

ゴム支承で弾性支持された橋梁構造物における 支承の地震時挙動と耐震安全性に関する検討

渡邊 学歩¹・北原 武嗣²

¹正会員 山口大学大学院准教授 理工学研究科 社会建設工学専攻

(〒754-8661 山口県宇部市常盤台2-16-1)

E-mail: gakuho.w@yamaguchi-u.ac.jp

²正会員 関東学院大学教授 理工学部 土木学系 (土木・都市防災コース)

(〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

E-mail: kitahara@kanto-gakuin.ac.jp

地震時水平力分散支承や免震支承などのゴム支承は、兵庫県南部地震以降に急速に普及した支承形式である。震災による損傷と教訓を生かした設計方法の改善の歴史は浅く、安全な構造体確立のために検証が必要である。東北地方太平洋沖地震では、致命的な被害は無かったものの地震動の作用によって多くのゴム支承が破断するという事態に至った。損傷は桁のねじり変形によるもの、ゴム支承高さや隣接径間との固有周期差による作用変形量等が原因とする見方が強い。本研究では、今後も巨大地震によってゴム支承によって支持された橋梁構造物に同種の被害が発生するかどうか検討を行った。

Key Words : bridge, elastomeric bearing, seismic response, numerical analysis

1. タイトルページ

2013年に発生した東北地方太平洋沖地震では、兵庫県南部地震の教訓を元に耐震設計法が強化されたことで、強震動による橋梁構造物の被害は少なかったが、既存不適格な構造物については被害が少なからず発生した¹⁾。また、仙台東部道路の東部高架橋、仙台北部道路の利府高架橋、東水戸道路の新那珂川大橋および国道6号線日立バイパスの旭高架橋などで、ゴム支承の破断等の被害が発生したことが報告されている^{例えば²⁾}。これらの被災原因については、隣接する桁を支持するゴム支承間で変形性能(支承高さ)が異なったこと、積層ゴム支承に鉛直方向の引張荷重が作用したことなどが影響したとする報告がある^{例えば³⁾}。また、強震動時に桁が鉛直方向に振動し、これにより支承のゴムが破断したという指摘もあ

る。橋梁構造物を支持する弾性ゴム支承は、上部構造の死荷重を支持しており、常時には圧縮応力状態にある。一方、地震時には、桁の浮き上がりや、橋軸周りの桁のねじり回転によって、ゴム支承に鉛直方向荷重や引張変形が作用する可能性がある。

前述の通り東北地方太平洋沖地震では、水平力分散構造を有する橋梁構造物において、ゴム支承が破断する事例が多数見られた。本研究では、桁のねじりがどのように励起されるのか、また、それによって桁を支持する支承にどの程度の引張応力度が作用するのかを検討するために、設計規準書(道路橋示方書)に従って設計された標準的な橋梁構造物を対象に地震時応答解析を行った。

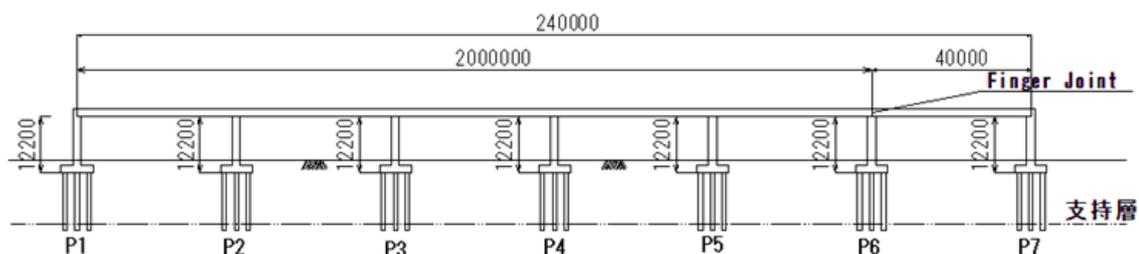


図-1 本研究で対象とした橋梁構造物

2. 対象とした連続高架橋とそのモデル化

標準的な橋梁構造物において、桁のねじり回転とこれにより支承に導入される引張応力度について考察を行うために、図-1 に示す様な、弾性支承で支持された多径間連続橋を対象に地震応答解析を実施した。仙台東部道路で見られたような主径間と側径間の掛け違い部の影響についても別途検討するために、主径間に連なる短径間の側径間部もモデル化を行った。

