ゴム支承の破断を考慮した道路橋の 地震時挙動評価に関する研究

松田 泰治¹・崔 準祐²・鶴野 禎史³・
朝倉 康信⁴・小南 雄一郎⁵・秋永 裕貴⁶

¹正会員 熊本大学大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪2丁目39番1号)
E-mail:mazda@kumamoto-u.ac.jp

²正会員 九州大学大学院工学研究院 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744番地)
E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 (一社) 日本支承協会 (〒104-0031 東京都中央区京橋1丁目1番1号 八重洲ダイビル3階)
E-mail:uno@kawakinkk.co.jp

⁴正会員 (一社) 日本支承協会 (同上)
E-mail:asakura@nipponchuzo.co.jp

⁵正会員 (一社) 日本支承協会 (同上)
E-mail:kominami@oiles.co.jp

⁶学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪2丁目39番1号)
E-mail:125d8802@st.kumamoto-u.ac.jp

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は多くの構造物に甚大な被害を与えた。このとき、東北地方および関東地方の広域で被害が生じ、平成8年道路橋示方書に基づき設計された高架橋の一部において、地震時水平力分散型ゴム支承（以下、ゴム支承と称す）の破断が生じた。ゴム支承が地震により多数破断に至った例はこれまで皆無である。既往の橋梁設計時にはゴム支承はバネ要素により等価線形でモデル化されており、ゴム支承の材料の特性に基づくハードニングおよびゴム支承の破断といった現象は考慮されていない。本研究では、ゴム支承のハードニングおよび破断といった終局状態を考慮した地震応答解析を実施し、道路橋の地震時挙動評価法について検討を行った。

Key Words : *dynamic response analysis, rubber bearing, highway bridge, fracture, hardening*

1. はじめに

これまで、既往の道路橋の多くで一点固定方式が採用されていた。この方式は下部構造の1箇所に固定支承を設置し、その1箇所の固定支承で地震時の上部工の慣性力を負担する構造である。平成7年に発生した兵庫県南部地震では、固定支承に慣性力が集中し、多くの道路橋に甚大な被害を与えた。この地震を契機に下部構造に地震時の上部工の慣性力を分散させる地震時水平力分散構造方式の採用が増加し¹⁾、支承部には鋼製支承に代わって積層ゴム支承の導入が進んだ。積層ゴム支承はゴムと鋼板を交互に重ね接着した構造となっている。そのため、鉛直方向に対する剛性は高くなり、水平方向に対する剛性は柔らかく、地震時に上部工の慣性力を分散させる役割を果たしている。

平成23年3月11日に東北地方太平洋沖地震が発生し、多くの構造物に甚大な被害を与えた。その際、仙台市東部の太平洋沿いを南北に縦断している仙台東部道路の東部高架橋および仙台北部道路の利府高架橋で平成8年道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づき設計された積層ゴム支承が破断する事例が発生した。東部高架橋では3月11日の本震により、上部工型式が鋼4径間連続箱桁であるP52～P56間のP52支点上全8基およびP54支点上の1基が破断し、それに続く鋼2径間連続板桁のP56～P58間のP56支点上全8基およびP58支点上の1基、計18基が破断した。利府高架橋では3月11日の本震により、PC5径間連続中空床版桁のP21支点上の1基およびPC4径間連続中空床版桁のP26支点上の2基の計3基が破断した。さらに4月7日の余震で、P29, P30L, P30R, P31支点上も計8基が破断した²⁾。

これまでに新耐震設計で設計されたゴム支承が地震時に多数破断した例はない。従来の設計では解析時にゴム支承の破断は想定されておらず、ゴム支承はばね要素により等価線形でモデル化されている。一方、ゴム支承はせん断ひずみの増加によりゴム材料のハードニングが生じ、水平剛性が初期剛性の3倍強度にまで達することが知られている。このようなゴム支承を用いた道路橋の地震時挙動を評価するためには、ゴム支承のハードニングおよび破断といった終局状態を考慮することが重要と考えられる。

本研究では、鋼3径間連続非合成鈹桁橋を対象に各橋脚で破断を考慮するゴム支承の数およびゴム支承の履歴特性をパラメータとして地震応答解析を実施し、ゴム支承のハードニングおよび破断が道路橋の地震時挙動に与える影響について検討を行った。

2. ゴム支承の概要および対象橋梁

(1) ゴム支承の概要

図-1に積層ゴム支承の構造を示す。積層ゴム支承はゴムシートと鋼板が互層となって接着されている。鉛直荷重に対しては、接着された上下面の鋼板のため、ゴムの膨張は制限され、圧縮方向のみかけの縦弾性係数が増大する。そのため、鉛直剛性が高く上部構造の荷重を支え

