

鋼製橋脚で支持された連続高架橋における積層ゴム支承の 水平2方向地震動下の挙動特性

奥村 徹¹・後藤芳顯²・海老澤健正³・小畑誠⁴・Jianzhong Li⁵・Yan Xu⁶

¹正会員 工博 瀧上工業株式会社 企画管理室（〒475-0826 愛知県半田市神明町一丁目1番地）

²フェロー会員 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授（〒169-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）

³正会員 工修 名古屋工業大学助教（同上）

⁴フェロー会員 工博 名古屋工業大学教授（同上）

⁵非会員 Ph.D 同済大学教授 土木工程学院（〒2000092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239）

⁶非会員 Ph.D 同済大学准教授 土木工程学院（同上）

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、積層ゴム系支承は極大地震に対する橋梁の有効な耐震性能向上策として多く採用されてきた。ゴム系支承は橋脚の保有水平耐力以上の耐力を持つことが前提で、橋脚の損傷を制御するための重要な役目を持っているが、東北地方太平洋沖地震（2011）では橋脚の損傷以前に積層ゴム支承（NRB）が破断するという重大な被害が初めて確認された。支承の破壊が生じると、免震機能の喪失により高架橋の耐震設計思想が根本的に破綻する可能性も考えられる。上記のゴム支承の破断は当該支承の材料や製作上の欠陥・劣化に原因を求める見解もある。しかし、高架橋に設置されたゴム支承が実際の地震動下で破壊に至る過程はほとんど解明されておらず、上下鋼板を平行に拘束した状態での一方向せん断試験によるゴム系支承の性能評価法と単純なせん断バネを用いた耐震解析による現行の安全照査法の妥当性が十分に検証されていないのも事実である。高架橋に設置されたゴム支承では上部構造による上鋼板の拘束下で、下鋼板が橋脚天端の変形に伴い2方向の水平変位と橋軸直角まわりの回転をするが、これらの挙動が支承性能に与える影響は十分に解明されておらず、支承の安全照査には考慮されていない。以上のような問題に対しては、RC橋脚で支持された連続高架橋を対象とした橋脚の塑性化によるゴム支承の回転変形とそれが局部せん断ひずみに与える影響の簡単な検討¹⁾がある他、実験的な検討として、支承とRC独立橋脚柱との連成を考慮したハイブリッド実験²⁾、支承単体の水平2方向載荷実験^{3,4)}が行われているに過ぎない。過去の研究は、いずれも、基礎的な検討や部分構造を対象とした実験に基づく検討にとどまっており、実橋の状況をどれだけ正確に反映しているかという点については必ずしも明らかでない。

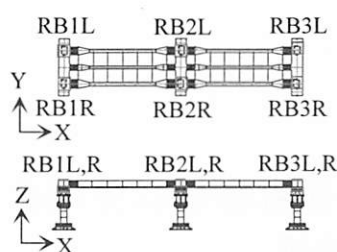
本研究では鋼製橋脚で支持された連続高架橋における積層ゴム支承の地震時のできるだけ正確な挙動特性を明らかにすることを目的とする。まず、著者らが実施した2径間の大型連続高架橋模型（ $1/s=1/6.7$ ）のマルチ振動台による水平2方向同時加振実験^{5,6)}で得られたデータをもとにキャリブレーションを行った連続高架橋模型の高精度FEモデルを用いた時刻歴応答解析によりゴム支承へ作用する力や変形特性について検討を行う。さらに、積層ゴム支承内部の挙動を詳細に検討するために、ゴム体に超弾性の材料構成則、内部鋼板に弾塑性構成則（等方硬化則）を適用したソリッド要素で離散化した支承単体のFEモデルを構築する。そして、全体系の解析で算定されたゴム支承上下面へのマクロ的な作用力や相対変位の時刻歴を支承単体のFEモデルに与えた解析を実施することで支承内部に生ずる局所的な応力やひずみについて考察する。

2. 高架橋のFEモデルの構築と実験による検証

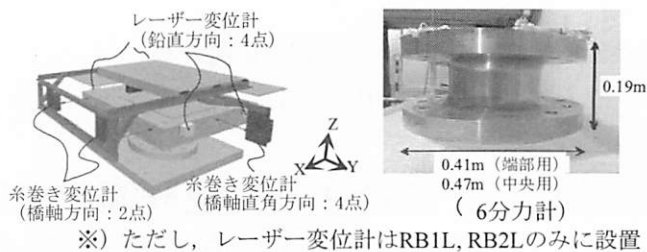
(1) 加振実験の概要

a) 供試体と入力地震動

2径間連続高架橋の諸元を決定するにあたり、はじめに対象とする実大の高架橋の緒元（支間長40m、幅員19m、橋脚の支承下端までの高さ12.5m）を設定し、主荷重に対して上部構造（非合成1桁（7主桁））の設計を行った。縮小模型（ $s=1/6.7$ ）はこの実大の高架橋をもとに振動台の寸法やその他の制約条件を考慮して設計した。この上部構造を実験模型に用いることを前提に、振動台の加振能力の範囲で橋脚の損傷で高架橋全体系が終局状態に到達するように橋脚とゴム支承の諸元ならびに入力地震動の振幅拡大倍率を決定した。このとき、上部構造は無損傷、ゴム支承の最大応答せん断ひずみは175%以内を満たすように制約

