

引張特性を考慮した橋梁用積層ゴム支承の鉛直地震応答に関する検討

飯山 かほり¹⁾, 大町 達夫²⁾

1) 東京工業大学 都市地震工学センター, iiyama.k.aa@m.titech.ac.jp

2) 東京工業大学 総合理工学研究科 人間環境システム専攻, ohmachi@enveng.titech.ac.jp

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震によって鋼製支承を有する多くの橋梁に被害がもたらされたことを受け、近年の新設橋梁にはゴム支承が多く採用されている(たとえば写真1, 2)。橋梁に用いられるゴム支承には、通常図1に示すように鋼板が互層状に配置されており、これによって圧縮方向には高い耐荷重性能を有しながら水平方向にはゴムの変形で柔らかく抵抗し、上部構造の慣性力を低減することができる。このように、ゴム支承は水平力および圧縮力には高い抵抗性能を有する一方で、引張力に対する抵抗性能や、引張力を受けた後の水平抵抗性能、圧縮抵抗性能の信頼性についてはいまだ十分には確認されていない。このため支承の設計では、常時の状態での引張力は許容していない。しかし、橋の構造によっては、活荷重が生じた場合や大きな地震力を受けた場合、支承部に引張力が生じることも少なくなく、引張力に対する安全性を適切に評価することが重要である。

ところで、現行の設計規準¹⁾では、動的な外力が作用した場合に支承部に生じる鉛直方向反力は圧縮剛性で評価するのが基本とされている。しかし一部の実験結果では、ゴム支承の引張剛性として、ある応力以下では弾性的な挙動を示すこと、またその弾性剛性は圧縮剛性と比べて小さいことが確認されている。このことは、実際の支承挙動は圧縮時と引張時で異なることを示しており、引張力が作用するような条件下では、圧縮剛性を用いるだけでは応答を正しく評価できないことが懸念される。

ここでは、実験結果をもとに引張剛性が圧縮剛性よりも低下する非線形モデルを使用し、通常的设计で用いられる圧縮剛性モデルと比較して地震時応答がどのように変化するかを解析的に検討した。

2. 支承の引張力に対する設計上の考え方

現行の設計においては、ゴム支承への引張力を許容する場合と許容しない場合がある。たとえば、支承による大きなエネルギー吸収を期待する免震設計では、支承への引張力を許容していない。これは、“免震支承が鉛直引張力を受けた状態で水平方向の



写真1: ゴム支承を有する橋梁の例



写真2: 積層ゴム支承の設置例

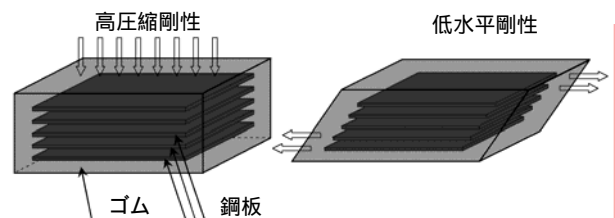


図1: 一般的な積層ゴム支承の構造

地震力を受けた場合の支承破断強度やエネルギー吸収性能の動的特性が十分に確認されていないため”である²⁾。一方、支承による減衰効果は期待せず、慣性力を各下部構造に分散させることを目的とするゴム支承に対しては、風時や地震時において生じる引張力を許容し、ゴム本体で抵抗させる。この場合、引張力の上限は許容値によって定められており、例えばゴムのせん断弾性係数 $G_e = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 以上の地震時許容引張応力度は 2.0 N/mm^2 である。また、支承に生じる鉛直方向の反力を求める場合には、静的または動的照査を行う必要があるが、慣性力の分散を目的としたゴム支承を用いる場合には地震時挙動が複雑となるため動的照査を行うのが基本である。