図-1 積層ゴム支承の構造

ることができる。また、中間鋼板はゴムの水平方向の変形を拘束することではなく、積層ゴム支承のせん断弾性係数はゴム材料の特性で定まる。そのため、水平方向に十分に柔らかく、地震時の上部構造の周期を長周期化する。積層ゴム支承の水平方向のばね定数 K_B は式(1)で表されている³⁾。また、橋梁設計などの解析の際の積層ゴム支承は等価線形でモデル化されることが多い。積層ゴム支承の等価線形モデルを図-2に示す。

また、ゴム支承はゴム材料のひずみ硬化により水平剛性が増加するためハードニング現象が生じるが、高せん断ひずみ領域では水平剛性が増加するため、よりゴム支承部の変形が抑制される。図-3には、ゴム支承のせん断性能試験結果を示す。この図より、せん断ひずみ150%付近でハードニング現象が始まり、除々にゴム支承の剛性が増加することが確認できる。最終的にハードニング現象によってゴム支承の剛性は初期剛性の約3倍程度まで増加し、せん断ひずみ300%を超える領域ではゴム支承の破断が生じる。

$$K_B = \frac{G(\gamma)A_e}{\sum t_e} \quad (1)$$

ここで、 $G(\gamma)$ ：ゴム材質のせん断弾性係数

A_e ：ゴム支承のせん断面積

$\sum t_e$ ：ゴム支承の総厚

図-2 積層ゴム支承の等価線形モデル

図-3 ゴム支承のせん断性能試験結果

(2) 対象橋梁

図-4に対象橋梁を示す。この対象橋梁はA地域を地域区分とした一般的な高架橋である鋼3径間連続非合成鈹桁橋（橋長135m, RC単柱橋脚）である。地盤種別がII種地盤となっている。支承部には橋軸直角方向に変位制限装置を有する水平力分散型ゴム支承を用い、P5～P8橋脚の各橋脚に4基のゴム支承が設置されている。各橋脚におけるゴム支承のゴム総厚、寸法およびばね定数（初期剛性）を表-1に示す。P5, P8橋脚は掛け違い部となるためゴム支承の形状およびばね定数がP6, P7橋脚と異なる。ゴム支承部間隔は（主桁間隔）は2.7mである。

3. 解析モデルおよび解析概要

(1) 解析モデル

図-5に本研究で用いる解析モデルを示す。この解析モデルは、図-4に示した対象橋梁である鋼3径間連続非合成鈹桁橋に基づく骨組み解析モデルである。橋桁は線形

梁要素、橋脚は非線形梁要素でモデル化し、復元力特性は武田モデルを用いた。基礎は道路橋示方書⁴⁾に基づき、水平、鉛直、回転および水平と回転の連成ばねでモデル化した。各部材の減衰定数は橋桁を2%, 橋脚を2%, 橋脚基礎を20%としている。また、対象橋梁の支承部には橋軸直角方向に変位制限装置が用いられているが、本研究で考慮するような大規模地震時には装置が破壊されると仮定し、解析モデル上では考慮しないものとする。

(2) ゴム支承のモデル化

本研究では、図-5に示す解析モデル中の各橋脚にそれぞれ4基、全16基のゴム支承が設置されてる。図-6に各橋脚でのゴム支承の設置位置を示す。また、ゴム支承は図-3に示すゴム支承のせん断性能試験結果に基づいて、ばね要素によりモデル化されており、図-7(a)～(f)に本研究で用いたゴム支承の履歴特性model1～model6を示す。図-7(a)に示すmodel1はハードニングおよび破断を考慮しない等価線形型の履歴特性である。図-7(b), (c)に示すmodel2およびmodel3はmodel1に加えてハードニングによる剛性の増加を考慮した履歴特性である。model2はせん

図-4 対象橋梁（鋼3径間連続非合成鈹桁橋）

表-1 各橋脚のゴム支承のゴム総厚、寸法およびばね定数（1基あたり）

	P5 橋脚	P6 橋脚	P7 橋脚	P8 橋脚
ゴム総厚 (mm)	120 (1層 24mm×5層)	112 (1層 28mm×4層)	112 (1層 28mm×4層)	120 (1層 24mm×5層)
寸法 (mm ²)	500×700	700×900	700×900	500×700
ばね定数 (kN/m)	3500	6750	6750	3500