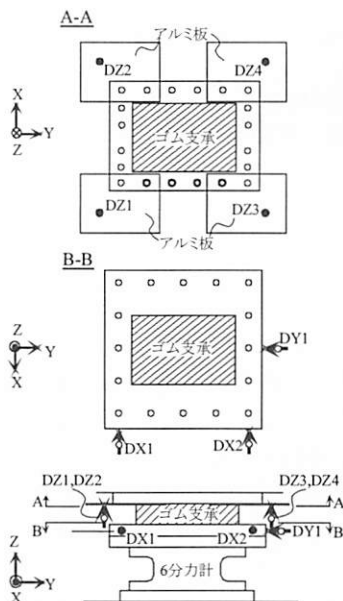


a) 支承の配置と ID



b) 支承の計測方法の概要

図-1 支承の計測方法



ただし、鉛直変位DZ1～4はRB1L, RB2Lのみ計測

図-2 支承の変位計測点

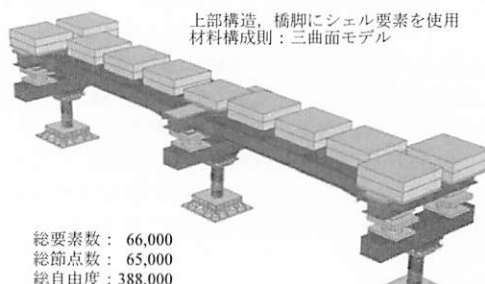


図-3 解析モデルの概要

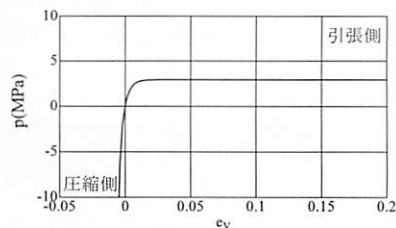


図-4 超弾性材料の静水圧応力・体積ひずみ関係

表-1 支承のモデル化

自由度	剛性	減衰	パラメータの設定
橋軸方向	線形弾性	線形ダッシュポット	加震実験
橋軸直角方向	線形弾性	線形ダッシュポット	加震実験
鉛直方向	線形弾性	無視	支承载荷実験
橋軸まわり	線形弾性	無視	支承 FE 解析
橋軸直角軸まわり	非線形弾性	線形ダッシュポット	加震実験
鉛直軸まわり	線形弾性	無視	支承 FE 解析

条件を課した。設計の詳細については文献 5) を参照されたい。

入力地震動としては、日本海中部地震津軽大橋観測波 (Tsugaru 波 LG+TR) をもとに加速度振幅を 270% に拡大するとともに、時間軸を相似則から $1/\sqrt{s}$ 倍とした水平 2 方向加速度成分を同時入力した。なお、加速度振幅の拡大倍率は多くの繰り返しの後に高架橋が終局状態に至るよう決定した。

b) 支承挙動の計測方法

加振実験では支承部の変形成分と反力成分を計測した。計測した変形成分はせん断変形 2 成分、鉛直変形成分、回転変形 2 成分およびねじれ変形成分の計 6 成分である。支承位置と計測方法を図-1, 2 に示す。せん断変形とねじれ変形成分は全 6 基のゴム支承の上鋼板と下鋼板間に設置した糸巻き変位計 (各支承; 橋軸方向 2 点、橋軸直角方向 1 点) で計測し評価した。鉛直変形成分と回転変形 2 成分は 2 基 (RB1L, RBL2) のゴム支承の上下鋼板の鉛直方向相対変位を 4 隅に設置したレーザー変位計で計測することで評価した。反力 (力 3 成分+モーメント 3 成分) は独自に開発した高精度の 6 分力計⁹⁾を全 6 基の支承と橋脚横ばり間に設置した。

(2) 解析の概要

a) 橋脚・上部構造のモデル化

解析は ABAQUS を用いることを前提として図-3 に概要を示すモデルの構築を行った。橋脚、橋脚横ばりおよび上部構造は厚肉シェル要素 S4R を用いて実際の構造に忠実にモデル化を行った。特に橋脚については幾何学的初期不整を反映してモデルを構築した。橋脚基部の振動台への接合部はその固定度を表すために独立した 2 方向の回転バネによりモデル化した。このバネ定数ならびに減衰係数は事前に実施した独立柱の弾性加振実験により同定した。塑性化する橋脚躯体の厚肉シェル要素には材料構成則として繰り返し塑性を考慮した三曲面モデルを用いた⁹⁾。

上部構造に設置する錘は重心位置に集中質量と回転慣性を与えてモデル化した。これらの錘と上部構造間の結合は錘の重心位置の節点と上部構造の錘設置面上のシェル要素の節点を複数の剛体はり (錘設置面側はピン結合) で拘束した。錘を拘束する上部構造の錘設置面は上部構造と錘の四辺が接触する部分のみとした。

b) 積層ゴム支承のモデル化

ゴム支承は 6 自由度の変形を表現するために表-1 に

示す各成分の連成を無視した非線形弾性バネとダッシュポットでモデル化した。(ゴム支承部のバネ定数と減衰係数の値は文献 6)を参照)。ゴム支承をモデル化したこれらのバネ定数、減衰係数のうち、応答値の大きい橋軸方向(X 方向)、橋軸直角方向(Y 方向)、橋軸直角軸まわり(Y 軸まわり)については加振実験の計測値に合うように同定した。具体的には、支承ごとに計測した変形の時刻歴応答値から速度を算定し、解析(バネ+ダッシュポットの力)と実験(分力計により計測した支承の作用力)との誤差が最小となる各支承のバネ定数とダッシュポット係数の最適値を求めた。その他の成分について、鉛直方向のバネ剛性は支承単体の載荷実験での値を使用し、橋軸まわり(X 軸まわり)の回転剛性および鉛直軸まわりの回転剛性(ねじり剛性)は単体の支承を対象にソリッド要素を用いた有限変位・有限ひずみの FE 解析により評価した。FE 解析でのゴム体の材料構成則には超弾性構成則^{7,8)}を上下鋼板と内部鋼板には線形弾性構成則を用いた。なお、ここで用いる超弾性の材料構成則では静水圧応力が引張り状態になった際のゴム内部のボイド発生による剛性低下を考慮している⁹⁾(図-4)。

c) 粘性減衰

各橋脚について独立柱としての加振実験で求めた減衰定数と振動数から剛性比例減衰の係数を計算し、これを、全体モデルにおける基部の回転バネ要素と鋼脚部分の要素(横ばりを除く)に考慮した。橋脚以外の鋼部材(橋脚横ばり、上部構造)は粘性減衰を同定するような実験を行っていないこと、また、これらの粘性減衰の影響は小さいと考えられることから、粘性減衰を無視した。

