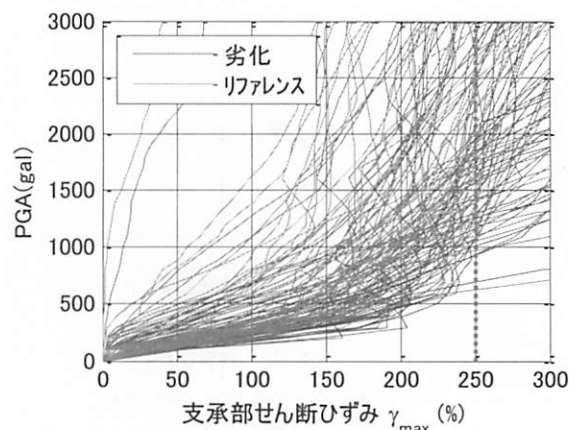
劣化した支承が使用されている橋梁のより一般的な耐震性能を評価するために、多くの入力地震動を用いて漸増動的解析 (IDA) を行う。IDA は、入力地震動の振幅を徐々に増加させながら動的応答解析を繰り返し行った結果に基づいて構造物の耐震性能を評価する手法である⁸⁾。縦軸に入力地震動スケール、横軸に変形量を示す IDA 曲線を描くことで、限界変形量を超える地震動スケールを評価することができる。

入力地震動には、PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), K-NET, 気象庁 HP から、構造物への応答の影響が大きいと考えられる PGV が 50kine 以上の地震動 59 波を用いた。入力地震動は PGA=100, 200, …, 3000gal となるように振幅倍率を加速度波形に乗じて解析を行った。解析にお

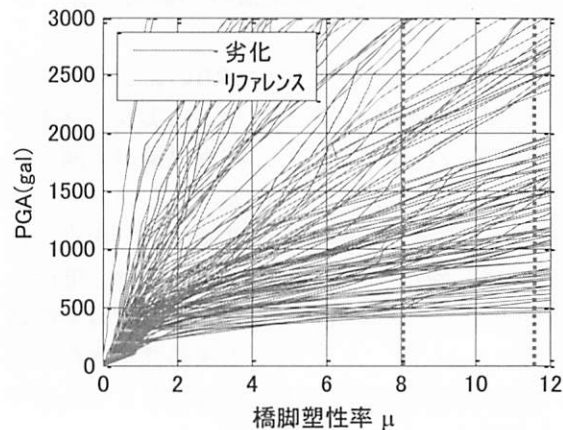
ける構造モデルとして、前述した 2 質点系モデルを用いた。

(2) IDA 曲線

それぞれの地震波の振幅を漸増させ、劣化支承とリファレンス支承を持つ構造モデルの非線形応答を求め、応答と入力地震波の強さ (PGA) を示す IDA 曲線を図 10 にまとめている。同図中では、赤い破線で支承の終局ひずみ 250%, 橋脚の損傷限界の許容塑性率 8.08 および橋脚の終局限界の靱性率 11.6 を表記している。支承部、橋脚部の応答ともに、地震波の増大に伴い、ばらつきが大きくなっており、劣化支承とリファレンス支承を用いた橋脚の応答も異なっていることがわかる。



(a) 支承部応答せん断ひずみ



(b) 橋脚塑性率

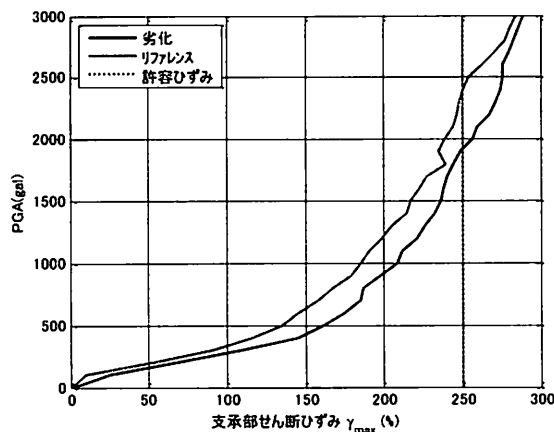
図10 全入力波に対する IDA 曲線

ただし、支承の応答終局に達成させる地震動 PGA が 500gal を越えていることに対して、橋脚が許容塑性率または靱性率まで応答の発生する地震動の強さがいずれも 500gal 以下になっている。すなわち、支承の破壊より橋脚の破壊が小さい地震動で生じ、この構造モデルの破壊パターンは橋脚が先行破