本研究では、道路橋の耐震基準に基づいて設計されたゴム支承で支持される標準的な多径間連続橋を対象に地震応答解析を実施した。図-1 には対象橋の構造を示すが、橋長 240m（主径間 200m）、幅員 10m の直線高架橋である。図-2 には上部構造および下部構造の断面を示すが、桁は鋼 I 桁とコンクリート床版からなる 5 主桁の鋼・コンクリート鈹桁である。

G1 から G5 の主桁直下には、平面寸法が 700mm×700mm のゴム支承が設置されており、橋脚 1 基当たり 5 基のゴム支承が設置されている。この橋梁を、桁および柱を梁要素で、支承部および杭基礎と地盤の相互作用はばね要素で、それぞれモデル化し、図-3 に示すような多主桁からなる解析モデルを作成した。

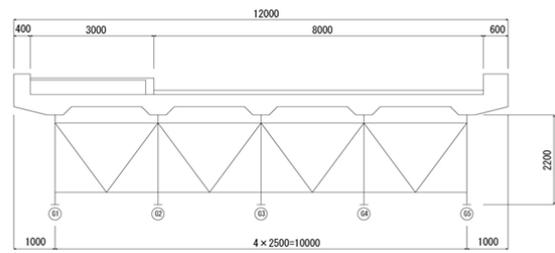
上部構造を支持する各支承は、ゴムのはらみ出しを抑制するために鋼板とゴムが交互に配置された構造で、鉛直圧縮力に対して高い耐荷性を有する支承構造である。水平方向については、せん断剛性、高い変形性能および減衰機能を利用して、大きな地震力にも耐えられる支承構造となる。ここでは、積層ゴム支承は、橋軸直角方向には固定支承、橋軸方向および鉛直方向には弾性支承として機能すると想定した。ゴム支承部はゴムの力学特性を基に、図-4 の(a)に示すように、橋軸方向にはバイリニア型の復元力特性を有する非線形ばね要素でモデル化を行った。

解析で対象としたゴム支承は、700mm×700mm の矩形で高さ 105mm の積層ゴム系の支承である。ゴム厚は 24mm×4 層となっており、各層の間には 0.3mm 補強材の鋼板が挿入されているものとした。橋軸方向の変形性能を表すばねの剛性は等価剛性 K_b 、一次剛性 K_1 、二次剛性 K_2 は次式を用いて算出できる。なお、バイリニアモデルを用いて等価減衰定数 h を 3%としてモデル化した。

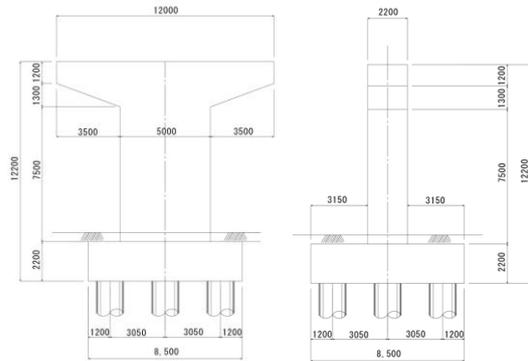
$$K_b = \frac{G_e A}{\sum t_e} \quad (式-1)$$