d) 地震動の入力方法

各振動台で計測した水平変位(2 成分)を各橋脚の基部にそれぞれ独立に与えた。

(3) 加振実験との比較による FE 解析の精度検証

a) 橋脚の応答

中央橋脚(P2) 頂部の等価水平復元力の合力⁹⁾の時刻歴応答を図-5 a)に、水平変位成分の時刻歴応答を図-5 b), c)に示す。これより、橋脚の等価水平復元力合力が最大値に到達する 13.7s 付近までは橋脚頂部の等価水平復元力合力や水平変位成分については解析と実験とはよく一致しており、本 FE モデルは、支承への最大地震力作用時までの応答を精度よく評価できると考えられる。

b) ゴム支承の応答

中央橋脚(P2) 上のゴム支承の変形成分および作用力成分の時刻歴応答を図-6 に示す。なお、平均せん断応力はゴム支承に作用するせん断力を初期断面積で除した値、平均せん断ひずみは相対水平変位をゴム層の総厚で除した値である。図-6 より解析で倒壊挙動が顕著になる 17s 付近までのゴム支承の応答に関して解析

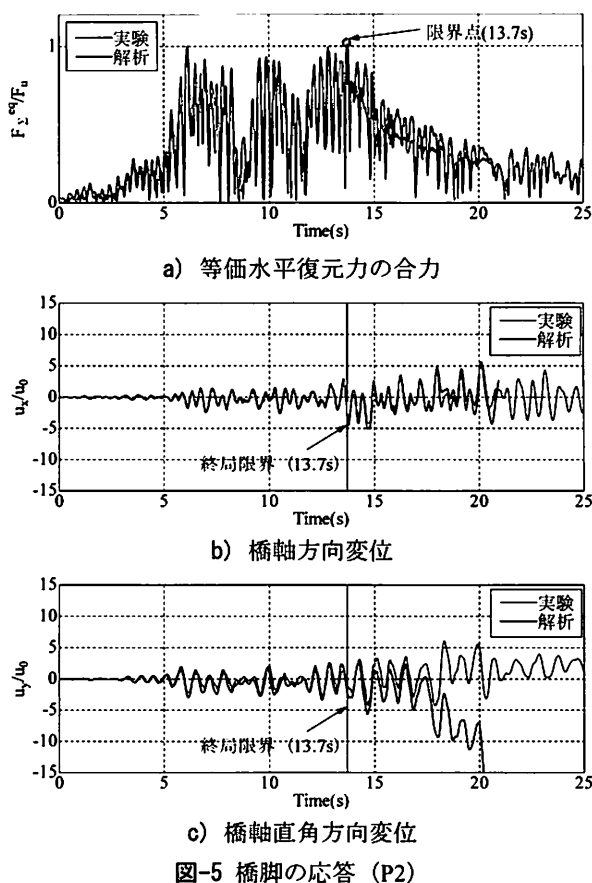


図-5 橋脚の応答 (P2)

と実験はよく一致している。支承の各成分はこの範囲で最大応答を示すので本 FE モデルで支承の挙動特性は十分検討できる。

3. 実構造を想定した高架橋の FE モデルによる水平 2 方向地震動下の支承の挙動特性

(1) 実構造を想定した連続高架橋モデル

模型供試体では製作および実験条件の制約により、①上部構造の剛性と重心位置、②1 支承線上での支承数と支承剛性、の 2 点において想定する実際の連続高架橋との間に主たる差異が生じた。

ここでは、上記の点を 2. で構築した高架橋模型の FE モデルで実際の構造に対応するように修正したモデル(以降、実構造モデルと呼ぶ)を設定する。そして実構造モデルを用いた解析により、連続高架橋における積層ゴム支承の水平 2 方向地震動下の挙動特性を検討する。

実構造モデルの上部構造は I 形断面を有する 7 主桁の構造とし、主荷重に対して設計を行った。FE モデルではこの上部構造の諸元を用いて 1 本の弾性はりに置換した。具体的には 7 本の主桁とコンクリート床版(鋼断面に換算、 $E_s/E_c=8$)からなる上部構造を 1 本の弾性はりに置換し、断面変化点ごとに断面定数(断面積 A 、断面 2 次モーメント I_{xx} 、 I_{yy} 、サン・ブナンのねじれ定数 J 、そりねじれ定数 $I_{\omega\omega}$)を相似則に従い設定した。なお、本研究で対象とする支承の最