図-5 解析モデル

図-6 各橋脚の支承部の位置

断ひずみ200%で剛性が初期剛性の3倍に増加するバイリニア型の履歴特性であり、model3はせん断ひずみ100%で剛性が2倍、200%で剛性が3倍に増加するトリリニア型の履歴特性である。次に、図-7(d), (e), (f)に示すmodel4, model5およびmodel6はmodel1, model2およびmodel3の履歴特性に対してそれぞれゴムせん断ひずみ250%でゴム支承の破断を考慮した履歴特性である。図-3に示したゴム支承のせん断性能試験結果では、せん断ひずみ300%以上の領域でゴム支承が破断に至っているが、モデル化にあたっては地震時のゴム支承の許容せん断ひずみであるせん断ひずみ250%をゴム支承が破断に至るせん断ひずみと仮定する。model4, model5およびmodel6はそれぞれmodel1, model2およびmodel3においてせん断ひずみが250%に達するとゴム支承の破断が生じて、荷重がゼロとなる履歴特性となっている。これらの破断を考慮するモデルでは、破断発生後は復元力がゼロとなるものと仮定した。なお、初期剛性 K_B は表-1に示すばね定数を用いる。これらの図-7(a)~(f)の各履歴特性は各支承の水平方向のばねに用いるものとし、他方向のばね要素の履歴特性は全て等価線形でモデル化している。

(3) 解析概要

時刻歴応答解析における解析方法は Newmark β 法

($\beta=0.25$) による直接積分を適用し、時間刻みは 0.01 秒とした。入力地震動は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震においてゴム支承の破断が確認された仙台東部道路の東部高架橋から最も近傍の地震観測点である仙台観測点(観測点コード: MYG013)の NS 方向の記録で、防災科学技術研究所により整備・運用されている K-NET[®]が提供する地震動を用いる。このとき、破断を考慮するゴム支承の多くで破断に至ることを期待することから振幅を 2 倍に引き延ばしたものを用いる。

図-8(a), (b)に入力地震動の加速度時刻歴および加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。図-8(a)よりこの地震動の主要動は、40~50 秒付近と 90~100 秒付近の 2 回出現することが分かる。最大加速度は 2 回目の主要動で記録されたもので 3018gal である。また、対象橋梁に用いられているゴム支承は橋軸直角方向に変位制限装置を有しているが、東北地方太平洋沖地震時にこの変位制限装置を破壊して橋軸直角方向への破断が確認された。変位制限装置の破壊に対しては、より性能の高い変位制限装置を設置することで対応できると考えられる。しかし、本研究では変位制限装置を破壊して橋軸直角方向へゴム支承が破断した場合の道路橋の地震時挙動の把握を行うために橋軸直角方向に対しても地震動の入力を行った。以上より、入力方向は橋軸方向および橋軸直角方向とす

図-7 ゴム支承の履歴特性

る。

減衰タイプは Rayleigh 減衰とし、地震動を橋軸方向に入力するとき、第一基準振動数は固有値解析において橋軸一次モードを示した 0.872Hz とした。第二基準振動数は橋脚基部において過大な粘性減衰を示さないように 50Hz とした⁹⁾。減衰定数はともに橋軸一次モードのモード減衰定数である 9.5% とした。また、地震動を橋軸直角方向に入力するとき、第一基準振動数は固有値解析において橋軸直角一次モードを示した 0.836Hz とした。第二基準振動数は橋脚基部において過大な粘性減衰を示さないように 50Hz とした。減衰定数はともに橋軸直角一次モードのモード減衰である 10.4% とした。なお、本研究には汎用構造解析プログラム TDAPⅢ⁷⁾を使用した。図-7(d), (e), (f)に示した破断を考慮したモデルは TDAPⅢのユーザーサブルーチンとして作成し、プログラム中に組み込んだ。

(4) 解析ケース

本研究では地震動を橋軸方向に入力するとき、表-2に示すような破断を考慮するゴム支承の位置およびゴム支承の履歴特性の異なる case1-1L~case3-1L の計 9 ケースで解析を行った。case1-1L~case1-3L では各橋脚の 4 基の支承のうち、破断による剛性の低下を考慮する支承を

G1 支承のみとし、全支承のうち 25%が破断すると仮定している。case1-1L での各支承の履歴特性は G1 支承のみ図-7(a)に示す model4 として G2~G4 支承は図-7(d)に示す model1 の組み合わせとしている。case1-2L は図-7(b)に示す model2 と図-7(e)に示す model5 の組み合わせとしており、case1-3L では図-7(c)に示す model3 と図-7(f)に示す model6 の組み合わせとしている。また、case2-1L~case2-3L では支承の破断による剛性の低下を考慮する支承を G1 支承および G2 支承の 2 基とし、全支承のうち 50%が破断すると仮定している。case3-1L~case3-3L では支承の破断による剛性の低下を考慮する支承を G1 支承、G2 支承および G3 支承の 3 基とし、全支承のうち 75%が破断すると仮定している。また、橋軸直角方向の検討では、表-3 に示す case1-1T~case3-3T の計 9 ケースで解析を行った。このとき、破断を考慮するゴム支承の位置およびゴム支承の履歴特性は表-2 示す地震動を橋軸方向に入力するときの解析ケースと同様にしている。