$$K_1 = \frac{G_1 A}{\sum t_e} \quad (式-2)$$

$$K_2 = \frac{G_2 A}{\sum t_e} \quad (式-3)$$

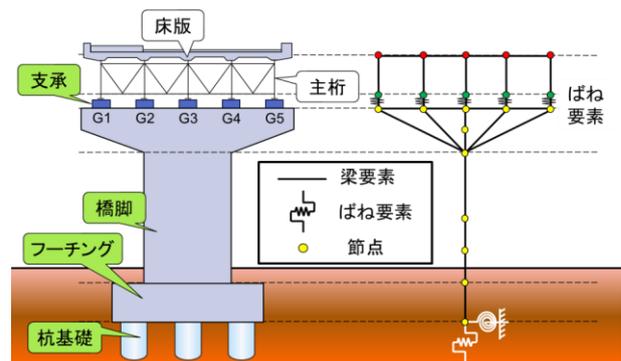


(a) 上部構造断面

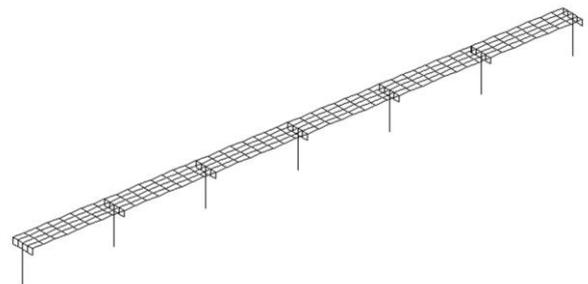


(b) 下部構造断面

図-2 本研究で対象とした橋梁構造物の上部および下部構造断面



(a) 橋脚部のモデル化



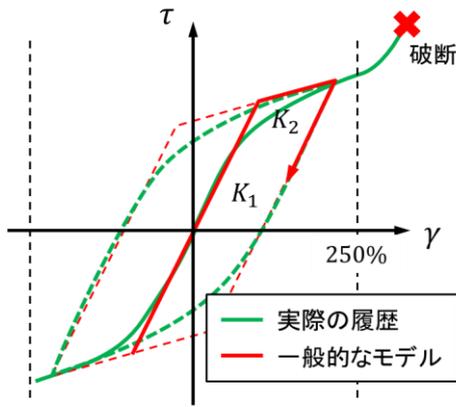
(b) 橋梁モデル

図-3 解析モデル

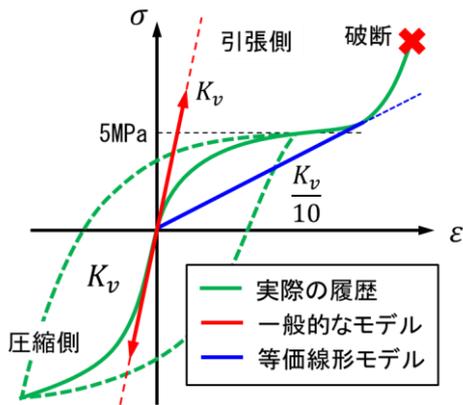
$$Q_d = \tau_d A \quad (式-4)$$

$$Q_y = \tau_y A \quad (式-5)$$

$$G_1 = c_0 + C_1 \gamma + C_2 \gamma^2 + C_3 \gamma^3 + C_4 \gamma^4 \quad (式-6)$$



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図-4 解析におけるゴム支承のモデル化

$$G_2 = d_0 + d_1\gamma + d_2\gamma^2 + d_3\gamma^3 + d_4\gamma^4 \quad (式-7)$$

$$\tau_d(\gamma) = \gamma \cdot (G_1(\gamma) - G_2(\gamma)) \quad (式-8)$$

$$\tau_y(\gamma) = \frac{G_1(\gamma)}{G_1(\gamma) - G_2(\gamma)} \cdot \tau_d(\gamma) \quad (式-9)$$

$$\tau = G(\gamma) \cdot \gamma \quad (式-10)$$

ここで、各記号は G_e ：等価せん断弾性係数(N/mm^2)、 A ：ゴム支承の断面積(mm^2)、 t_e ：総ゴム厚さ(mm)、 K_1 ：ゴム支承の一次剛性(N/mm)、 K_2 ：ゴム支承の二次剛性(N/mm^2)、 Q_d ：降伏荷重(N)、 Q_y ：降伏力(N)、 G_1 ：一次剛性に関するせん断弾性係数(N/mm^2)、 G_2 ：二次剛性に関するせん断弾性係数(N/mm^2)、 γ ：非線形モデルを定義する場合のゴムの最大ひずみ、 τ_d ：せん断ひずみ0の場合のせん断応力度(N/mm^2)、 τ_y ：降伏応力度(N/mm^2)、 τ ：等価せん断応力度(N/mm^2)である。