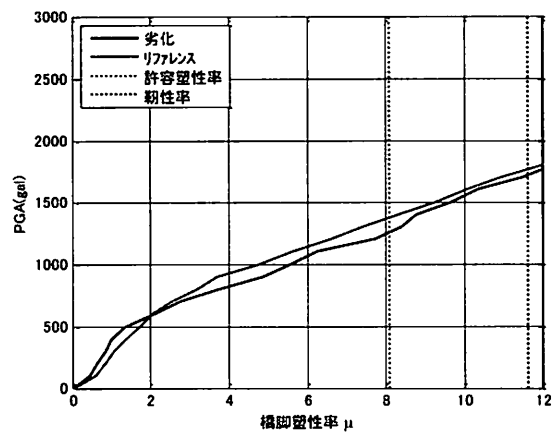
壊し、橋脚が耐えられる入力地震動の大きさが構造全体の耐震性能の閾値を示している。

さらに、それぞれの結果について、平均 IDA 曲線として、59 本の入力波の中央値をエラー！参照元が見つかりません。に示す。この中央値は、ある PGA に対する 59 波の応答値のうち小さいものから数えて中央（30 番目）に位置する値をつなげたものであり、IDA 曲線の統計的平均値を示している。

図に示すように、支承部ひずみは劣化支承の方が応答は大きくなっており、入力地震波が約 2000gal 付近で劣化支承の応答が終局ひずみを超えており、これはリファレンス支承の約 8 割の地震動に相当する。



(a) 支承部応答せん断ひずみ



(b) 橋脚塑性率

図 11 平均 IDA 曲線（中央値）

一方、橋脚の塑性率では劣化支承とリファレンス支承との差は小さく、600gal を超えるまでは劣化支承の方が応答は小さいが、600gal 以上の地震動では、傾向が逆転して劣化支承の方が大きな応答が生じる。橋脚の許容塑性率に達するときの地震動が約 1300gal 付近にあり、平均的に支承の終局より、橋

脚が先に許容塑性率に達することが分かる。劣化支承を用いた場合では、許容ひずみまでの応答が生じるための地震波がリファレンス支承の場合より小さくなっており、その 0.91 倍となっている。

(3) フラジリティカーブ

橋脚の応答塑性率が許容塑性率（8.076）を超えた時点を橋脚許容限界、橋脚の終局時の靱性率（11.62）または支承の許容ひずみ（250%）を超えた時点を終局限界と定義した上で、それぞれの限界状態を基準としたフラジリティカーブを描いたものを図 12 および図 13 に示す。