4. 橋軸方向地震動入力時の道路橋の地震時挙動

(1) ゴム支承の荷重-変位関係

図-9(a)~(c)に各解析ケースでの P5 橋脚 G1 支承の荷重

(a) 加速度波形

(b) 加速度応答スペクトル

図-8 入力地震動概要

表-2 橋軸方向地震動入力時における解析ケースと各支承部の履歴特性の組み合わせ

	G1 支承	G2 支承	G3 支承	G4 支承
case1-1L	model4	model1	model1	model1
case1-2L	model5	model2	model2	model2
case1-3L	model6	model3	model3	model3
case2-1L	model4	model4	model1	model1
case2-2L	model5	model5	model2	model2
case2-3L	model6	model6	model3	model3
case3-1L	model4	model4	model4	model1
case3-2L	model5	model5	model5	model2
case3-3L	model6	model6	model6	model3

表-3 橋軸直角方向地震動入力時における解析ケースと各支承部の履歴特性の組み合わせ

	G1 支承	G2 支承	G3 支承	G4 支承
case1-1T	model4	model1	model1	model1
case1-2T	model5	model2	model2	model2
case1-3T	model6	model3	model3	model3
case2-1T	model4	model4	model1	model1
case2-2T	model5	model5	model2	model2
case2-3T	model6	model6	model3	model3
case3-1T	model4	model4	model4	model1
case3-2T	model5	model5	model5	model2
case3-3T	model6	model6	model6	model3

変位関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承数ごとに示す。また、図-10(a)~(c)には各解析ケースでのP7橋脚G1支承の荷重-変位関係を同様に示す。図-9(a)~(c)より、case1-1L~case3-3Lの全解析ケースのP5橋脚G1支承において破断が確認される。しかし、図-10(a)~(c)に示すP7橋脚G1支承においてはcase1-3L、case2-3Lおよびcase3-3Lではゴム支承の破断は確認されていない。このとき、P7橋脚ではG1支承のみではなく、P7橋脚において破断を考慮している全てのゴム支承で破断は確認されなかった。これらの解析ケースでは、P6橋脚においても同様に全ての支承で破断は確認されなかった。case1-3L、case2-3Lおよびcase3-3Lでの各ゴム支承の履歴特性は図-7に示すゴム支承の履歴特性のうち、model3とmodel6のトリリニア型の履歴特性である。このことより、破断考慮支承数に関わらず、各ゴム支承の履歴特性をトリリニア型とした解析ケースでは仙台NS地震動の2倍程度の地震動を入力地震動とした場合でも、全4橋脚中の中央2橋脚のゴム支承では破断まで至らないことが確認された。

(2) ゴム支承の最大応答変位

図-11(a)~(c)に破断考慮支承数毎の各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位を示し、ゴム支承の履歴特性が橋軸

方向最大応答変位に与える影響について検討する。図-11(a)より、破断考慮支承25%のとき、最大応答変位が最大となるのはcase1-1LでのP8橋脚で0.565m、最小となるのはcase1-3LでのP7橋脚で0.263mである。このとき、各橋脚のゴム支承の履歴特性が等価線形型、バイリニア型、トリリニア型となるのに伴って最大応答変位が減少することが確認される。次に図-11(b)より、破断考慮支承50%のとき、最大応答変位が最大となるのはcase2-1LのP8橋脚での0.646m、最小となるのはcase2-3LのP7橋脚での0.267mである。このとき、図-11(a)と同様にゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の減少が確認される。さらに図-11(c)より、破断考慮支承75%のとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-1LのP8橋脚での0.728m、最小となるのはcase3-2LのP7橋脚での0.270mである。このとき、P7橋脚G1支承を除いて、図-11(a)、(b)と同様にゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の減少が確認された。以上より、最大応答変位は概ねゴム支承の履歴特性が等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに伴って減少する傾向であることが確認された。

図-12(a)~(c)には、ゴム支承の履歴特性毎の各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位を示し、破断考慮支承数が