鉛直方向についても同様にばね要素で表し同図 (b) に示す様。モデル化を行っている。鉛直方向の支承のばね剛性 K_v は以下の式を用いて算出することとする。ここで、鉛直方向の弾性係数 E は次式で算出される。

表-1 積層ゴム支承の諸元

橋脚			P1~P7
ゴム材質			G10
橋軸方向寸法	a	mm	700
橋軸直角方向寸法	b	mm	700
ゴム一層厚さ	t_e	mm	24
ゴム積層数	n	mm	4
総ゴム厚さ	$\sum t_e$	mm	96
支承水平等価ばね定数	K_b	kN/mm	23.60
支承圧縮ばね定数	K_v	kN/mm	1300
支承水平1次剛性	K_1	kN/mm	109.8
支承水平2次剛性	K_2	kN/mm	12.19

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G \quad (式-11)$$

S_1 は次式で求められる形状に関する代表値で、1次形状数と呼ばれる。

$$S_1 = \frac{A}{2(a+b)t_e} \quad (式-12)$$

(式-4.11)を用いて鉛直ばね剛性 K_v を求めると

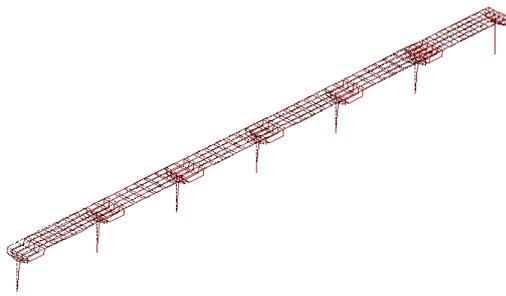
$$K_v = \frac{EA}{\sum t_e} \quad (式-13)$$

ここで、 K_v ：鉛直ばね剛性(N/mm)、 α ：種類による係数(積層ゴム支承： $\alpha = 35$)、 β ：平面形状による係数(矩形($0.5 \leq b/a \leq 2$)のとき $\beta = 1.0$)、 G ：せん断弾性係数(N/mm^2)、 a ：橋軸方向の支承断面の寸法(mm)、 b ：橋軸直角方向の支承断面の寸法(mm)である。

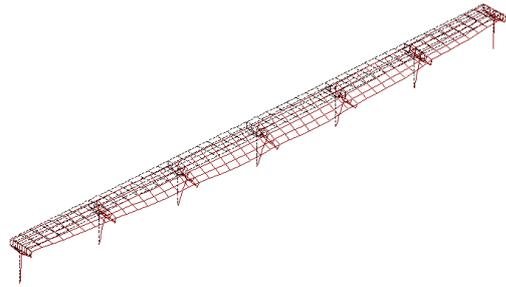
ゴム支承に用いられるゴムは、引張に対しては脆弱で、一般に5MPaの引張軸応力が生じると破断する。また圧縮時と引張時で剛性が異なり、引張時の剛性は圧縮時の1/10まで低減することが知られている⁴⁾。後述する解析では、図-4の(b)に示した様に、圧縮側と引張側で異なる剛性を有する非線形履歴モデルを使ってモデル化を行い、その影響について検討を行った。なお、以上により決定したゴム支承の諸元を表-1に示す。

