

## 府領第一橋梁の損傷形態について

幸左賢二<sup>1</sup>・高橋良和<sup>2</sup>・金山亭<sup>3</sup>・後藤遼一<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

<sup>2</sup>正会員 博士（工学）京都大学教授 工学研究科（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

<sup>3</sup>正会員 （株）構造計画研究所（〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3）

<sup>4</sup>正会員 （株）パシフィックコンサルタンツ（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

### 1. はじめに

熊本地震においては高速道路を跨ぐロッキング橋脚を中心に、橋軸直角方向への桁移動や桁移動に伴う落橋が生じている。ロッキング橋脚の柱の上下端にはピボット支承が用いられているが、大規模地震時におけるピボット支承の複雑な挙動については十分考慮する必要がある。そこで本論文では、まず熊本地震におけるロッキング橋脚の代表的損傷例として府領第一橋梁の損傷状況を明らかにする。ついで、入手した設計書よりその耐震補強手法を概説し、その設計上の課題を明らかにする。最後に、破壊状況から推定される地震時作用力について推定する。

### 2. 府領第一橋梁の損傷状況

#### (1) 損傷概要

府領第一橋梁（スパン61.2m、PC 3径間連続中空床版橋、A1, A2橋台, P1, P2ロッキング橋脚）の損傷状況について概説する。ここでロッキング橋脚とは橋脚柱の上下端にピボット支承（球面形状部で鉛直荷重を支持し、全方向の回転に追従可能な固定支承）を設けることにより、橋脚への作用力を軽減する構造であるが、常に上下方向に隙間のない状態で回転できる機構となるため、複雑な挙動となる<sup>1), 2), 3), 4)</sup>。

府領第一橋梁は県道32号小川嘉島線上の九州自動車道本線を跨道する橋梁である。NEXCO担当者の土木学会報告会での説明によると、前震では変位制限装置に損傷が生じ、本震により落橋に至ったとのことである。橋長約60mの3径間連続PC中空床版橋で、2基の橋台と2基のロッキング橋脚で橋桁を支えている。写真-1, 2には落橋状況を示す。写真-3に変位制限装置の損傷状況を示す。