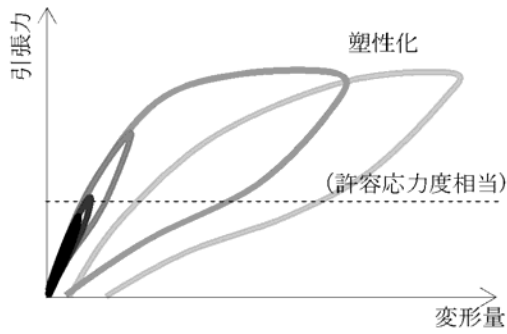


図2：引張実験結果（力 変位関係）

さらに、動的解析によって生じる最大引張反力を求める場合には、既述のように支承の圧縮剛性を用いるのが現在の方針である。

3. 積層ゴム支承の鉛直剛性

積層ゴム支承の引張特性については、同じ形状を有する3種類の積層ゴム支承(NR, HDR, S-HDR)に対する静的引張試験結果²⁾を参考とした。この試験1次は、一辺350mmの正方形断面、ゴム厚11mm×5層、1次形状係数 $S_1=8$ 程度の支承(せん断弾性係数 $G_e=0.8, 1.0, 1.2\text{N/mm}^2$)に対して行われたものである。本実験によれば、支承の引張力 変位関係はその種類にかかわらず一様に、図2に示すような履歴を描いていた。この履歴曲線に見られる共通の特徴としては、

- ・ ある応力範囲を超えると大きく塑性化して残留変位も増大していくが、応力が小さい範囲では比較的安定した弾性挙動を示す
- ・ 弾性挙動を示す範囲の引張剛性 K_v^T を概算すると引張剛性 K_v^T は圧縮剛性 K_v^C のおおむね2～3割程度に相当する

ことが指摘される。このことから、弾性的に剛性が低下するモデルを新たに設定した。なお、積層ゴム支承の圧縮剛性 K_v^C は、次の実験回帰式が参考となる¹⁾。

$$K_v^C = \frac{E \cdot A_e}{t_e} \quad (1)$$

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G_e \quad (2)$$

ここで、 α ：支承種類による係数、 β ：支承平面形状による係数、 S_1 ：1次形状係数、 G_e ：せん断弾性係数であり、矩形の積層ゴム支承の場合 $\beta=35$ 、 $\alpha=1$ である。

4. 解析モデルおよび条件

上述のような引張特性を有する支承の地震時反力が、従来の剛性モデルに対してどの程度変化するかを確認するために、1自由度系過渡応答解析を行

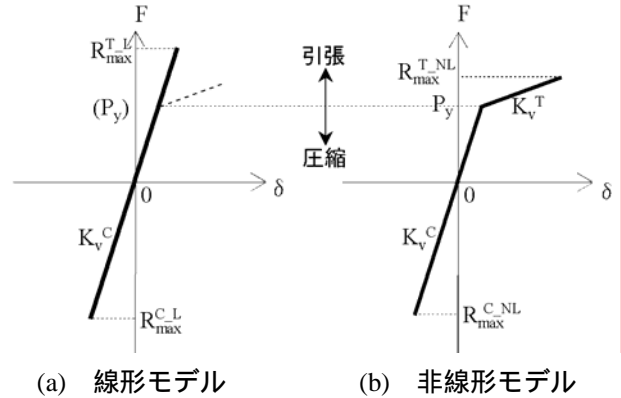
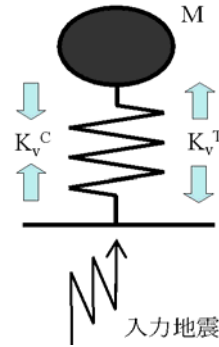


図3：解析モデルおよび剛性モデル

った。解析モデルおよび剛性モデルを図3に示す。図3(a)は従来の剛性モデルであり、圧縮剛性 K_v^C のみの線形、弾性(以下、線形モデル)で表される。これに対し図3(b)は、引張剛性の低下を考慮した非対称非線形弾性(以下、非線形モデル)である。図中の折れ点(降伏荷重) P_y は、上部構造の重量に相当する。上部構造によって圧縮力を受けた状態を変形ゼロの初期状態として、 P_y を超える上向きの力が作用したときに初めて、引張力が生じる。よって、2つのモデルの応答に差が生じるのは、上向き反力が P_y を超える場合のみとなる。なお、降伏荷重 P_y は下式で計算される。

$$P_y = Mg = \frac{g}{4\pi^2} K_v \cdot T_0^2 \quad (3)$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v^C}} \quad (4)$$