3. 観測地震波記録を用いた地震応答解析による桁のねじり挙動の考察

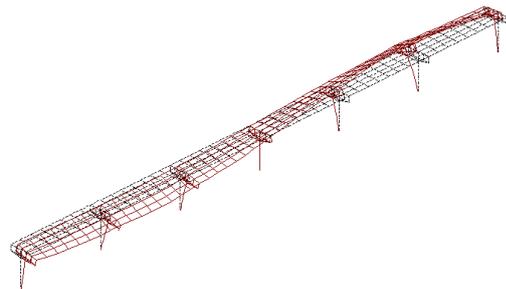
本研究では汎用動的構造解析プログラムを用いて、地震応答解析を行った。入力地震動には兵庫県南部地震の際に観測された神戸海洋気象台記録(JMA Kobe記録)および東北地方太平洋沖地震の際に築館地区(K-net 築館記録)および仙台地区(K-net 仙台記録)で観測された観測記録を作用させた。なお、図-6には地震動の減衰定数5%の加速度応答スペクトルを示す。K-net 築館NS成分記録は0.1秒から0.2秒の短周期領域において卓



(a) 1次モード (LG方向1次モード)
(1.05秒, 有効質量比45%)



(b) 5次モード (TR方向1次モード)
(0.58秒, 有効質量比7%)



(c) 6次モード (UD方向1次モード)
(0.59秒, 有効質量比57%)

図-5 本研究で対象とした橋梁構造物の代表的な固有振動モード

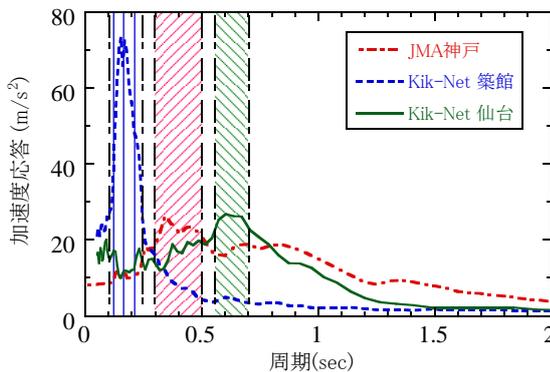
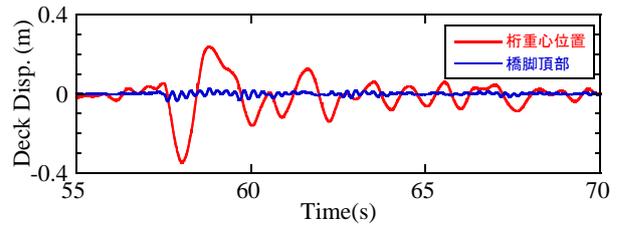
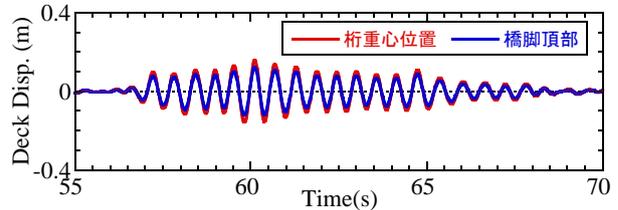


図-6 解析に用いた強震動の加速度応答スペクトル

越し最大 7G もの加速度応答が生じているが、通常の橋梁構造物の1次固有周期帯域 (0.5秒~2秒程度) では0.5G以下と小さくなっている。これに対して、橋梁構造物に甚大な被害をもたらした兵庫県南部地震の際の



(a) 橋軸方向 (LG方向)



(b) 橋軸直角方向 (TR方向)

図-7 P3橋脚上の応答変位

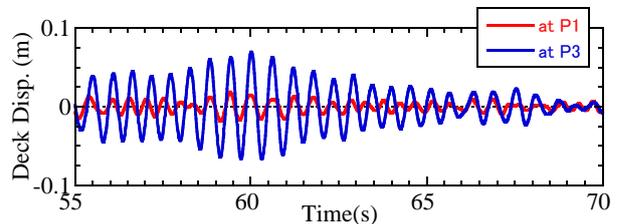


図-8 橋脚間での橋軸直角方向応答変位の差

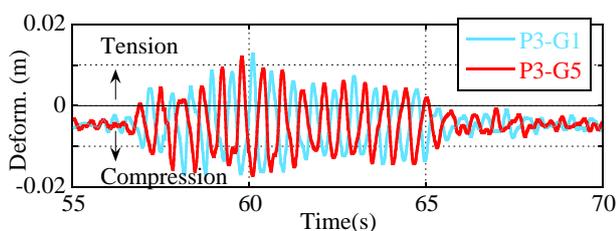
JMA神戸記録では0.3秒から0.5秒、東北地方太平洋沖地震の際に仙台地区で観測されたK-net仙台NS成分記録では0.6秒から0.7秒にかけて2Gを超える加速度応答が生じている。

