ロッキング橋脚を有する橋梁における すべり支承を用いた構造改良提案

安積 恭子1・杉岡 弘一2・光川 直宏3

¹正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局 (〒552-0006 大阪市港区石田三丁目 1-25) E-mail:kyoko-azumi@hanshin-exp.co.jp

²正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局 (〒552-0006大阪市港区石田三丁目 1-25) E-mail:koichi-sugioka@hanshin-exp.co.jp

³正会員 株式会社建設技術研究所 大阪本社 (〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7) E-mail:mitukawa@ctie.co.jp

平成28年4月に発生した熊本地震では、ロッキング橋脚を有する1橋が落橋に至った. ロッキング橋脚は 水平力を受けずに鉛直力を支持する合理的な構造であるが、一旦水平移動を起こすと不安定化する構造特 性を有する. 熊本地震の被災を踏まえ、ロッキング橋脚を有する橋梁は、適切な補強または撤去を行うこ とを必要とし、国は道路管理者に対して速やかに対応するよう通達している. 阪神高速道路では、通達を 受け、現況構造において部分的な破壊が生じることで橋全体系の崩壊につながる可能性があるか確認する. 本論文では対象橋梁において動的解析により照査を行い、ロッキング橋脚を上端すべり支承・下端剛結に 構造改良することで、橋全体系として自立した構造を目指す対策を検討した. また、対策後においても照 査を行い、構造改良の成立性を確認した.

Key Words: rocking pier, dynamic analysis, seismic retrofit, structural improvement, slidig bearing

1. はじめに

平成28年4月に発生した熊本地震では、熊本県内の高 速道路を跨ぐ跨道橋4橋が被災し、このうち図-1に示す1 橋が落橋に至った. 落橋した橋梁は、3径間PC中空床板 橋(橋長約61m)で中間橋脚は上下端がヒンジ構造の複 数の柱で構成されたロッキング橋脚である. ロッキング 橋脚は水平力を受けずに鉛直力を支持する合理的な構造 であるが、一旦水平方向に想定を超えた移動を起こすと 不安定化する構造特性を有する. なお、耐震設計基準に 準拠して橋台部に横変位拘束構造が設置されていたが、 想定以上の地震力により横変位拘束構造が破壊され、上 部構造の過大な水平変位に伴い、中間支点の鉛直支持を 失い落橋に至ったと考えられている.

熊本地震の被災を踏まえ、国ではロッキング橋脚を有 する橋梁は、適切な補強または撤去を行うことが必要と し、道路管理者に対して速やかに対応するよう通達^Dし ている.通達では、ロッキング橋脚を有する橋梁に対し て、ロッキング橋脚が単独で自立可能な構造となるよう に補強する場合には、橋全体系の崩壊につながる可能性 のある構造系ではないとみなしてよいとしている.ここ で、単独で自立可能な構造とは、レベル2地震動による 地震力に対して橋脚が橋軸方向及び橋軸直角方向のいず れにも水平力支持機能及び鉛直力支持機能を有するとと もに、地震後の残留変位に対しても、当該橋脚が支持す る上部構造の死荷重を単独で支持できる橋脚のことを指 している.

本稿では、阪神高速道路におけるロッキング橋脚を有 する橋梁の耐震性能を把握するため、解析を実施するこ とで、対策内容の提案を行うものである.



図-1 ロッキング橋脚の被災(府領第一橋)

2. 対象橋梁

(1) 橋梁概要

阪神高速道路において、ロッキング橋脚を有する橋梁 は複数存在しているが、本論文では A 高架橋を対象と する. A 高架橋 は橋長 208,000m (支間長 47.500m+58.124m+55.876m+45.555m)の鋼 4 径間連続鋼箱 桁橋である. 図-2 に橋梁一般図を示す.

下部構造は、P1 橋脚が RC 単柱式橋脚, P2~P5 橋脚 が鋼製ラーメン橋脚となっている.P3 は 45°の斜角を 有する橋脚であり,橋軸直角方向断面において 3本のロ ッキング橋脚にて構成されている.支承条件については, 中間支点 P3 橋脚は両端ヒンジ,P4 橋脚は固定支承,そ れ以外の橋脚では可動支承が採用されている.なお,橋 軸直角方向については P3 橋脚のヒンジを除き,その他 橋脚は固定である.また,ロッキング橋脚を有する P3 橋脚は他団体が管理する橋梁上に存在するという特徴を 有している.そのうち,P3 橋脚を支持する形式で B 橋 脚が存在し,B 橋脚の路下条件は河川となっている.図 -3 に P3橋脚とB橋脚の正面図を示す.