ここで、 M ：上部構造質量、 g ：重力加速度、 T_0 ：固有周期である。

本解析では便宜上 K_v を一定値(500MN/m)とした。よって固有周期 T_0 は M を変えて変化させている。なお、実験結果では弾性範囲の引張剛性 K_v^T は圧縮剛性 K_v^C のおおむね2～3割であったため、下式の剛性比 s は、0.25を基本値とした。

$$s = \frac{K_v^T}{K_v^C} \quad (5)$$

グループ -番号	年月日/地震名, 観測地 (K-net の場合は観測地記号)	最大加速度 (gal)
I-1	95/01/17 兵庫県南部, JR 鷹取駅構内	290
I-2	07/04/15 MIE004 (K-net)	323
I-3	03/09/26 HKD091 (K-net)	325
I-4	95/01/17 兵庫県南部, 神戸海洋気象台	332
I-5	95/01/17 兵庫県南部, 東神戸大橋地盤	395
I-6	00/10/06 TTR007 (K-net)	404
II-1	07/03/25 ISK005 (K-net)	556
II-2	I-2 記録×2 (加速度振幅のみ2倍)	645
II-3	I-3 記録×2 (加速度振幅のみ2倍)	650
II-4	I-6 記録×2 (加速度振幅のみ2倍)	808
II-5	04/10/23 NIG019 (K-net)	820
II-6	03/05/26 MYG011 (K-net)	825

解析時間ステップは 0.001sec とした．等価粘性減衰定数 h は，鉛直方向に対する支承の履歴減衰はほとんど見込めないことや，数値計算上の安定性にも配慮し， $h = 1\%$ とした．

解析に用いた入力地震動を表 1 に示す．ここでは，兵庫県南部地震の記録のほか，近年得られた内陸直下地震で特に強い加速度を有する上下方向の地震記録を選定した．ここでは最大加速度が 500gal 未満のものをグループ I，500gal 以上のものをグループ II とした．

5. 解析結果

本解析では，まず線形および非線形モデルに対して表 1 の地震動を入力し，軸力応答スペクトルをそれぞれ作成した．ここで，軸力応答スペクトルとは，固有周期 T_0 を 0.01 秒間隔で変化させ，圧縮および引張の最大応答反力をプロットしたものである．なお，ここでは上向き引張方向を正としている．

図 4 に I-5 入力を例とした軸力応答スペクトルを示す．この例ではおおむね $T_0 = 0.42(s)$ の範囲で最大引張反力が降伏荷重 P_y を上回るため，両モデルの応答値に差が生じている．同図では，最大圧縮反力は，非線形モデル (R_{max}^{C-NL}) が線形モデル (R_{max}^{C-L}) に対しておおむね増加する傾向に，また最大引張反力は，非線形モデル (R_{max}^{T-NL}) が線形モデル (R_{max}^{T-L}) に対して減少する傾向となっている．この傾向は，他の入力に対してもおおむね同様であった．次に，すべての地震動入力について作成した応答スペクトルに対し，下式の反力比を指標に用いて表したものを，それぞれ図 5，図 6 に示す．