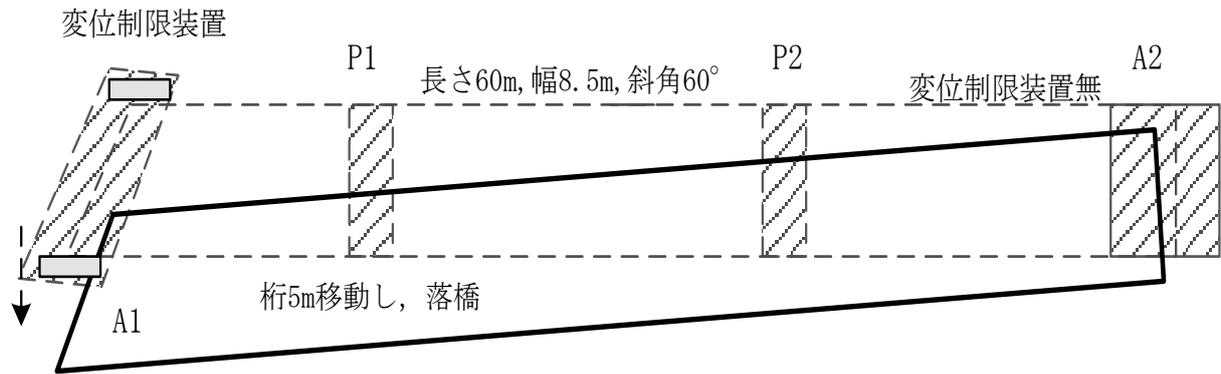
写真-1 府領第一橋梁



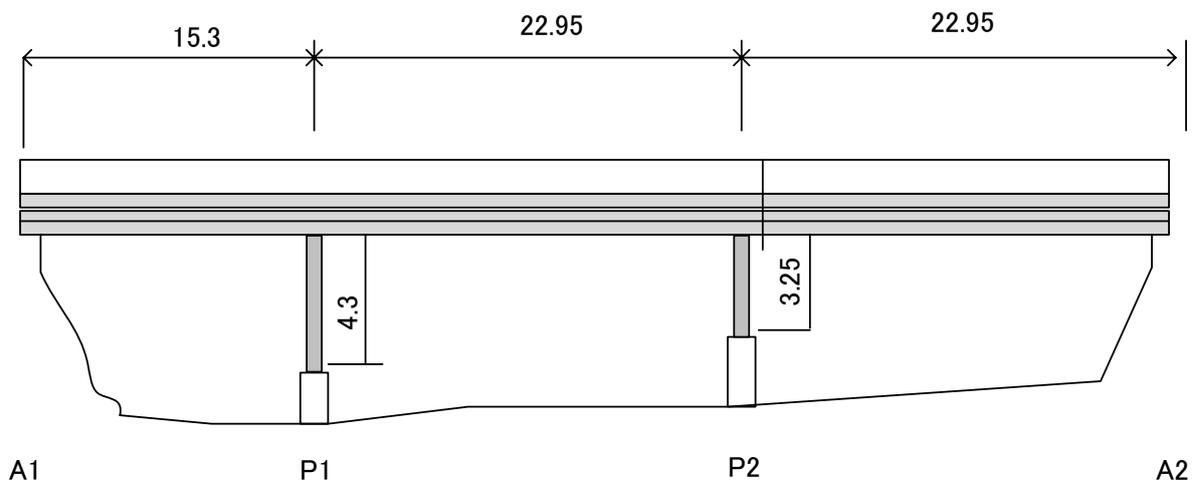
写真-2 北側桁端部落橋状況



写真-3 変位制限装置の損傷



図一 府領第一橋梁平面図

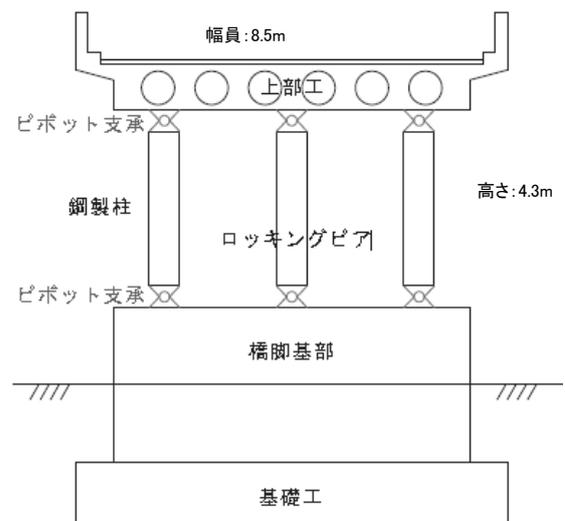


図二 府領第一橋梁側面図

図一には府領第一橋梁の平面図を示す。図二には側面図、図三には正面図を示すが2つのロッキング橋脚は3本の鋼製柱から成っている。

東側桁端部は6m程度熊本側に、西側端部桁も3m程度熊本側に移動して横たわっている。このことから、斜角構造である桁が回転し、横変位拘束装置に衝突したと考えられる。写真三に示すとおり、桁回転に伴い、変位制限装置の桁埋設部に押し抜きせん断が発生し、変位制限装置および桁が移動し、落橋に至ったと推定される。

西側橋台には桁掛り長を確保するための縁端拡幅補強はなされているが、橋軸方向の落橋防止装置は設置されていない。一方、東側端部桁は60°の斜橋であることから、東側橋台には橋軸直角方向に2基の変位制限装置が設置されている。ロッキング橋脚が移動に対して極めて脆弱であることを考慮すると、橋軸および橋軸直角方向に変位を拘束するものが少



図三 府領第一橋梁正面図

ないことが指摘できる。

## (2) 設計上の課題

管理者から十分なヒヤリングを実施していないので、現地の状況および設計書からのみ推定される個人的な設計上の課題について述べる<sup>5)</sup>。

損傷状況から、橋軸直角方向の変位制限装置が倒壊していることから、地震により桁が衝撃的に変位制限装置に作用し、大幅に作用力が上回り落橋に至ったと考えられる。ここで、実作用力側と設計力側からみたポイントを指摘する。

a) 実作用力：橋脚がロッキング橋脚であることから、L2レベルの作用力は、支承と変位制限装置で受け持ち、 $W(\text{桁重量}) \cdot \alpha$  (桁と変位制限装置間の衝突加速度) /  $g$  (重力加速度) が支承の損傷後に変位制限装置に作用することになる。

b) 設計作用力：示方書では  $3 \cdot kh \cdot Rd$  (ここで  $kh$  : レベル1地震動に相当する設計水平震度,  $Rd$  : 死荷重反力) を考慮することになる。