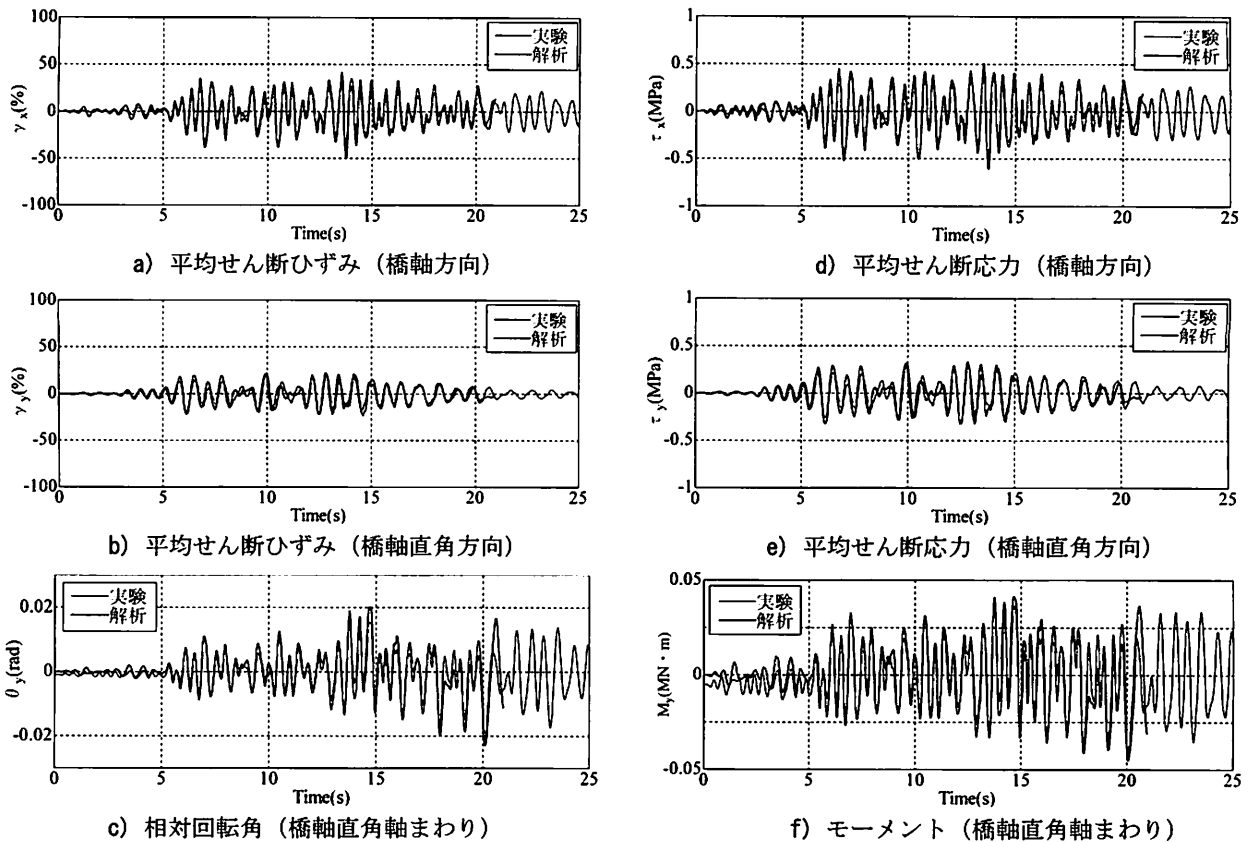


図-6 支承の応答値（中央橋脚上支承）

大応答が生じる範囲で上部構造を 1 本の弾性はりでモデル化することの妥当性は 2. で加振実験結果をもとに検証した。

支承については、加振実験でのモデルは簡素化のために 1 支承線上の支承数を 2 基としたが、実構造モデルでは主桁数と等しい 7 基とする。支承の緒元は簡易的に橋脚の Pushover 解析におけるピーク荷重（水平耐力）に対して支承のせん断ひずみ 250%の許容値におさまるように設計を行う。橋脚の水平耐力は載荷高さが低い橋軸方向載荷の方が大きくなるのでこの水平耐力を用いて支承を設計した。常時荷重に対する照査では支承の相対回転角を端部橋脚で 1/150rad、中央橋脚で 1/300rad とし、支承反力として想定した実大の上部構造の反力を相似側により縮小し、ゴム支承縁端で引張ひずみが発生しないようにした。設計したゴム支承の緒元を表-2 に示す。

高架橋全体系の FE モデルにおけるゴム支承は 6 自由度の成分に対してバネとダッシュポットでモデル化し、各成分の連成は無視した。表-2 の支承の各バネの成分の挙動はソリッド要素を用いた FE 解析で同定した。すなわち、2. で実施した支承単体の載荷実験で同定した材料定数を用いた超弾性構成則⁷⁸⁾を導入したソリッド要素による支承単体の単調載荷解析により荷重-変位関係を求め、これをトリリニア型の非線形弾性モデルで近似した。なお、ねじりを表すバネ成分に関してはモーメント-相対回転角関係の非線形性が小さいため、線形弾性バネとした。減衰については 2. の

表-2 ゴム支承の諸元（実構造モデル）

諸元	端橋脚上	中央橋脚上
ゴム材料の種類	NR (G10)	
ゴム体平面寸法 $a \times b$ (m)	0.0850 × 0.0850	0.0834 × 0.0834
高さ $n \times t_e$ (m)	3 × 0.00405	3 × 0.00225
S1 (1 次形状係数)	5.2	9.2
S2 (2 次形状係数)	7.0	10.9
設計せん断剛性: K_s (MN/m)	0.59 × 7 基=4.13	0.91 × 7 基=6.37
設計鉛直剛性: K_v (MN/m)	109 × 7 基=763	293 × 7 基=2051

実験モデルと同様にせん断、回転挙動について線形ダッシュポットを用いて考慮した。減衰係数の値は剛性比例型 ($C = \beta K$) を仮定した。ここでは、 β は 2. の振動台実験において求めた係数を用い K は上記のトリリニアバネの初期剛性とした。ゴム支承モデルにおける各定数と静的応答特性を表-3、図-7 に示す。

(2) 解析結果

a) 2 方向加振に対する応答

橋脚の終局限界への到達を把握するために、等価水平復元力の合力の時刻歴応答を図-8 に示す。これより、中央橋脚は 7.4s 付近で終局限界に到達し、10s 以降に耐力低下が生じていることが確認できる。

中央橋脚の支承線上の中央から左側の縁端 (+Y 側) までの 4 つのゴム支承 (①~④) の各応答値を図-9 に示す。これより、(1) の実構造モデルの支承の設計で述べたように、平均せん断ひずみは橋軸直角方向 ($\gamma_y=190\%$) と比べ橋軸方向成分 ($\gamma_x=220\%$) が大

表-3 ゴム支承のモデル化における各定数

モデル		自由度	端部橋脚上	中央橋脚上
バネ	並進 (MN/m)	橋軸方向	4.89×10^{-1}	9.35×10^{-1}
		橋軸直角方向		
		鉛直方向	8.81×10^1	3.47×10^2
	回転 (MN・m)	橋軸まわり	2.38×10^{-2}	9.06×10^{-2}
		橋軸直角軸まわり	6.60×10^{-1}	1.10×10^{-1}
ダッシュ ポット	並進 (MN/m・s)	橋軸方向	5.22×10^{-3}	9.92×10^{-3}
		橋軸直角方向	1.79×10^{-4}	6.81×10^{-4}
	回転 (MN・m・s)	橋軸直角軸まわり		