図中の点は、各限界状態を超えた地震動数の全地震動数に対する比をプロットしたものであり、曲線はその分布を対数正規分布の累積分布関数として求めたものである。

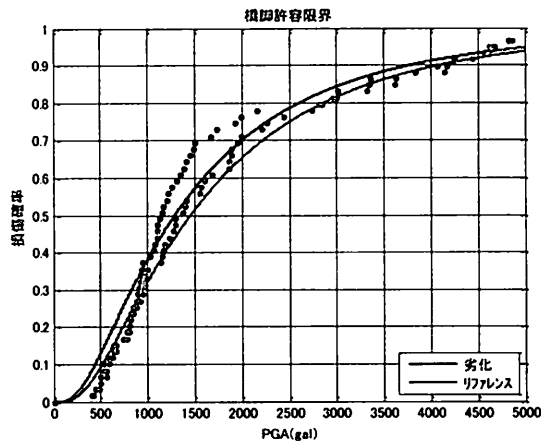


図 12 橋脚許容限界のフラジリティカーブ

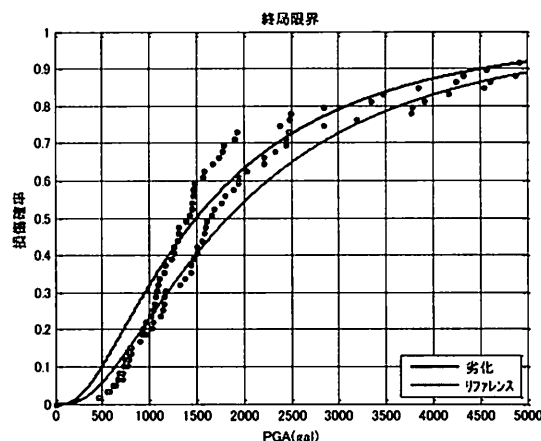


図 13 終局限界のフラジリティカーブ

橋脚許容限界、終局限界ともに、リファレンス支承よりも劣化支承の場合の方が同じ地震動倍率での損傷確率がやや高くなっている。ただし、近年まで

観測された大地震の経験的に可能な PGA に絞ると、PGA が 1000gal を超えて、かつ破壊力を持つものが少ないと思われる。PGA が 1000gal 以下となる場合劣化による破壊率の差がほぼ見られていない。なお、現実的に破壊力を持つ記録が少ないものの、PGA が 1000gal を超えている場合、劣化による破壊率がやや高くなっているが、急激な変化は見られていない。

したがって、今まで世界各地で観測された地震波形のうち、より現実な範囲の中で、例えば兵庫県南部地震のような大地震が生じて、支承の劣化による全体的な破壊確率の変化は小さいと思われる。

5 まとめ

本研究では、載荷試験で得られた LRB の復元力履歴特性の変化によって地震時性能への影響を、レベル 2 地震動入力に対する動的応答の観点から検討した。1 質点系モデルでは、劣化支承を用いた場合の最大応答は、リファレンス支承を用いた場合に比べて平均 42.5% の増加となった。2 質点系モデルでは、支承部の最大応答は 6.4%、橋脚の最大応答は 14.2% の増加となり、橋脚への影響が大きいことがわかった。

なお、多数地震動を入力した漸増動的解析による検討では、劣化支承をこのまま用いた場合、橋脚部が先に破壊する傾向が見られる。同じレベルの地震動に対して、ゴム支承の劣化により、極大地震時には構造物危険度が大きくなるが、現実的な地震動範囲では、支承の劣化による大きな変化は見られていない。

参考文献

- 1) 石橋忠, 中村正人, 宮川政勝: 道路橋ゴム支承の耐久性に関する載荷試験, 日本道路公団試験所報告, 第21号, pp.100-110, 1984.
- 2) 伊藤義人, 矢澤晃夫, 佐藤和也, 顧浩声, 忽那幸浩, 山本吉久: 橋梁支承用ゴムの環境劣化特性に関する基礎的研究, 土木学会論文集No.794/I-72, pp.253-266, 2005.
- 3) 伊藤義人, 佐藤和也, 顧浩声, 山本吉久: 橋梁支承用ゴムの性能劣化特性に関する研究, 土木学会論文集A, Vol.62, No.2, pp.255-266, 2006.
- 4) M. Kato, Y. Watanabe, G. Yoneda, E. Tanimoto, T. Hirotsu, K. Shirahama, Y. Fukushima, Y. Murazumi : Investigation of Aging Effects for Laminated Rubber Bearings of Pelham Bridge, Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, 1996.
- 5) 曾田信雄, 山田金喜, 木水隆夫, 広瀬剛, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.527-539, 2013.
- 6) 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: 経年劣化したゴム支承 (LRB) の残存性能に関する実験的考察, 第16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演論文集, Vol.16, pp.449-456, 2013.
- 7) D. Vamvatsikos and C. A. Cornell : Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002.
- 8) Clough, R.W. and Johnston, S.B. : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement, Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.