図-9 P5橋脚G1支承の荷重-変位関係

図-10 P7橋脚G1支承の荷重-変位関係

橋軸方向最大応答変位に与える影響について検討する。

図-12(a)より、ゴム支承の履歴特性が等価線形型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-1LのP8橋脚での0.728m、最小となるのはcase1-1LのP6橋脚での0.434mである。P5、P6およびP7橋脚では破断考慮支承50%で最大応答変位が最大となることが確認される。しかし、P8橋脚では破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の7増大が確認できる。次に図-12(b)より、ゴム支承の履歴特性がバイリニア型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-2LのP6橋脚での0.659m、最小となるのはcase1-2LのP6橋脚での0.338mである。また、図-12(a)と異なり、全橋脚で破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の増大が確認される。さらに図-12(c)より、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-3LのP8橋脚での0.593m、最小となるのはcase1-3LのP7橋脚での0.263mである。また、図-12(b)と同様に全橋脚で破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の増大が確認される。このとき、P6、P7橋脚では破断考慮支承の増加に伴った最大応答変位の増大はほとんど確認することはできないが、これはP6、P7橋脚のゴム支承が破断に至らず復元力の低下が生じなかったためだと考えられる。以上より、最大応答変位は概ね破断考慮支承の増加に伴って増大する傾向であることが確認される。

(3) 橋桁回転角

ゴム支承の破断およびハードニングを考慮した道路橋の地震応答解析を行うことで、ゴム支承の破断により橋桁に水平面内の回転現象が発生し、ハードニングにより回転角に差異が生じることが確認された。図-13(a)~(i)に各解析ケースでの橋桁回転角時刻歴およびその最大値を示す。図-13(a)~(i)より、橋桁回転角が最大となるのはcase3-2Lでの0.0875°であり、このとき橋桁端部は橋軸直角方向に0.204mの相対変位が確認された。橋桁回転角が最小となるのはcase1-3Lの0.0191°である。このとき、橋桁回転角に関して破断考慮支承数およびゴム支承の履歴特性との明瞭な相関を確認することはできない。また、破断考慮支承が同一のケースでは、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型のcase1-3L、case2-3Lおよびcase3-3Lがそれぞれ最小となっている。これらの解析ケースでは、図-10に示したようにP6、P7橋脚でゴム支承が破断に至っていないことが橋桁回転角の低下に影響したと考えられる。さらに、いずれの解析ケースにおいても入力地震動の持つ2回の主要動のうち最大加速度を示す2回目の主要動で最大橋桁回転角を示すことも確認される。この他、ゴム支承の破断を仮定した全ての支承で破断に至った解析ケースでは、支承が破断に至る橋脚の順序はP7、P8、P5そしてP6橋脚となることも確認された。

図-14(a)~(c)には、図-13(a)~(i)に示した橋桁回転角最

図-11 破断考慮支承数毎のG1支承橋軸方向最大応答変位

図-12 ゴム支承の履歴特性毎のG1支承橋軸方向最大応答変位

大値の上位3ケースのcase3-2L, case2-2Lおよびcase2-1Lにおいて最初に破断に至る橋脚のG1支承に作用する荷重時刻歴を示す。図-14(a)には、橋桁回転角最大値が最大となるcase3-2Lにおいて最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は2639kNとなる。また、図-14(b)には、橋桁回転角最大値が2番目に大きいcase2-2Lにおいて最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は2639kNとなる。図-14(c)には、橋桁回転角最大値が3番目に大きいcase2-1Lにおい

て最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は1845kNとなる。このとき、図-14(a)～(c)と同ケースである図-13(h), (e)および(d)をそれぞれ比較すると、いずれも支承の破断により支承に作用する荷重が低下した直後に橋桁回転角の増加が確認される。このことから、橋桁の回転現象は支承の破断により橋桁の復元力の対称性が保たれなくなったことに起因していると考えられる。

図-13 橋桁回転角時刻歴

図-14 支承に作用する荷重時刻歴

(4) 橋脚の応答変位

図-15(a)~(c)に、破断考慮支承数毎の橋脚頂部の橋軸方向最大応答変位を示し、ゴム支承の履歴特性が橋軸方向最大応答変位に与える影響について検討を行う。図-15(a)より、破断考慮支承25%のとき、P5, P7, P8橋脚ではゴム支承の履歴特性がバイリニア型で最大応答変位が最大となっているが、P6橋脚ではゴム支承の履歴特性の変化に伴っての最大応答変位の増大している。次に図-15(b)より、破断考慮支承50%のとき、P6, P7橋脚ではゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の増大が見られるが、P5橋脚ではゴム支承の履歴特性が等価線形型で最大応答変位が最大となる。P8橋脚ではゴム支承の履歴特性の相違による最大応答変位に大きな変化は確認されない。さらに図-15(c)より、破断考慮支承75%のとき、P6, P7橋脚は図-15(b)に示した破断考慮支承50%のときと同様に、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型で最大応答変位が最大となる。P5, P8橋脚ではゴム支承の履歴特性が等価線形型で最大応答変位が最大となる。以上より、図-15(a)~(c)のいずれの図においても、4橋脚中の中央2橋脚であるP6, P7橋脚では概ねゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位が減少することが確認されるが、両端2橋脚であるP5, P8橋脚ではゴム支承の履歴特性の相違による最大応答変位の明瞭な傾向は認められない。