$$\text{最大圧縮反力比 } \gamma_c = R_{max}^{C-NL} / R_{max}^{C-L} \quad (6)$$

$$\text{最大引張反力比 } \gamma_t = R_{max}^{T-NL} / R_{max}^{T-L} \quad (7)$$

まず，図 5 の最大圧縮反力比 γ_c に着目する．入力最大加速度が 500gal 未満のグループ I 入力に対し

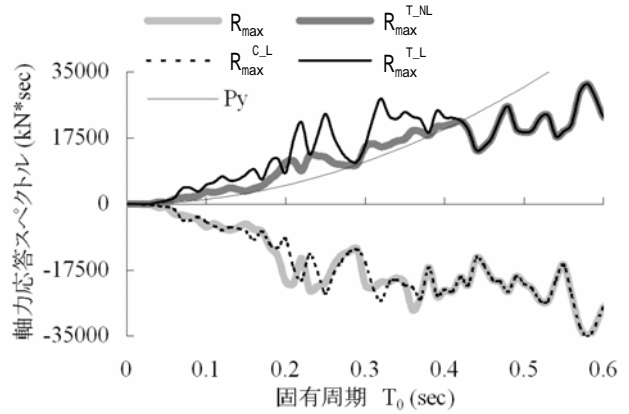
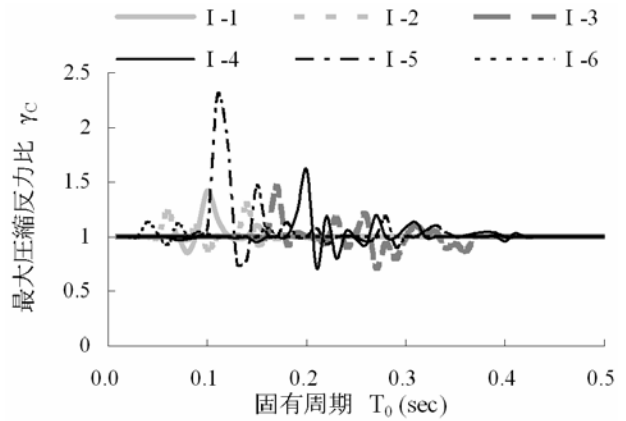
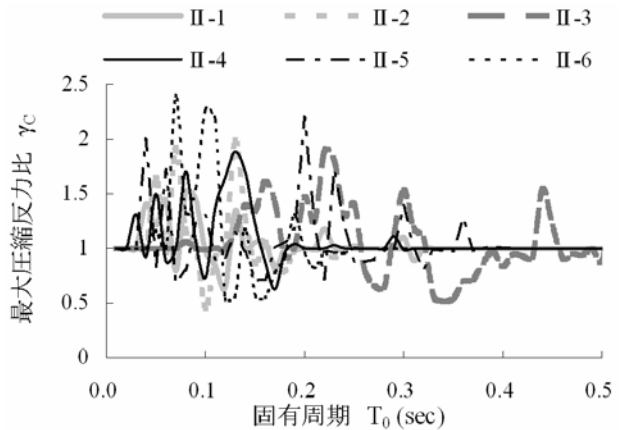


図 4：軸力応答スペクトル (II-5 入力)



(a) 入力：グループ I

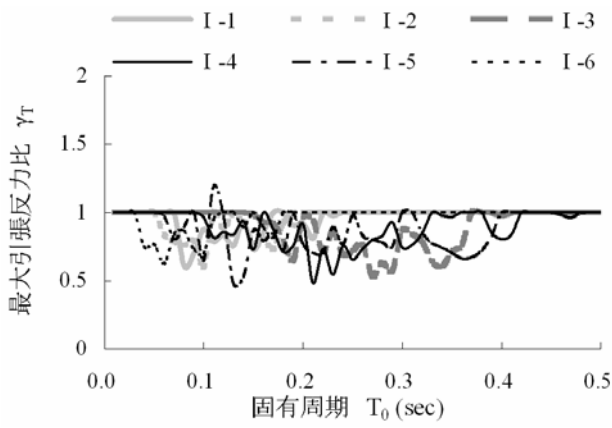


(b) 入力：グループ II

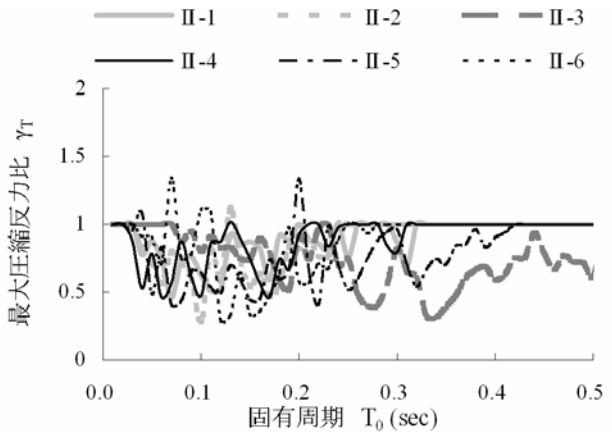
図 5：圧縮軸力応答スペクトル比

では，I-5 入力を除いてはほぼ 1.5 を下まわっているが (図 5(a))，入力最大加速度が 500gal を超えるグループ II 入力に対しては，多くの入力に対して γ_c が 1.5 を上まわり，またばらつきも大きくなる (図 5(b))．この結果から，入力の加速度振幅レベルが大きいほど，非線形モデルとの圧縮応答は線形モデルと大きく異なることがわかる．ただし，非常に強い地震動に対しても， γ_c は 2.5 を超えない．