※) トリリニアの初期剛性

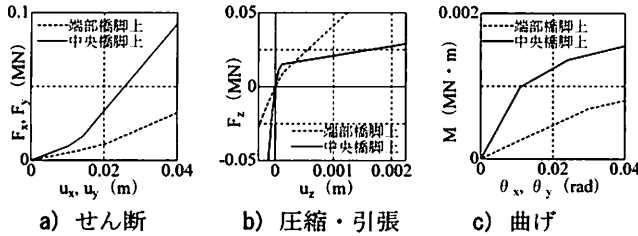


図-7 ゴム支承のトリリニアモデル

きく、限界値(=250%)近くまで生じている(図-9 a, b))。また一支承線上の①~④の各支承の応答はほぼ一致していることがわかる。橋軸直角軸まわりの相対回転角(図-9 c))についても各支承の挙動はほぼ一致しており、橋脚が終局限界に到達する7.4s付近で0.02radの大きさの回転角が生じている。これは支承の設計で考慮する回転角(=1/300rad)の6倍に相当する。なお、同図に破線で示した橋脚頂部の回転角が支承の相対回転角(=支承上面の回転角-支承下面の回転角)と等しい大きさの振幅で逆位相の応答を示していることから、支承の相対回転角は上部構造が支承上面をほぼ水平に拘束し、橋脚のたわみに伴う頂部の回転角(=支承下面の回転角)により生ずるものであることがわかる。この相対回転角に対応するモーメントの応答値をもとに平面保持を仮定して算定した支承縁端部の曲げ引張応力(図-9 d))は橋脚が終局限界に到達する7.4s付近で13(MPa)生じている。この値は、例えば支承便覧で規定される地震時の許容引張応力である2MPa(ただし平均引張応力)を大幅に超えている。近似計算ではあるが、橋脚が終局限界に到達する前にこのような大きな引張応力が発生していることは注意すべきである。支承の鉛直反力による平均圧縮応力(図-9 e))については、支承を支持する橋脚横ばりの各支承支持位置での鉛直剛性の差異により死荷重載荷時において各支承間で差異が生じている。すなわち、①中央に比べ、④縁端の支承ほど圧縮応力は小さい。これより、曲げ引張応力の影響は縁端の支承ほど大きくなる。

b) 支承の回転剛性の影響

現行の耐震設計ではゴム支承の回転剛性を無視し、せん断と鉛直剛性のみを有するモデル化を行っている

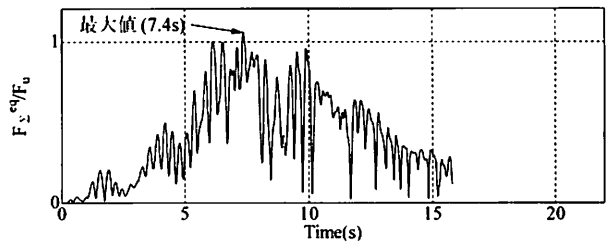
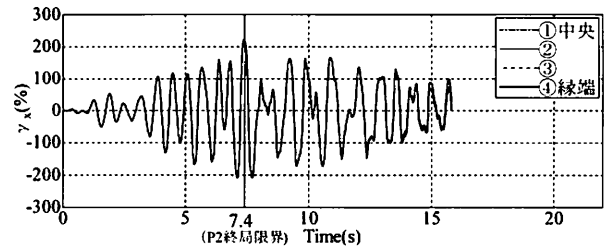
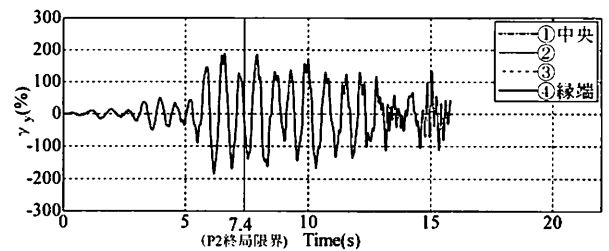


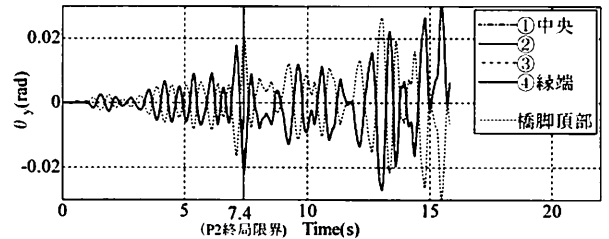
図-8 等価水平復元力の合力 (P2 橋脚)



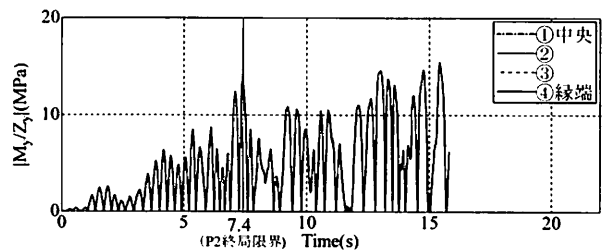
a) 平均せん断ひずみ (橋軸方向)



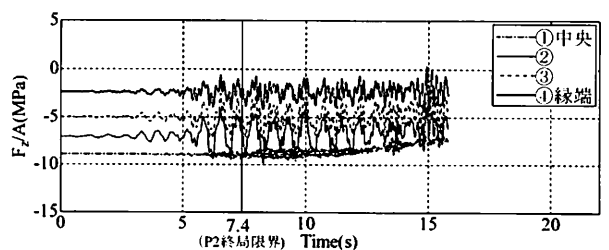
b) 平均せん断ひずみ (橋軸直角方向)



c) 相対回転角 (橋軸直角軸まわり)