図-16(a)~(c)には、ゴム支承の履歴特性毎の橋脚頂部の橋軸方向最大応答変位を示し、破断考慮支承数が橋軸方向最大応答変位に与える影響について検討を行う。図-16(a)より、ゴム支承の履歴特性が等価線形型のとき、P5, P8橋脚では破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位が増大するが、P6, P7橋脚では破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位が減少している。次に図-16(b)より、ゴム支承の履歴特性がバイリニア型のとき、P5橋脚では破断考慮支承50%, 25%, 75%の順で最大応答変位の増大が見られる。P6, P7橋脚では図-16(a)に示した等価線形型のときと同様に、破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の減少が確認される。また、P8橋脚では破断考慮支承の増加による最大応答変位の大きな変化は見られない。さらに図-16(c)より、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型のとき、P5橋脚では破断考慮支承の増加により最大応答変位が減少しているが、P6, P7, P8橋脚では最大応答変位の大きな変化は見られない。このとき、図-16(a), (b)のP6, P7橋脚では共通して破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の減少が確認されるが、図-16(c)のP6, P7橋脚では最大応答変位の変化を確認することができない。これは、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型である解析ケースでのP6, P7橋脚ではゴム支承が破断に至らないため、橋脚へ伝達される上部工の慣性力が減少しなかったためであると考えられる。以上より、

図-15 破断考慮支承数毎の橋脚頂部橋軸方向最大応答変位

図-16 ゴム支承の履歴特性毎の橋脚頂部橋軸方向最大応答変位

全4橋脚中の中央2橋脚のP6, P7橋脚のうち, ゴム支承が破断に至る橋脚では破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位が減少する傾向が確認できる. しかし, 両端2橋脚のP5, P8橋脚では破断考慮支承数の変化による最大応答変位の明瞭な傾向は認められない.

5. 橋軸直角方向地震動入力時の道路橋の挙動

(1) ゴム支承の荷重-変位関係

図-17(a)~(c)に橋軸直角方向に地震動を入力したときの各解析ケースでのP5橋脚G1支承の荷重-変位関係を破断を考慮する支承数ごとに示す. また, 図-18(a)~(c)には, P7橋脚G1支承の荷重-変位関係を示す. 図-17(a)~(c)より, 全ケースでのP5橋脚G1支承においてゴム支承の破断が確認される. 図-18(a)~(c)においても全ケースのP7橋脚G1支承においてゴム支承の破断が確認される. 地震動を橋軸方向に入力した4章においては, P5橋脚G1支承では全ケースで破断が確認され, P7橋脚G1支承ではcase1-3L, case2-3Lおよびcsae3-3Lのゴム支承の履歴特性がトリリニア型のケースのみ破断に至らなかった. このことより, 地震動の入力方向の変化がゴム支承が破断

に至るか否かに影響を与えたと考えられる.

(2) ゴム支承の最大応答変位

図-19(a)~(c)に, 破断考慮支承数毎の各橋脚G1支承橋軸直角方向最大応答変位を示し, ゴム支承の履歴特性が橋軸直角方向最大応答変位に与える影響について検討する. 図-19(a)より, 破断考慮支承が25%のとき, 最大応答変位が最大となるのはcase1-3TのP5橋脚での0.594m, 最小となるのはcase1-2TのP7橋脚での0.436mである. このとき, 各橋脚で支承の履歴特性の変化に伴っての最大応答変位に大きな変化は確認されない. 次に図-19(b)より, 破断考慮支承50%のとき, 最大応答変位が最大となるのはcase2-3TのP8橋脚での0.659m, 最小となるのはcase2-1TのP7橋脚での0.519mである. このとき, 図-19(a)と同様にゴム支承の履歴特性の変化に伴った最大応答変位の大きな変化は確認されない. さらに図-19(c)より, 破断考慮支承が75%のとき, 最大応答変位が最大となるのはcase3-1TのP5橋脚での0.802m, 最小となるのはcase3-1TのP7橋脚での0.553mである. このとき, P7橋脚では履歴特性の変化に伴って最大応答変位が大きくなる. しかしながら, 他の橋脚では図-19(a)~(b)と同様に支承の履歴特性の変化に伴った最大応答の大きな変化は確認され