同様に，図 6 の最大引張反力比 γ_t に着目すると，グループ I 入力に対しては，I-5 入力を除いて γ_t は



(a) 入力：グループ I



(b) 入力：グループ II

図 6：引張軸力応答スペクトル比

1 を超えない (図 6(a))。またグループ II 入力に対しても、一部の入力に対して 1 を超える場合もあるが、ほとんどの場合は 1 を下まわる (図 6(b))。このように、非線形モデルによる引張応答は、線形モデルの応答よりも小さくなる傾向にあるが、入力振幅レベルが大きいと 1 を超える場合もある。

次に、上記のような非線形モデルの応答の増減に及ぼす線形時応答の強弱の関連性を調べるため、以下の指標を導入した。図 5 および 6 の横軸を ξ に変えて表したものを、それぞれ図 7 および図 8 に示す。

$$\text{線形引張応答超過比 } \xi = R_{\max}^{T-L} / P_y \quad (8)$$

図 7 は、線形引張応答超過率 ξ と最大圧縮反力比 γ_c の関係を表したものである。 γ_c は、 ξ が 1.2 を超える範囲では値のばらつきが大きい、1.2 より小さい範囲では 1 となる。応答超過が小さい範囲において、非線形モデルの圧縮応答は線形応答とほぼ同値となる。また ξ が 1.6 を超えない範囲では、非線形応答は線形応答よりも増大するものの、線形応答の 2 倍未満にとどまる。 ξ が 1.6 を超える範囲では、

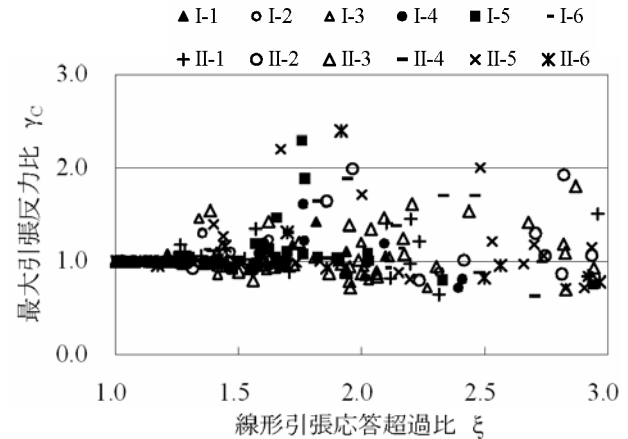


図 7：降伏比と最大圧縮反力比の関係

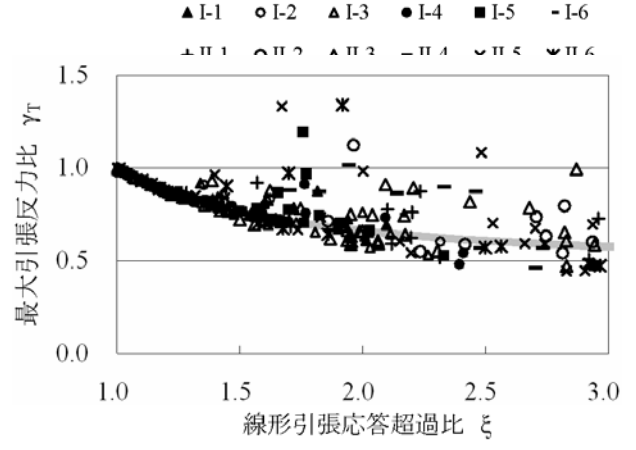


図 8：降伏比と最大引張反力比の関係

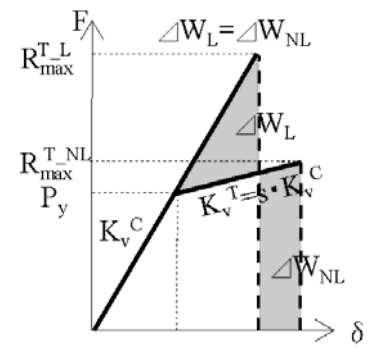


図 9：エネルギー一定則

非線形応答のばらつきが増大し、応答の予測は困難となる。なお、この傾向は剛性比 s を 0.1、変化させても同様であるが、 s が小さいほど非線形応答のばらつきが大きくなる傾向にある (図 10.1(a),(b))。