A高架橋のしゅん工は 1979年(昭和 54年)であり, 耐震設計はレベル1地震に対して震度法により行われて いる.地盤種別はⅡ種地盤であり,建設時の設計水平震 度は0.25である.

(2) 過年度実施された耐震補強概要

A 高架橋の橋脚は全て兵庫県南部地震後に補強されて おり, RC 橋脚は鋼板巻立て工法を,鋼製ラーメン橋脚 はコンクリート充填を実施している.また,阪神高速全 線に存在するロッキング橋脚には支承部が許容回転角を 超過しないようにレベル2地震動に対して支承逸脱装置 を設置する補強がなされており², A 高架橋も同様の補 強対策が実施されている.

3. 検討方針

現況構造の耐震性能を把握するにあたり要求性能を整 理する必要がある.対象橋梁は、レベル2地震動に対し ては動的解析等に基づく耐震補強は完了しているが、ロ ッキング橋脚が不安定化することで、橋梁全体の崩落に 繋がることを避ける必要がある.

そこで,道路橋示方書³で規定される部分的な破壊が 橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造とならない ように配慮した性能を有することを目標として,橋梁全 体が自立構造となるようにロッキング橋脚の改良,もし くはロッキング橋脚を撤去することにより対策を実施す る.

本論文で対象とした橋梁は図-3で示すようにB橋脚上 の柱部全てがロッキング橋脚である橋脚(P3橋脚)を有 しており、ロッキング橋脚が不安定化した際に落橋する 可能性が高いため、地震時の橋梁全体の挙動を把握する ために橋梁全体系動的解析を行う.その解析結果を基に、 上記目標に沿って、橋全体として自立する構造を目指し た補強対策を講じる.





4. 現況評価

(1) 解析モデル

対象橋梁の耐震性能を照査するために、3次元骨組モデルにより非線形時刻歴応答解析を実施した.解析に用いたソフトはTDAPIII(Ver3.05_01)である.解析条件を表-1に、解析モデルを図-4に示す.

各部材のモデル化にあたり、上部構造は線形部材とし たが、橋脚については降伏が予想されることから非線形 部材とし、鋼製橋脚はファイバー要素でモデル化した. また、RC橋脚はM-φ要素によりモデル化⁴し、梁部を線 形部材、柱部を非線形はり要素でモデル化し、橋脚柱部 においてはTakedaモデルを用いた.橋脚の非線形特性を 図-5および図-6に示す. なお、ロッキング橋脚の上 端・下端の境界条件はピン結合としている.また、基礎 は線形バネとして基礎中心に集約して配置した.なお、 過年度実施した耐震補強の内容はモデル化に考慮してい る.また、端橋脚における隣接桁のモデル化は負荷重量

		衣-1	· 解 你 条 件		
解析手法			時刻歴応答解析		
固有值角	解析		サブスペース法		
積分手流	去		Newmark $-\beta$ 法($\beta = 0.25$)		
減衰の話	平価方法		Rayleigh減衰		
積分時間	間間隔		0.002秒		
	上部椲	黊	線形はり要素		
要素	鋼製橋脚		非線形はり要素 (ファイバー要素)		
条件 RC橋脚		脚	非線形はり要素 (M- φ 要素)		
支承			線形バネ要素		
部材の		鋼製橋脚	バイリニア型		
復元モデル RC橋脚		RC橋脚	トリリニア型(Takeda モデル)		
要素別減衰定数			上部構造(鋼桁):2% 鋼製橋脚:1%, RC橋脚:2% 基礎:20%		

表-1 解析条件



図-4 解析モデル

質量のみを考慮し、固定支承の橋軸方向においては上部 工重量を、橋軸直角方向については死荷重反力を負荷さ せている.支承部のモデル化については、線形バネ要素 とし、許容移動量を超過しても支承の固定装置や隣接桁 との衝突は考慮しないものとした.



(2) 入力地震波

解析に用いる地震波は,道路橋示方書³V耐震設計編 に示されるⅡ種地盤の標準加速度波形を用いた.表-2に 入力地震波を示す.

地震名	記録場所及び成分	呼び名		
平成15年 十勝沖地震	直別観測点地盤上 [EW成分]	I -∏-1		
平成23年	仙台河川国道事務所構内地盤上 [EW成分]	I - II -2		
東北地方 太平洋沖地震	阿武隈大堰管理所構内地盤上 [NS成分]	I - II -3		
亚武7年	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [NS成分]	П-П-1		
平成7年 兵庫県南部 地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [EW成分]	П-П-2		
	大阪ガス葺合供給所構内地盤上 [N27W成分]	П-П-3		

表-2 入力地震波

(3) 限界状態の設定

レベル2地震時に対象橋梁各部に求める限界状態を表 -3に示す.