図-17 P5橋脚G1支承の荷重-変位関係

図-18 P7橋脚G1支承の荷重-変位関係

ない。以上より、最大応答変位は概ねゴム支承の履歴特性の相違による影響は小さいことが確認される。

図-20(a)~(c)には、ゴム支承の履歴特性毎のG1支承橋軸直角方向最大応答変位を示し、破断考慮支承数が橋軸直角方向最大応答変位に与える影響について検討を行う。図-20(a)より、ゴム支承の履歴特性が等価線形型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-1TのP5橋脚での0.802m、最小となるのはcase2-1TのP7橋脚での0.448mである。このとき、P5、P7およびP8橋脚は破断考慮支承数の増加に伴って最大応答変位の増大が見られる。一方、P6橋脚では、破断考慮支承50%で最大応答変位が最大となる。次に図-20(b)より、ゴム支承の履歴特性がバイリニア型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-2TのP5橋脚での0.799m、最小となるのはcase1-2TのP7橋脚での0.436mである。このとき、全橋脚で破断考慮支承数の増加に伴って最大応答変位の増大が確認される。さらに図-20(c)より、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型るとき、最大応答変位が最大となるのはcase3-3TのP5橋脚での0.765m、最小となるのはcase1-3TのP7橋脚での0.447mである。このとき、図-20(b)と同様に全橋脚で破断考慮支承数の増加に伴って最大応答変位の増大が確認される。以上より、最大応答変位は概ね破断考慮支承数の増加に伴って増大することが確認される。

(3) 橋桁回転角

地震動を橋軸直角方向に入力したときも橋軸方向に入力したときと同様に橋桁の回転現象が確認された。図-21(a)~(i)に各ケースでの橋桁回転角時刻歴およびその最大値を示す。図-21(a)~(i)より、橋桁回転角が最大となるのはcase3-3Tでの0.252°であり、このとき橋桁端部は橋軸直角方向に0.588mの相対変化が確認される。橋桁回転角が最小となるのはcase2-3Tでの0.0713°である。このとき、ゴム支承の履歴特性が同じ解析ケースでの最大橋桁回転角を比較すると、いずれの履歴特性でも破断考慮支承75%の解析ケースが最大となることが確認される。また全解析ケースにおいて、支承が破断に至る橋脚の順序はP8、P5、P6そしてP7橋脚となり、地震動を橋軸方向へ入力した場合と異なる結果となった。

(4) 橋脚の応答変位

図-22(a)~(c)に、破断考慮支承数毎の橋脚頂部の橋軸直角方向最大応答変位を示し、ゴム支承の履歴特性が橋脚頂部の橋軸直角方向最大応答変位に与える影響について検討を行う。図-22(a)より、破断考慮支承25%のとき、全橋脚でゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の増大が確認される。次に図-22(b)より、破断考慮支承50%のとき、P5橋脚はゴム支承の履歴特性が等価線形型で最大応答変位が最大となる。P6、P7橋脚では図-

図-19 破断考慮支承数毎のG1支承橋軸直角方向最大応答変位

図-20 ゴム支承の履歴特性毎のG1支承橋軸直角方向最大応答変位

22(a)と同様にゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の増大が確認されて、P8橋脚ではゴム支承の履歴特性の相違による最大応答変位の変化は見られない。さらに図-22(c)より、破断考慮支承75%のとき、P5、P8橋脚はゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位の減少が見られる。しかし、P6橋脚ではゴム支承の履歴特性がトリリニア型で最大応答変位が最大となり、P7橋脚ではゴム支承の履歴特性の変化に伴って最大応答変位が増大が見られる。以上より、全4橋脚中の中央2橋脚のP6、P7橋脚では、概ねゴム支承の履歴特性が等価線形型、バイリニア型、トリリニア型となるのに伴って最大応答変位の増大が確認される。しかし、両端2橋脚のP5、P8橋脚ではゴム支承の履歴特性の相違による最大応答変位の変化に明瞭な傾向は認められない。

図-23(a)～(c)には、ゴム支承の履歴特性毎の橋脚頂部の橋軸直角方向最大応答変位を示して、破断考慮支承数が橋脚頂部の橋軸直角方向最大応答変位に与える影響について検討を行う。図-23(a)より、ゴム支承の履歴特性

が等価線形型るとき、P5、P8橋脚は破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の増大が見られる。P6橋脚では破断考慮支承75%で最大応答変位が最大となり、P7橋脚では破断考慮支承25%で最大となる。次に図-23(b)より、ゴム支承の履歴特性がバイリニア型るとき、P5橋脚は破断考慮支承75%で最大応答変位が最大となる。P6、P7橋脚では破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の減少が見られ、P8橋脚では破断考慮支承数の変化による最大応答変位の大きな変化は見られない。さらに図-23(c)より、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型るとき、P5、P6橋脚は破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位の減少が見られ、P7、P8橋脚では破断考慮支承数の変化による最大応答変位の大きな変化は見られない。以上より、全4橋脚中の中央2橋脚のP6、P7橋脚では概ね破断考慮支承の増加に伴って最大応答変位が減少することが確認される。しかし、P5、P8橋脚では破断考慮支承数の変化による最大応答変位の明瞭な傾向は認められない。