図 8 は、線形引張応答超過率 ξ と最大引張反力比 γ_t の関係を表したものである。 γ_t は、 ξ が 1.3 を超えるとばらつきが大きくなっていくが、1.3 以下の範囲ではひとつの曲線上にある。

一般に、バイリニア型の復元力を有する弾塑性系の地震応答に関する既往の研究から、最大変形と降伏力の関係では、比較的短周期の範囲においてエネルギー一定則 (PEC) が適合する傾向が認められ

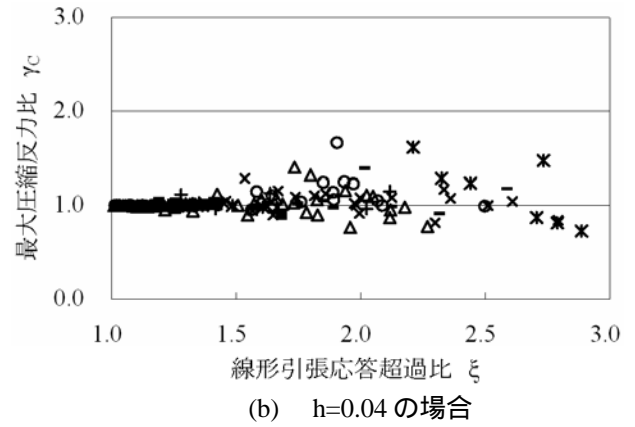
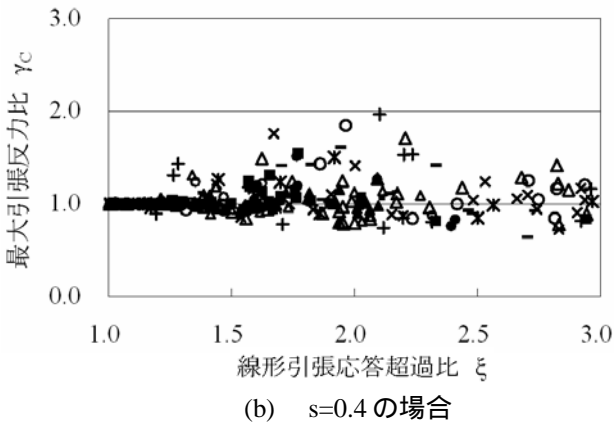
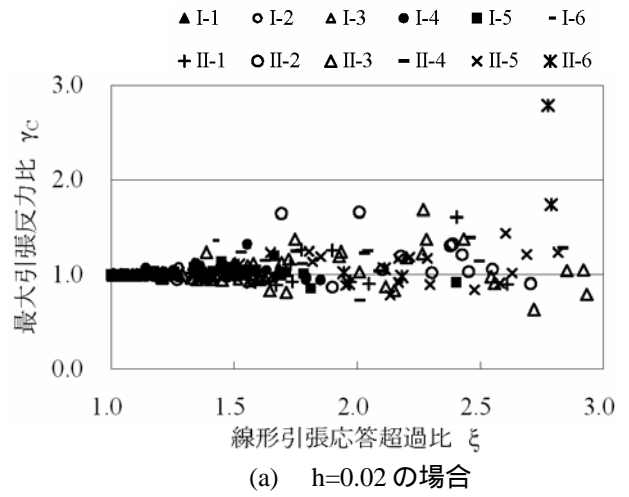
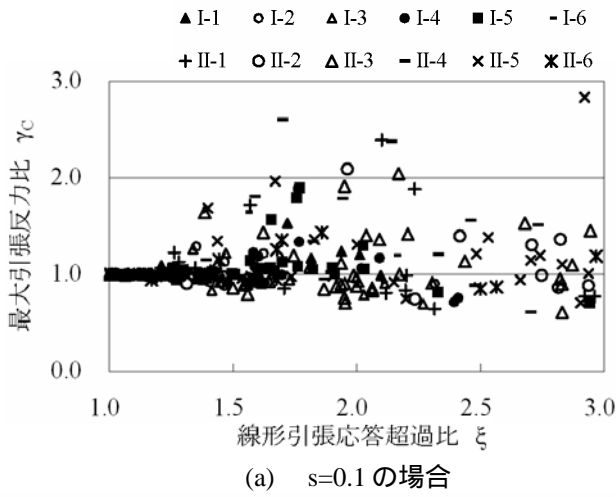