	各部の限界状態		
上部構造	力学的挙動が弾性域を超えない		
士承如	応力	力学的挙動が弾性域を超えない	
又承司	移動	脱落や隣接桁との衝突を生じない	
下部構造	修復を容易に行い得る		
基礎	副次的な塑性化にとどまる		

表-3 橋梁各部に求める限界状態

(4) 固有振動特性

T=1.09sec

P1

T=0.92sec

固有値解析における代表的な固有振動モードを図-7 に示す.橋軸方向1次モードは、固有周期約1.09秒,有 効質量比約8%であり、ロッキング橋脚を有するP3橋脚 部の並進に伴い上部構造が鉛直にたわむ振動形状を示し た.橋軸方向2次モードは、固有周期約0.92秒,有効質 量比約12%となり、上部構造の変形は小さくP3橋脚以 外の橋脚が大きく変形する振動形状を示した.

(P3)

(a) 橋軸方向1次モード

(P3)

(b) 橋軸方向 2 次モード

図-7 固有振動モード図

P4

P2

P2

(5) 解析結果

本橋梁における橋梁全体系での非線形動的解析結果を 以下に示す.ここで,加振方向は橋軸方向と橋軸直角方 向に加えて,ロッキング橋脚を有する P3 橋脚の斜角方 向にも実施した.

非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値 を許容値で除した比率を図-8、図-9に示す.ここで、 応答値を許容値で除した比率が1を下回る部材は安全で あることを示しており、着色した凡例に応じて許容値に 対する超過度を示している.

高架橋 Aにおいては、 P4 橋脚が 1 点固定構造である ため、他橋脚と比較すると応答値を許容値で除した比率 が大きい傾向にある. なお、P3 橋脚を支持する B 橋脚 の安全率には比較的余裕があり、ロッキング橋脚のピボ ット支承の一方を固定として改良しても余裕があるもの と考えられる.



(0)	简阳巴	

	R C橋脚 鋼断	面【矩形】	鋼断面【円形】	
Level 1 : 0.00 ~ 1.00	↑ 許容値以内			
Level 2 : 1.00 ~ 2.00	↓ 許容値超過 ↓	塑性化	↓ 塑性化	
Level 3 : 2.00 ~ 5.00				
Level 4 : 5.00 ~ 7.00				
Level 5 : 7.00 ~ 7.50	1 t	許容値以内		
Level 6 : 7.50 ~ 8.80	Ļ	許容値超過	↑ 許容値以内	
			↓ 許容値超過	

図-8 現況照査結果(橋軸方向,橋軸直角方向)



	RC橋脚	鋼断面【矩形】	鋼断面【円形】
Level 1 : 0.00 ~ 1.00	↑ 許容値以内		
Level 2 : 1.00 ~ 2.00	↓ 許容値超過	↓ 塑性化	↓ 塑性化
Level 3 : 2.00 ~ 5.00			
Level 4 : 5.00 ~ 7.00			
Level 5 : 7.00 ~ 7.50		↑ 許容値以内	
Level 6 : 7.50 ~ 8.80		↓ 許容値超過 1	↑ 許容値以内
Level 7 : 8.80 ~			↓ 許容値超過

図-9 現況照查結果(斜角橋方向,斜角直角方向)

対策案の検討

ロッキング橋脚の部分的破壊が橋全体系の破壊につな がらない対策を行うべく,対策案を提案する.対策案の ひとつとして,ロッキング橋脚が不安定化した際に死荷 重を受け持つことができる別構造(自重補償構造)を設 置することで,橋全体系の破壊を防ぐという対策が考え られる.しかし,P3橋脚は河川内にある B橋脚上にあ り,別構造をP3橋脚周囲に設置することは困難であっ た.そこで,自立構造としての改良案として,図-10に 示すようにP3橋脚のロッキング橋脚を上端はすべり支 承等の可動支承に,下端を剛結化する構造である上端可 動・下端固定改良案を提案し,検討を行った.上端の可 動支承は表-4に示すすべり支承を想定した.