前述の通り、橋軸直角方向および鉛直方向には約0.6秒付近で応答が卓越することになることから、桁のねじり挙動やそれに伴う支承の鉛直方向振動が再現されることが予想される。

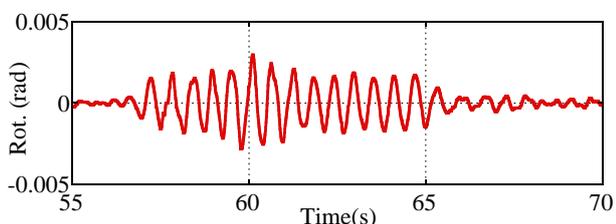
本検討では、紙面の都合上、東北地方太平洋沖地震の際に仙台地区で観測された観測記録を作用させた場合の結果について示す。

図-7には、主径間中央部 (P3橋脚) の桁および橋脚頂部での応答変位を示す。橋軸方向の応答では、桁の応答変位が最大0.35m発生しているのに対して、橋脚頂部での変位は0.03m程度に留まっており、桁の変位に占める支承の変形量が多い。一方、橋軸直角方向の変形については、支承の変形が拘束されているため、桁と橋脚頂部での変位は概ね等しく、橋軸直角方向の1次固有周期に等しい0.6秒の周期的な応答が10秒近く繰り返し発生している。

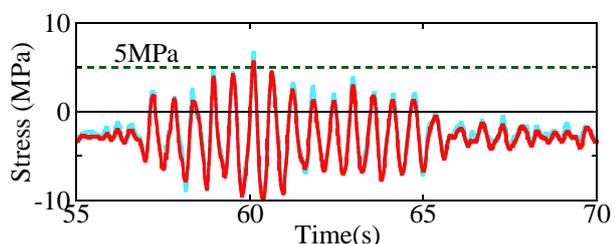
図-8にはP3橋脚およびP1橋脚における上部構造の橋軸直角方向の応答変位を示す。橋軸直角方向の応答変位については、橋脚間で応答に差が生じておりこれにより桁にねじり変形が導入される。



(a) P3 橋脚上 G1 および G5 支承の鉛直方向変位

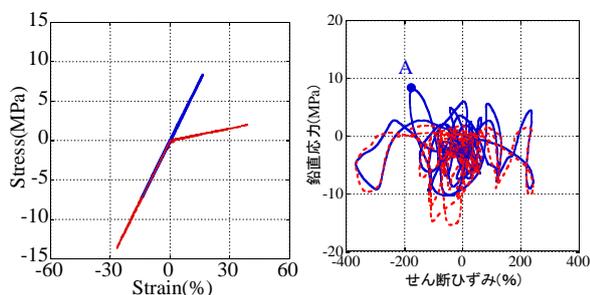


(b) 桁のねじり回転角

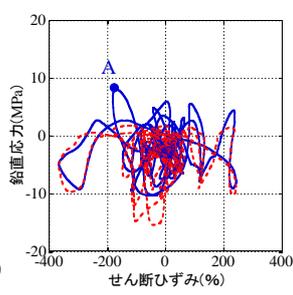


(c) 支承に作用する応力

図-9 桁のねじり回転変形と支承の鉛直方向の地震時応答



(a) $\sigma - \varepsilon$ 関係



(b) $\sigma - \tau$ 関係

図-10 支承に生じる軸ひずみと軸応力およびせん断ひずみの履歴

図-9 の(a)には、G1 および G5 支承の鉛直方向変位を示すが、支承には引張(正)と圧縮(負)の変形が交互に発生しており、G1 支承と G5 支承では左右対称の挙動を示していることがわかる。このため、同図の(b)には桁の相対回転角(桁のねじり回転角)を示すが、桁の橋軸直角方向変位と同じく周期的な応答が発生しており、橋軸直角方向の振動により桁のねじり回転変形が生じていることが分かる。なお、同図の(c)には G1 支承および G5 支承に作用する鉛直方向の応力度を示す。時刻 60 秒付近で最大 5 MP の引張応力が生じており、破断に至る事を示している。