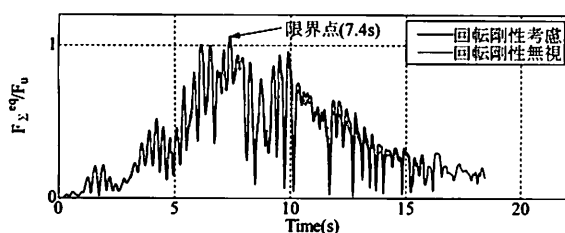


d) 曲げ応力

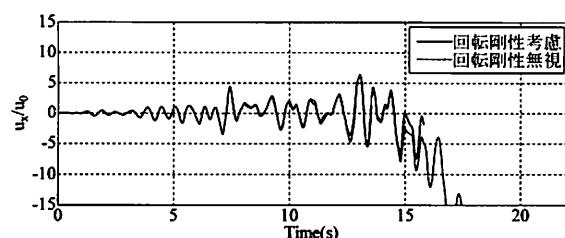


e) 平均圧縮向応力

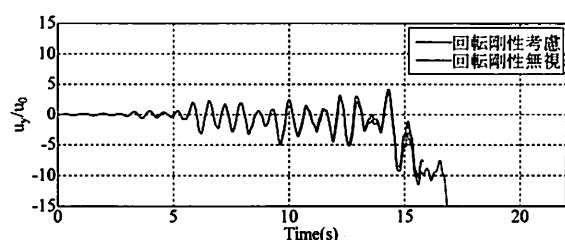
図-9 支承の応答値 (中央橋脚上支承)



a) 等価水平復元力の合力



b) 橋軸方向変位



c) 橋軸直角方向変位

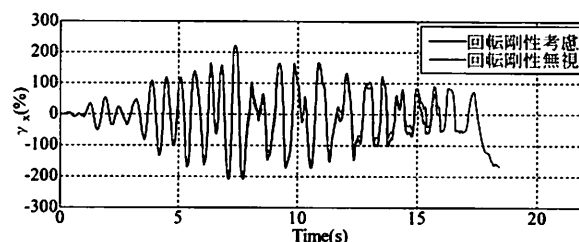
図-10 橋脚の応答値 (中央橋脚)

る。この支承部の回転剛性を無視し、モデル化を簡略化することに対する妥当性を検証するために実構造モデルに対して支承部の回転剛性 (3 自由度すべて) を無視したモデルの解析を行いその挙動について考察する。

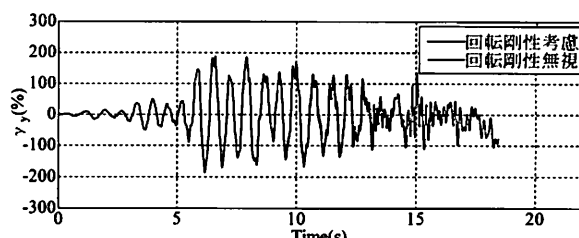
中央橋脚 (P2) の等価水平復元力の合力および頂部変位の時刻歴応答を図-10 に示す。これより等価水平復元力の合力が最大値に到達し、橋脚が終局限界へ到達したと考えられる 7.4s 付近まで支承部の回転剛性の有無による明確な差異はみられない。これより、本検討の範囲では橋脚の限界状態の照査のための耐震解析では支承の回転剛性は無視できるといえる。しかし、橋脚が終局状態を越えて軟化領域に入ると徐々に回転剛性の影響が現れ、回転剛性を無視した高架橋の倒壊が先行する。

中央橋脚縁端 (+Y 側) のゴム支承の応答変位および作用力の時刻歴応答を図-11 に示す。これらの支承部の応答値に関しても橋脚の終局限界到達時 (7.4s) までよく一致しており、終局限界以降の倒壊に向かう領域において橋軸方向の平均せん断ひずみと橋軸直角軸まわりの相対回転角に若干差異がみられる程度である。

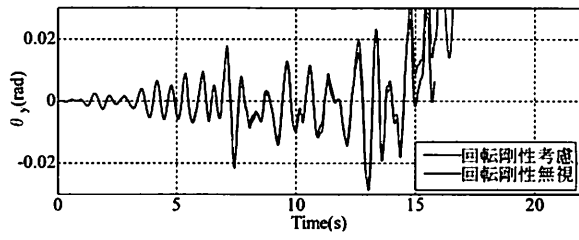
以上の結果より、橋脚が終局状態に到達するまではゴム支承の回転剛性の有無が橋脚や支承の挙動に与える影響は比較的小さく、支承以外の構成要素の耐震照査に与える影響は小さいと考えられる。しかしながら、高架橋に設置された支承には軸力、2 方向のせん



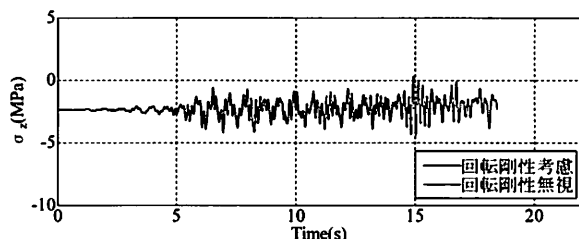
a) 平均せん断ひずみ (橋軸方向)



b) 平均せん断ひずみ (橋軸直角方向)



c) 相対回転角 (橋軸直角軸まわり)



d) 平均圧縮向応力

図-11 支承の応答値 (中央橋脚上支承)

断変形とともに、橋軸直角軸まわりに大きな相対回転角が生じており、支承内部の応力やひずみ分布は上下鋼板を平行に維持した境界条件下の一方方向载荷で行われる一般的な性能確認試験とは大きく異なることが考えられる。次章では支承内部に発生する局所的な応力やひずみについて詳細に解析し考察する。

4. ゴム支承に生ずる局部ひずみと応力

(1) 支承単体の FE 解析

3. の実構造モデルにおける中央橋脚上の左側の縁端 (+Y 側) のゴム支承を対象として支承内部に発生する局部ひずみと応力について検討を行う。ここではゴム体に超弾性の材料構成則⁷⁸⁾、内部鋼板に弾塑性構成則 (等方硬化則) をソリッド要素に適用した支承単体の FE モデル (図-12) に対して 3. の時刻歴応答解析により得たゴム支承の作用力と相対変位を上下鋼板に強制的に与えた静的解析を行う。ここでは支承に最大レベルの地震力が作用していると考えられる図-12

a) に示す橋脚の終局限界到達時 (7.4s) でのゴム支承の相対変位と力をゴム支承単体の FE モデルに作用させる。なお、橋軸まわりと鉛直軸まわりの回転成分については相対的に無視できるほど小さいので 0 とした。