図 10.1 : 降伏比と最大圧縮反力比の関係
(剛性比 s を変化させた場合)

図 11.1 : 降伏比と最大圧縮反力比の関係
(減衰定数 h を変化させた場合)

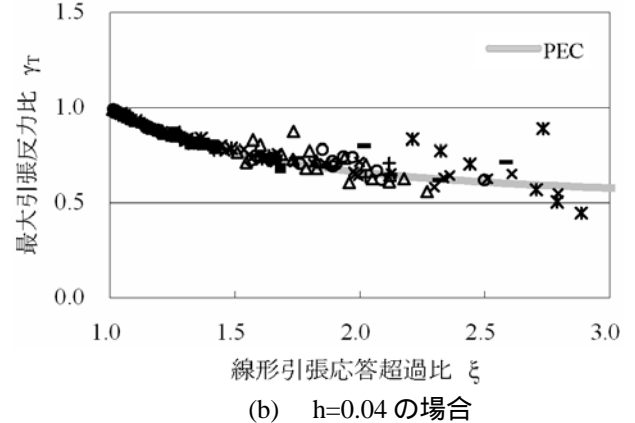
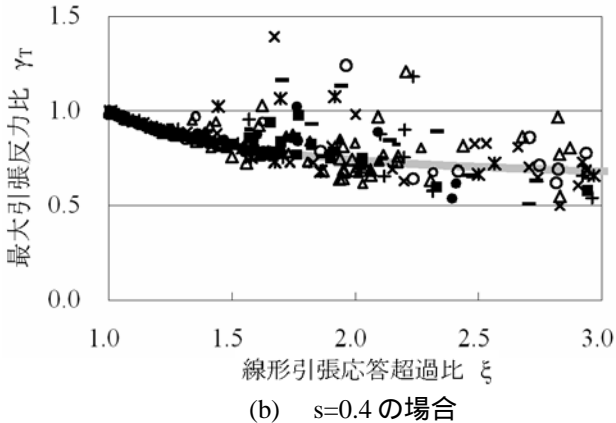
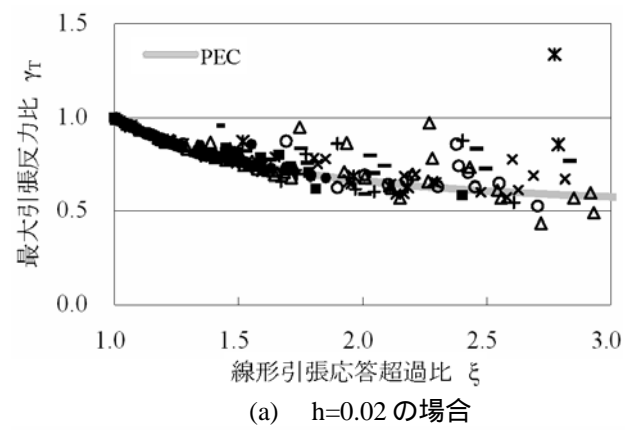
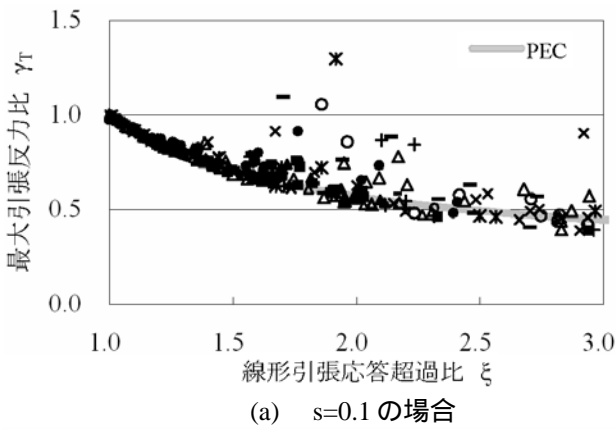