図-10(a)には G1 支承ゴム部に生じる鉛直方向ひずみと応力の履歴を示す。同図には後述するゴムの鉛直方向の非線形性を考慮した場合の結果を実線で示す。破断応力 5MPa を超える 8.4MPa の引張応力が作用している。同図(b)には、橋軸方向せん断ひずみと鉛直方向応力の履歴を示すが、前述した最大引張応力が生じる(図中の A 点)時、引張応力とともに 180% ものせん断ひずみが生じる。これは、ゴムの破断とともに桁が橋軸方向に支承台座から滑り落ち落橋することを示唆している。ただし、ゴム支承は圧縮側と引張側で異なる履歴特性を有することから、この影響を考慮すると同図の破線で示した応答となる。剛性の低下により鉛直ひずみは増加するが、最大引張応力は 2.0MPa に低下し、ゴム支承が破断する危険性は無くなる。

4. まとめ

本研究では、弾性支承によって支持された上部構造の地震時挙動がゴム支承の損傷に及ぼす影響を検討することを目的に地震時応答解析を行った以下に結論を記す。

- 1) 橋脚間の橋軸直角方向の応答変位の差によって桁のねじりが生じる。本研究で対象とした橋梁が等橋脚で支持されている構造であるため、不等橋脚で支持される橋梁などではこの影響が顕著となる。
- 2) 標準的な橋梁構造物でも桁のねじり挙動によって、支承に鉛直方向変形が生じ、5MPa を超える引張応力が発生することから、破断する可能性があることが分かった。
- 3) しかし、ゴム支承の鉛直方向の履歴性状の非対称性を考慮すると、破断に至るようなことはなくなることが分かった。

謝辞

本研究の遂行にあたっては、日本橋梁建設協会の助成を受けた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 川島一彦, 西岡勉, 高橋良和, 秋山充良, 渡邊学歩, 古賀裕久, 松崎裕: 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第9章 橋梁の被害, 土木学会, 2011.
<http://committees.jsce.or.jp/report/node/43>
- 2) 高橋良和, 地震被害からの教訓と免震・制震構造に関する研究動向, 橋梁の免震設計に関する講習会, (財)土木研究センター, 2011.
http://www.pwrc.or.jp/koen_siryoku011206.htm
- 3) 山田金喜, 曾田信雄, 木水隆夫, 広瀬剛, 名古屋和

史, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 59A, pp. 527-539, 2013. 3.

4) 道路橋の耐震設計に関する資料, 日本道路協会, 1997. 3.

A FUNDAMENTAL STUDY OF THE ROTATIONAL RESPONSE OF GIRDER BRIDGE DECKS SUPPORTED BY ELASTOMETRIC BEARINGS DURING AN EARTHQUAKE

Gakuho WATANABE, Takeshi KITAHARA

The Great East Japan Earthquake with moment magnitude 9.0 occurred on March 11, 2011. The tsunami and strong ground motion attacked the broad area of east coast of Japan. Many highway bridges were damaged in these areas due to both large ground motion and tsunami inundation. Since the severe damage induced by the tsunami was observed, many engineers tend to consider that the damage induced by ground motion was minor. However, serious damage induced by the strong ground motion was observed due to the field survey step-by-step. In Sendai Tobu Highway viaduct designed by post-1990 seismic code, the rupture of elastometric bearings was observed. This paper focuses on the rotational response induced by the rotational response to uplift deformation of the elastometric bearings.