(2) 解析結果

a) 局部ひずみの要素分割による収束性

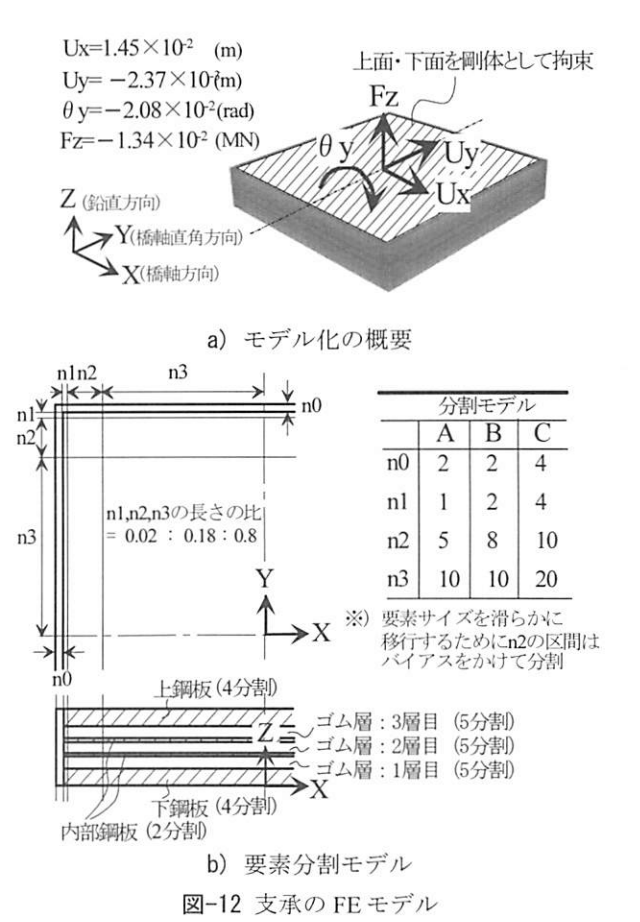
図-12 b) に示す分割モデル (A~C) を用いて FE モデルによる局部応力の応答値の収束性について検討を行う。本解析においては最も上のゴム層 (図-11 の 3 層目) の上面の角部 (+X, +Y 側) で最大の体積ひずみが発生する。角部のように応力集中が生じる特異点では収束解が得られないので、任意に決めた一定の体積 (0.90×0.90×0.45mm) の領域での平均値をとることとする。なおこの平均値を求める領域の寸法はゴム層の平面寸法の 2 パーセント、ゴム層の厚さの 20% に相当する。表-4 に各分割モデルの体積ひずみの平均値を比較したものを示す。これより、ある有限な領域の平均値をとることで応力集中部の局部的なひずみも収束することがわかる。なお、ここでは要素分割を細かくした分割モデル C において収束性が悪くなり途中で解析が止まったため、ここでの比較は図-12 に示した目標制御変位の 75% の段階で比較したものである。以降の解析には分割モデル B の結果を示す。

b) 体積ひずみと静水圧応力の分布

一般にゴム材料では 3 軸引張り状態になった際に内部のボイド発生により引張り側の剛性が低下することが知られている⁸⁾。ここでは支承内部に分布する体積ひずみと静水圧応力に着目しその分布について考察する。図-13、14 に体積ひずみと静水圧応力分布を示す。橋軸直角軸まわりの相対回転角による影響を確認するために、上下鋼板を平行に維持した状態で 2 方向せん断のみを与えた結果もあわせて示す。

図-13 の体積ひずみ分布については a)、b) いずれのケースにおいても上面は +X 側、下面は -X 側の縁端で最大値をとる分布となっている。ただし、相対回転が加わる a) では上面、下面いずれも中立軸付近から +X 側の領域に引張り体積ひずみが分布しており、最大値となる上面の角部の値 (0.90×0.90×0.45mm) の領域での平均値) が 40% となっており、回転を 0 とした b) の 31% よりも 2 割ほど大きく生じていることがわかる。

図-14 の静水圧応力については強制回転角を与えた a) では大きな圧縮応力が -X 側の領域に分布している。上面と下面の応力分布の差異として、上面では -X 側の縁端に圧縮応力が集中しているのに対して下面では縁端からやや離れた領域に圧縮応力が分布する。これは同図の下に示す A-A での断面図よりわかるようにせん断変形により有効面積が変化し、上面の縁端位置の真下に来る領域において圧縮応力が分担されるた



b) 要素分割モデル

図-12 支承の FE モデル

表-4 要素分割による収束性

分割モデル	体積ひずみの平均値	1 点の値
A	4.48×10^{-2} (-5.6)	4.48×10^{-2} (-79.1)
B	4.67×10^{-2} (-1.6)	1.10×10^{-1} (-49.1)
C	4.74×10^{-2} (-)	2.14×10^{-1} (-)

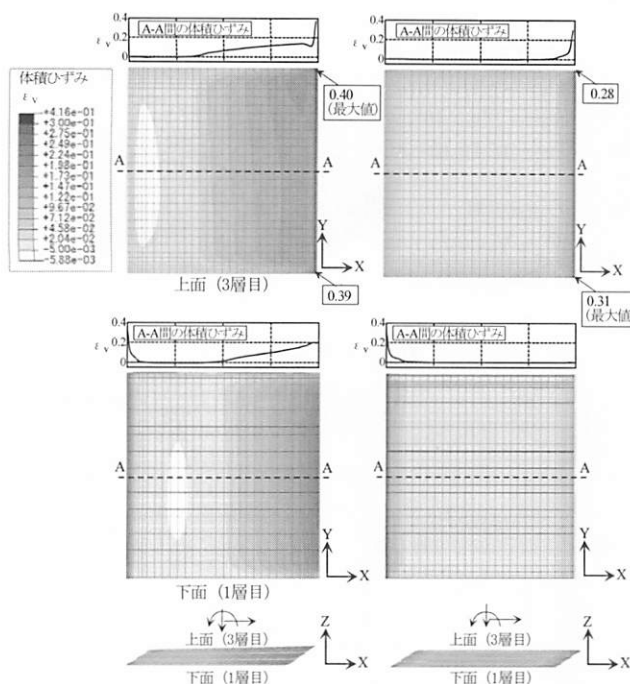
※) カッコ内の値は分割モデル C に対する無次元化相対差 (%) を表す

めであると考えられる。引張側の静水圧応力に関しては、図-4 に示した上限値 (-2.9MPa) となる領域が上下面ともに中心から左側の支承面積の 1/2 の領域に広く分布している。一方、回転角が 0 のケース b) については縁端において支承面積の 1/4 の領域に分布する程度である。