両者を比較するとまず  $3Kh$  が衝撃的震度 ( $\alpha/g$ ) に比べて小さい可能性が指摘できる。また、 $Rd$  として端部桁の死荷重反力を採用すると、ロッキング橋脚では  $W$  (桁重量) に比べて小さい値となり、安全率が小さくなる可能性が指摘できる。次に桁が変位制限装置を破壊し、桁の変位によるピボット支承の回転角が、上沓と下沓の接触した時点を最大とする回転可能角度を超えると、上沓には折れ曲がる力が作用し、破壊に至る。したがって、**図-4** に示すように回転可能角を超えないように桁の移動量を抑える必要がある。

ピボット支承の耐力・変形性能を確認し、耐震性能の評価に必要な復元力モデルを設定するために载荷実験が実施されている<sup>6),7)</sup>。载荷試験の結果の一例を**図-5**に示す。試験体は水平荷重を増加させると曲げモーメントが一定の状態回転が進展し、上下沓が接触すると曲げモーメントが急激に増加した。その後、曲げモーメントは増加せずに回転角が進展し、回転角が  $0.06\text{rad}$  のとき上沓が下沓に乗り上がるようにして逸脱寸前となったので载荷を終了した。この結果から旧式鋼橋の橋脚に用いられているピボット支承の終局状態は、沓自体の破損ではなく回転角の増加に伴う逸脱であると考えられる。