図-21 橋桁回転角時刻歴

6. 結論

本研究では、鋼3径間非合成鈹桁橋を対象に、各橋脚において破断考慮支承数および支承の履歴特性をパラメータとして地震応答解析を実施した。その結果に基づき、ゴム支承の破断のおよびハードニングが道路橋の地震時挙動に与える影響について検討を行った。以下に、本研究で得られた主な結論を示す。

- (1) ゴム支承のモデル化についてハードニングを考慮したモデルを3ケース、ハードニングに加え破断を考慮したモデルを3ケース、計6ケースの解析モデルの提案を行った。
- (2) 各橋脚G1支承の最大応答変位は、地震動を橋軸方向に入力したとき、ゴム支承の履歴特性が等価線形型、バイリニア型、トリリニア型と変化するのに伴って減少し、破断考慮支承数の増加に伴って増大することが確認された。橋軸直角方向に入力したときには、ゴム支承の履歴特性の相違による影響は小さいが、橋軸方向に入力したときと同様に破断考慮支承数の増加に伴って増大することが確認された。
- (3) ゴム支承の破断による復元力の低下に起因して、橋桁に水平面内の回転現象が確認された。地震動を橋軸方向に入力したとき、橋桁回転角と破断考慮支承数およびゴム支承の履歴特性との明瞭な相関は確認

されなかった。橋軸直角方向に入力したときには、概ね破断考慮支承支承数の増加に伴って橋桁回転角が増大することが確認された。

- (4) 全4橋脚中の中央2橋脚のP5、P6橋脚の最大応答変位は、地震動の入力方向に関わらず、ゴム支承の履歴特性が等価線形型、バイリニア型、トリリニア型と変化するのに伴って増大して、破断考慮支承の増加に伴って減少することが確認された。また、両端2橋脚のP5、P8橋脚では破断考慮支承数およびゴム支承の履歴特性の相違による明瞭な傾向は認められなかった。
- (5) 地震動の入力方向の違いにより、ゴム支承が破断に至る順序に違いが生じることが確認された。

謝辞：本研究は一般社団法人九州橋梁構造工学研究会の橋梁支承の改善と補強に関する研究分科会の成果の一部を取りまとめたものである。分科会での議論を通じて有益な御意見を頂いた委員各位に謝意を表す。また、本研究で用いた地震動は独立行政法人防災科学技術研究所が提供する強震ネットワーク網K-NETののデータを使用した。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料，1995.
- 2) 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.516-526，2013.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 5) 強震観測網 防災科学技術研究所ホームページ (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>) (2013 年 7 月 10 日閲覧)
- 6) 宇野州彦，松田泰治，大塚久哲：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察，第 8 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.61-68，2005.
- 7) 株式会社アーク情報システム：TDAPⅢ理論説明書バージョン 3.04，2012.

(2013.11.15受付，2014.2.10修正，2014.2.22受理)

EVALUATION ON SEISMIC PERFORMANCE OF HIGHWAY BRIDGE CONSIDERING FRACTURE OF RUBBER BEARINGS

Taiji MAZDA, CHOI Joon-Ho, Yoshifumi UNO, Yasunobu ASAKURA,
Yuichiro KOMINAMI and Hiroki AKINAGA

In Kobe earthquake, inertia force of upper structure induced by the earthquake was concentrated to the pier with fixed bearings. So the pier with fixed bearing had heavy damage. Based on the experience of this damage, adoption of natural rubber bearing for highway bridges to distribute inertia force of upper structure was increased. On the other hand, The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake was occurred on March 11th. Several natural rubber bearings of viaduct in Tohoku district were fractured due to this earthquake. This type of damage was the first experience in Japan. In this research, three spans continuous plate girder bridge with reinforce concrete piers was selected as structure for examination. Natural rubber bearings were set up on the top of each pier. Natural rubber bearing is modeled as linear stiffness in seismic design in Japan. But, from the result of past research, it was clear that the stiffness of natural rubber bearing had a dependency of shear strain. Hardening of horizontal stiffness was considered in analytical model of dynamic response analysis. And the fracture model of natural rubber bearing was proposed in this research. Observed record of nearest point to damaged highway bridge in Sendai was selected as seismic input motion. There are four natural rubber bearings on the top of each pier. Total of natural rubber bearings is sixteen. Fractured natural rubber bearings were assumed as 25%, 50% and 75% of total. From this analysis, response of the highway bridge considering hardening and fracture of natural rubber bearings was made clear.