以上の支承の FE 解析に用いた超弾性の材料構成則の定数はマクロ的な支承の載荷実験 (せん断、圧縮、曲げ) に基づきキャリブレーションを行ったものである。したがって、必ずしもゴム材料の挙動を直接的に反映したものではないが、近似的にはおおむね挙動を再現できているものと考ええる。上述の解析結果から、支承の相対回転角の影響により内部の体積ひずみや静水圧応力はこれを無視した場合と比べてかなり増大し、支承の性能に影響を与える可能性があると考えられる。

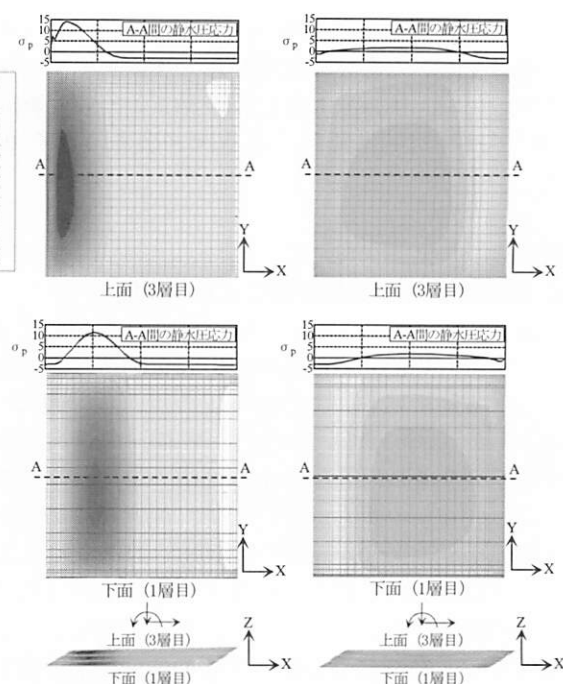
5. まとめ

実際の鋼製橋脚で支持された連続高架橋における積



a) 2方向せん断+相対回転 b) 2方向せん断

図-13 体積ひずみ分布



a) 2方向せん断+相対回転 b) 2方向せん断

図-14 静水圧応力分布

層ゴム支承の挙動特性を明らかにするために加振実験で検証された精緻な FE モデルを用いた連続高架橋全体系の時刻歴応答解析を実施し、ゴム支承への作用力と変形特性について検討を行った。得られた結論を以下に示す。

- ・橋脚が終局限界に到達する前においてもゴム支承には橋脚直角軸まわりに 0.02rad (常時の設計で考慮する値の 6 倍) の大きな相対回転角が生ずる。
- ・橋脚の終局限界到達前までであれば支承の回転剛性の有無が橋脚や支承の応答に与える影響は小さい。
- ・支承内部に発生する引張側の体積ひずみは支承縁端で最大値をとる。この値は支承の相対回転を考慮した場合には無視した場合に比べ 2 割程度増加する。静水圧応力に関しても引張側の上限値 ($= -2.9\text{MPa}$) となる領域が回転角を無視した場合には支承面積の約 1/4 程度の範囲であるが、回転角を考慮した場合には 1/2 以上の範囲に広く発生する。したがって、相対回転の影響により内部の体積ひずみや静水圧応力はこれを無視した場合と比べてかなり増大し、支承の性能低下に影響を与える可能性があると考えられる。

6. 謝辞：本研究は科研費 (基盤研究(A)23246084) ならびに一般社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成金制度 (重点テーマ研究)」の援助を受けている。また積層ゴム支承の製作に関してはオイレス工業 (株) にご協力いただいた。

参考文献

- 1) 姫野岳人, 運上茂樹: 橋脚の塑性化によって生じるゴム支承の回転変形に関する一考察, 第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.407-410, 2003.
- 2) 庄司学, 川島一彦, 斉藤淳: 免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討, 土木学会論文集 No.682/I-56, pp.81-100, 2001.
- 3) 阿部雅人, 吉田純司, 藤野陽三: 免震用ゴム支承の水平 2 方向を含む復元力特性とそのモデル化, 土木学会論文集 No.696/I-58, pp.125-144, 2002.
- 4) 五十嵐晃, 党紀, 村越雄太, 伊東俊彦: 免震ゴム支承の水平 2 方向復元力特性に関する載荷実験および復元力モデルの比較検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4 (地震工学論文集第 32 巻), pp.1_311-1_325, 2013.
- 5) 後藤芳顕, 海老澤健正, 奥村徹, 松澤陽, 小畑誠, Jianzhong Li, Yan Xu: 水平 2 方向加振を受ける連続高架橋模型における橋脚, ゴム支承, 上部構造の連成とその終局挙動について, 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演論文集, pp.431-438, 2014.
- 6) 海老澤健正, 後藤芳顕, 小畑誠, Jianzhong Li, Yan Xu: 円形断面鋼製橋脚を持つ連続高架橋模型の 2 方向加振実験の FE 解析と終局挙動特性, 第 18 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, 2015. (投稿中)
- 7) W.Seki, Y.Fukahori: A Large-Deformation Finite-Element Analysis for Multilayer Elastomeric Bearings, Rubber Chemistry and Technology, Vol. 60, No. 5, pp. 856-869, 1987.
- 8) 松田泰治, 大塚久哲, 北村幸司: FEM によるゴム材料の圧縮性を考慮した積層ゴム支承の局部せん断ひずみ評価に関する研究, 構造工学論文集 Vol.50 A, pp.575-584, 2004.