## 3. 耐震補強設計

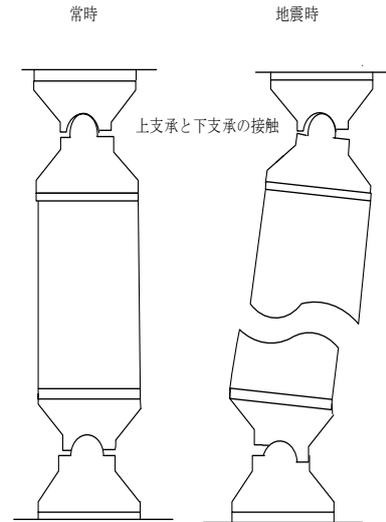


図-4 ロッキング橋脚変形模式図

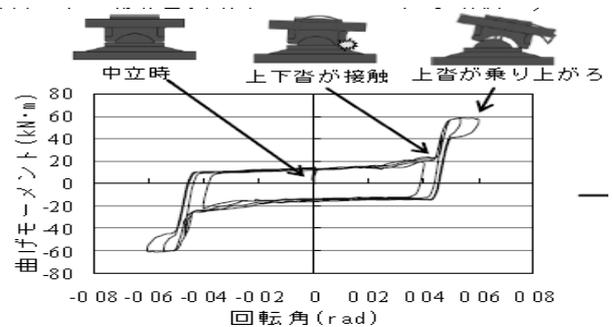


図-5 試験結果

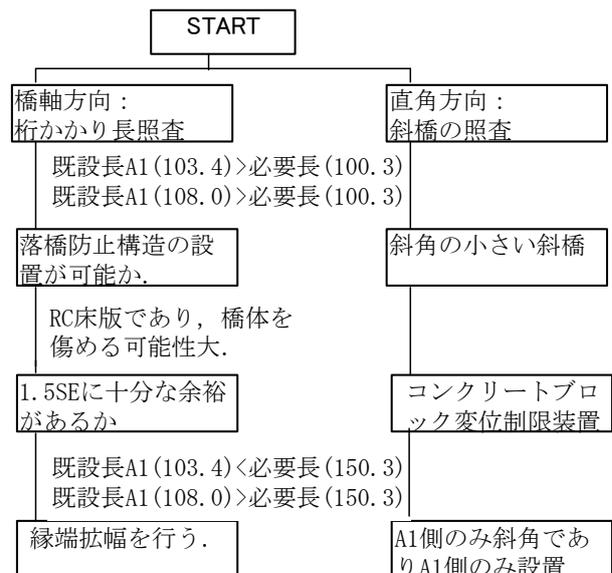


図-6 構造形式検討のフロー

### (1) 概要

補強設計書を基に、その設計の考え方を説明する。設計書によると以下のように基本方針が説明されている。落橋構造を設置する橋梁は、架設後25年以上経過し、上部工の状態が良くない設計対象橋梁においては、落橋防止、変位制限の取り付けによりさらに橋体を傷める可能性が高いことから、できるだけ上部工への設置は行わないものとし、落橋防止構造については余裕のあるSE(1.5SE)の確保により対処する。図-6に構造形式選定フローを示す。

#### 1) 橋軸方向

桁かかり長を照査し、PCホロー構造であり、落橋防止構造の設置が困難であることから、縁端拡幅を実施した。

#### 2) 直角方向

道路橋示方書の規定により、(1)式により斜橋の照査を実施した結果、 $0.383 > 0.137$ と斜角が小さい斜橋となり、直角方向の落橋防止構造が必要となる。

$$\sin 2\theta / 2 > B/L \quad (1)$$

支承がタイプAであることから、コンクリートブロックタイプの変位制限装置とする。また、A1側のみ斜角であることからA1側のみ設置する。

### (2) 横方向変位拘束装置の設計

明確ではないが、「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(案)(以下参考資料)に基づいて設計されていると思われる<sup>8)</sup>。

壁部を片持ばりとみなし、単鉄筋矩形断面して計算する。

設計断面力は $3 \cdot kh \cdot Rd = 233.1 \text{tf}$ となる。

コンクリートせん断抵抗力 =  $\tau \cdot L \cdot d = 6.75 (\text{kgf/cm}^2) \cdot 110.3 (\text{cm}) \cdot 77 (\text{cm}) = 57 (\text{tf})$

アンカーのせん断抵抗力 =  $n \cdot \tau \cdot A_s = 18 (\text{本}) \cdot 1200 (\text{kgf/cm}^2) \cdot 9.56 (\text{cm}^2) = 206.7 (\text{tf})$

よって高さ40cm、奥行き幅90.6cm、長さ110.3cmのコンクリートブロックにD35のアンカー鉄筋が18本埋設する。図-7に横方向変位拘束装置正面図、図-8に横方向変位拘束装置側面図を示す。

## 4. 補強設計の課題

3章の設計法に対する設計上の課題を示す。

### (1) 落橋防止構造

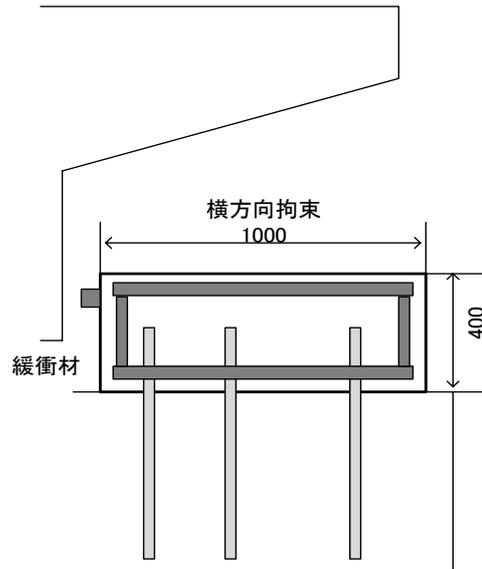


図-7 横方向変位拘束装置正面図

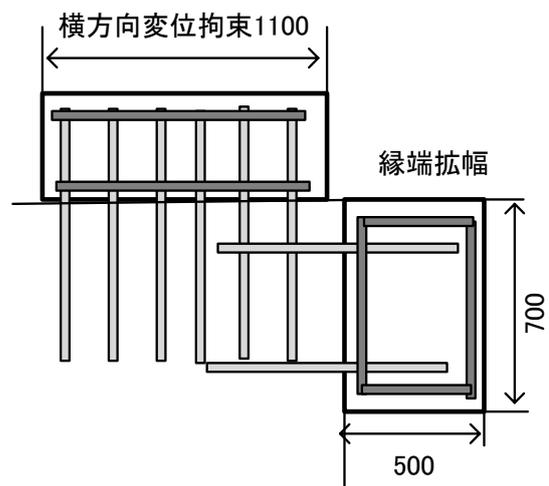


図-8 横方向変位拘束装置側面図



写真-4 縁端部損傷状況

下部構造がロッキング橋脚構造であることから、変位拘束が極めて重要であることを考慮すると、縁端距離の拡幅やA1橋台のみの横方向変位拘束装置の設置では、十分な変位拘束効果が期待できなかった可能性がある。