図 10.2 : 降伏比と最大引張反力比の関係
(剛性比 s を変化させた場合)

図 11.2 : 降伏比と最大引張反力比の関係
(減衰定数 h を変化させた場合)

ている^{5),6)}。図9の関係を表す次の関係式

$$\gamma_T = \sqrt{s + (1-s)/\xi^2} \quad (9)$$

を図8に実線で描くと、 γ_T と ξ の関係とよく一致する。この傾向は、剛性比 s を0.1, 0.4と変化させた場合でも同様であるが、 s が小さい、すなわち非線形性が大きいほど、ばらつきは小さくなるようである(図10.2(a),(b))。このように、線形時の応答超過が比較的小さい場合は、非線形モデルの最大引張反力は、線形モデルに対してエネルギー一定則を適用することで予測することができる。しかし、非線形性が大きくなると、結果のばらつきも大きくなる。このような値のばらつきは、非線形振動特有の跳躍現象などによる不安定な応答が起因していると考えられる⁷⁾。

最後に、減衰定数を $h = 2\%$, 4% と変化させた結果を図11.1, 11.2に示す。圧縮応答、引張応答ともに、減衰定数に比例して非線形モデルの応答のばらつきは小さくなる。したがって、減衰定数を大きくすることができれば、引張反力などの予測可能範囲が広がるので、ゴム支承の適用範囲が広がる可能性がある。

6. 結論

積層ゴム支承の試験結果を参考として、引張時と圧縮時剛性の変化を反映した新たなモデルに対して、最大応答反力に着目して従来モデルとの比較を行った。1自由度系応答解析から得られた結論は以下のとおりである。

1) 支承の鉛直引張方向の剛性低下を考慮した非線形モデルの最大応答反力は、弱非線形応答の範囲においては、線形モデルの最大応答反力から予測できる。しかし、強非線形応答の範囲では結果のばらつきが大きくなり、線形モデルによる推定は困難となる。

- 2) 非線形モデルによる最大圧縮軸力応答は、線形モデルに対する最大応答が $1.2 P_y$ より小さいケースに対して、線形モデルによる最大圧縮軸力応答と同程度となる。
- 3) 非線形モデルによる最大引張軸力応答は、線形モデルに対する最大応答が $1.3 P_y$ より小さいケースに対して、エネルギー一定則が適用できる。
- 4) 上記2), 3)の傾向に対する剛性比の影響は小さい。
- 5) 減衰定数を大きくした場合、非線形応答のばらつきが小さくなる傾向にある。

実際の橋梁支承では、鉛直方向の挙動だけでなく水平方向の挙動が重要となり、回転による局部応力に対する安全性なども検証しなければならない。今後はより実際に近いモデルにより検討を加える必要がある。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会(2004.4), 道路橋支承便覧
- 2) 鶴野禎史, 炭村透, 金井宏司(2003), “各種ゴム支承の引張条件下における水平特性に関する研究”, 土木学会論文集, No.190
- 3) (社)日本橋梁建設協会, デザインデータブック, p50-53
- 4) (社)日本道路協会(2002.3)道路橋示方書・同解説V耐震設計編
- 5) 柴田明德(2003), 「最新耐震構造解析<第2版>」, 森北出版(株)
- 6) 大沢胖, 柴田明德, 地震動に対する1質点系の非線形レスポンスの特性 最大変形に関する既往の研究の整理と考察, 日本建築学会論文報告集第69号, 昭和36年10月
- 7) 永井健一(2000), 「ダイナミクスのシステム解析-エネルギー法による機械の構造振動からカオスまで-」, 森北出版(株)