改良案をモデルに反映した照査の結果を図-11,図-12 に示す.また,現況構造と同様に、1 点固定の P4 橋脚 が他橋脚と比較すると応答値を許容値で除した値は大き くなるものの,現況構造と比較すると値は小さくなって いる.また,固有振動モードは構造改良前後で大きな違 いはなかった. ロッキング橋脚を改良したことで、P3 橋脚を支持す る B 橋脚の安全率は低下するが、許容値を超過するこ とはなく、すべり支承を用いた上端可動・下端固定改良 案の場合、下端固定となるために P3 橋脚柱基部に曲げ モーメントが発生することが懸念されたが、B 橋脚梁部 の耐荷力を超過することはなかった.

表-4 すべり支承の構造諸元

仕様	ステンレス製すべり板 (フッ素樹脂製すべり材)			
亚王政中	左右柱	2. 150×2. 350m		
平面形状	中柱	2. 500×2. 700m		
摩擦係数	μ=0.05			



図-10 上端可動·下端固定改良案 P3 橋脚構造図



(b) 橋軸直角方向

	RC橋脚	鋼断面【矩形】	鋼断面【円形】
Level 1 : 0.00 ~ 1.00	↑ 許容値以内		
Level 2 : 1.00 ~ 2.00	↓ 許容値超過	↓ 塑性化	↓ 塑性化
Level 3 : 2.00 ~ 5.00			
Level 4 : 5.00 ~ 7.00			
Level 5 : 7.00 ~ 7.50		↑ 許容値以内	
Level 6 : 7.50 ~ 8.80		↓ 許容値超過	↑ 許容値以内
			↓ 許容値超過

図-11 対策後照査結果(橋軸方向,橋軸直角方向)



図-12 対策後照査結果(斜角橋軸方向,斜角直角方向)

以上より、すべり支承を用いることで、現況の耐震 性能を損なうことなく, ロッキング橋脚を上端可動・下 端固定の橋脚に構造変更できることを確認した.また, 対策案適用時の P3 橋脚上端の水平移動量は表-5 に示す ように 50cm 程度となっており、すべり支承の構造成立 も確認した.

すべり支承変位量 (対策案適用時)

	P3-C1柱	P3-C2柱	P3-C3柱
最大変位δmax(mm)	0.504	0.525	0.464

まとめ 6.

同一断面に3本のロッキング橋脚を有する橋脚を対象 として、現況構造およびすべり支承を用いた改良後構造 において動的解析を実施し、耐震性能の評価と構造改良 後の検証から得られた主な知見を以下にまとめる.

- (1) 現況構造においては、1点固定のP4橋脚においては、 他橋脚と比較すると応答値を許容値で除した値が大 きくなっているものの、P3橋脚を支持するB橋脚の 安全率には比較的余裕があり、ロッキング橋脚の支 承の一方を固定に改良できる可能性を確認した.
- (2) 限られた面積での対策が必要であった本対象橋梁に おいて、現況のロッキング橋脚を上端すべり支承・ 下端剛結とする構造改良を提案し、構造形式を変更 することで現状の耐震性能を損なうことなく構造改 良できることを確認した.また、対策案における上 端のすべり支承は、50cm程度の変位量となった.

参考文献

- 国土交通省道路局:ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震 1) 性能照査及び耐震補強設計について(事務連絡),2016.10
- たとえば、甲元克明、米澤康夫、鈴木威、竹井賢二、本 2) 田利幸:阪神高速道路木津川橋梁の耐震補強,第28回地 震工学論文集, 2007
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,丸 3) 善, 2012
- 日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編,丸 4) 善, 2002

PROPOSAL FOR STRUCTURAL IMPROVEMENT USING SLIDING BEARING OF BRIDGES WITH ROCKING PIERS

Kyoko AZUMI, Koichi SUGIOKA and Nobuhiro MITSUKAWA

During the Kumamoto earthquake occurred in 2016, there was a bridge with rocking piers collapsing. As the rocking pier structure was deigned to support vertical force only, not for horizontal force supporting, once the horizontal displacement occurs, the whole bridge structure would become unstable.

Therefore, for safety concern, it is requested by the state that the bridge managers should promptly propose a suitable solution to retrofit or remove these bridges with rocking piers. Hanshin Expressway has already retrofitted the rocking piers to resist against extreme earthquakes, as called as Level 2 earthquake. However, it is required to respond to this new notification announced by the MLIT. Therefore, firstly, the possibilities of causing an entire bridge collapse when a collapse happened in a partial portion of rocking piers due to unexpected external force were investigated. After the revision, the destruction limitation conditions were set according to Japan Specifications for Highway Bridges, and, 3-Dimensions non-linear dynamic analysis was conducted. Based on the dynamic analysis, it is found that the reaction force of the existing bridge deduced significantly after retrofitting the rocking piers.