### (2) せん断抵抗力

アンカー鉄筋をせん断抵抗力と見なしている。アンカー鉄筋が主鉄筋方向でありながらせん断補強鉄筋として考慮していること、また鉄筋のせん断効果をコンクリート抵抗の4倍も考慮していることから、やや過大に評価している可能性がある。

### (3) 縁端距離確保

参考資料では縁端について以下のように述べている。アンカー筋埋め込み部の割裂を防止するため、落橋防止壁前面側のアンカー筋から下部構造頂部縁端までの距離は、できるだけ支承縁端距離S以上とすることが望ましい。このことにより、設置場所を考慮することにより縁端部の押し抜きせん断破壊に対して余裕を持たせる設計となっている。

## 5. 実損傷に基づく破壊抵抗力の推定

ここでは、実被害の分析から地震時の変位制限構造への実作用力を推定する。写真-4に損傷状況を示すが、作用荷重により、縁端部が押し抜きタイプの破壊をしている。そこで、部材抵抗を求め、作用力を逆算する。

### (1) 押し抜きせん断抵抗

算定するに当たり、以下の仮定を設ける。

コンクリートの抵抗面積は橋座式を基に算定する。  
コンクリートの押し抜きせん断応力度は $15\text{kgf/cm}^2$ と仮定する。  
鉄筋の抵抗力はコンクリート抜きせん断抵抗力と同等と仮定する。

押し抜きせん断抵抗力 $=2 \cdot \tau_c$ (せん断応力度)  $\cdot A_c$   
(抵抗面積) $=2 \cdot 15(\text{kgf/cm}^2) \cdot 60000(\text{cm}^2)=1800(\text{tf})$

### (2) 作用力の照査

桁の移動により、支承が破壊し、桁重量(W: 518t)で $\alpha$ (衝撃換算加速度)が作用すると、衝撃力は $W \cdot \alpha/g$ となる。これが上記抵抗力と等価であると仮定すると $\alpha$ は3程度の値と極めて大きな作用力となる。

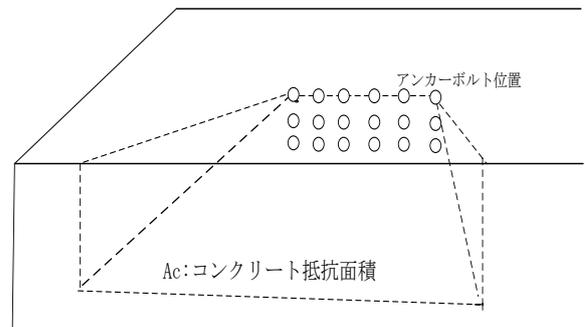


図-9 押し抜きせん断破壊面

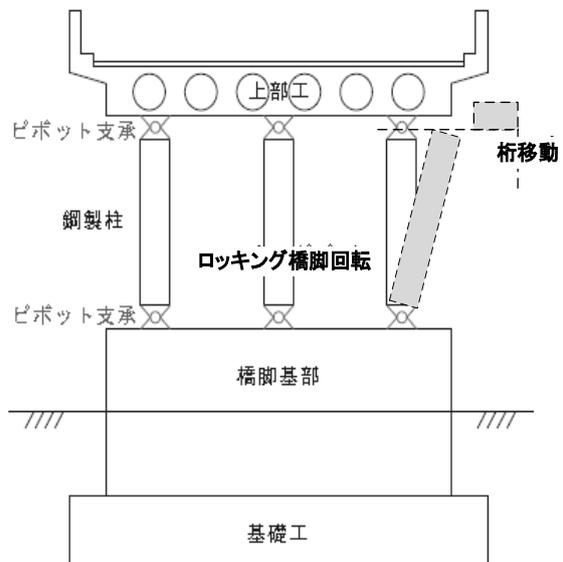


図-10 ロッキング橋脚の移動

### (3) 変形量の推定

#### 1) 変位拘束装置と桁との遊間

主桁と変位制限装置の遊間は11cmであり、その間にネオプレン製緩衝衝材(150・900・50mm)が挿入されている。

#### 2) ピボット支承の移動量

ここではロッキング橋脚の移動可能量を推定する。設計書によると図-10に示すようにロッキング橋脚は高さ3.25mである。また、鉄道総研で実施された実験結果を基に移動可能回転量は0.06radと仮定すると、移動可能量は $325 \cdot \tan(0.06 \cdot 360^\circ / 2\pi) = 19.5(\text{cm})$ となり、19.5cm移動した段階で、破壊値に達する。

### (4) 破壊メカニズムの推定

上記結果に基づき損傷メカニズムを推定する。

- 1) 大きな橋軸直角方向力により、橋台上のB P 支承が、破壊する。
- 2) 桁が11cm移動し、横方向変位拘束装置に衝突する。コンクリートブロックの高さが低いことから、コンクリートブロックがせん断破壊することなく、橋脚取り付け部に作用力が伝わり、押し抜きせん断破壊に至る。衝突力が大きいことから、桁はさらに直角方向に移動する。
- 3) 19.5cmの桁直角方向移動に伴い、ピボット支承が限界値を超えて、崩壊に至る。
- 4) 以上のことから、有効な対策としては、横方向変位拘束装置の押し抜きせん断抵抗を大きくすることや、横方向変位拘束装置を各橋台の左右の合計4箇所設置することなどが考えられる。

## 6. まとめ

熊本地震によって被害が発生したロッキング橋脚を対象に分析を実施した。この結果得られた知見を以下に示す。

- (1) 落橋した府領第一橋梁においては、斜橋であることから、東側端部橋台には横方向変位拘束装置が設置されていたが、西側端部橋台には横方向変位拘束装置は設置されていなかった。
- (2) 府領第一橋梁の耐震補強においては、橋軸方向に対して落橋防止装置を設置せず、1.5SEを確保することにより対応されていた。以上からロッキング橋脚が移動に対して極めて脆弱であることを考慮すると、橋軸および橋軸直角方向に変位を拘束するものが少ないことが指摘できる。
- (3) 補強設計においてはアンカー鉄筋をせん断抵抗力と見なしている。アンカー鉄筋が主鉄筋方向でありながらせん断補強鉄筋として考慮していること、またせん断効果をコンクリート抵抗も4倍も考慮していることから、やや過大に評価している可能性がある。

- (4) 設計書によると、横方向変位装置と桁との遊間は110mmであった。これに対してロッキング橋脚のピボット支承の可能変位量を0.6radと仮定すると、可能水平移動量は190mmとなった。このことから衝突力による横方向変位拘束装置の崩壊の後に、ロッキング橋脚の崩壊に至ったと考えられる。
- (5) 押し抜きせん断抵抗力を求め、衝突力を求めると衝撃的加速度は3Gとなり、極めて大きな作用力が作用した可能性が考えられる。このような大きな衝突に対応するためには、横方向変位拘束装置が十分大きなせん断耐力を有すること、また各端部には両方向の横方向変位拘束装置を設置することが望ましい。

## 参考文献

- 1) 土木学会西部支部「2016年熊本地震」地震被害調査報告会資料, 2016, 5.
- 2) 土木学会熊本地震被害調査結果報告会速報会資料, 2016, 4.
- 3) 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 日本道路協会, 平成24年3月
- 4) 日経コンストラクション, 橋はまた壊れる, 2016年7月17号
- 5) 日本道路公団九州支社, 九州自動車道熊本管内跨道橋耐震補強設計, 2001. 10.
- 6) 吉田直人, 池田学, 芝寛, 高野幸宏, 齊藤聡, 工藤伸司, ピボット支承を有する既設鋼製鉄道橋の耐震性能評価に関する一考察, 第14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. 71-78, 2011. 7.
- 7) 池田学, ピボット支承を有する旧式鋼橋の耐震評価法と簡易補強法, 鉄道総研月例発表会講演要旨
- 8) 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(案), 平成7年6月