

阪神高速道路木津川橋梁の耐震補強

甲元克明¹・米澤康夫²・鈴木威³・竹井賢二⁴・本田利幸⁵

¹阪神高速道路公団大阪管理部調査設計課係長 (〒552-0006 大阪府大阪市港区石田3-1-25)

E-mail:katsuaki-komoto@hepc.go.jp

²阪神高速道路公団大阪管理部調査設計課長 (〒552-0006 大阪府大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: yasuo-yonezawa@hepc.go.jp

³阪神高速道路公団工務部設計課課長補佐 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町4-1-3)

E-mail:takeshi-suzuki@hepc.go.jp

³阪神高速道路公団大阪管理部大阪第二維持事務所主査 (〒541-0056 大阪府大阪市西区阿波座1-1-4)

E-mail:kenji-takei@hepc.go.jp

(株) 栗本鐵工所 橋梁エンジニアリング部設計グループ長 (〒590-0958 大阪府堺市宿院町西1-1-3)

E-mail:t_honda@kurimoto.co.jp

阪神高速道路東大阪線P20～25の木津川橋梁は、5径間連続桁の中間支点到にロッキング柱を有する特殊橋梁である。既設橋梁の耐震補強を行う場合、免震支承に取替え支承の変形によって減衰を得る免震設計を行うことも多いが、本橋ではロッキング橋脚ピボット支承の回転可能角度から決まる桁の変位量内で免震設計を行った。本橋の特殊性から耐震設計思想の特異性、機能分離支承の採用、横支材の補強、ロッキング橋脚のピボット支承逸脱防止など、他橋にはない耐震補強を行っている。

Key Words : seismic retrofitting, rocking pier, base isolate seismic design, displacement control

1. はじめに

木津川橋梁は、連続桁の中間支点到にロッキング柱を有する特殊橋梁である。橋梁概要を以下に、橋梁断面図を図-1、図-2に、一般図を次項図-3に示す。

(a) 橋梁形式：5径間連続鋼床版I桁橋

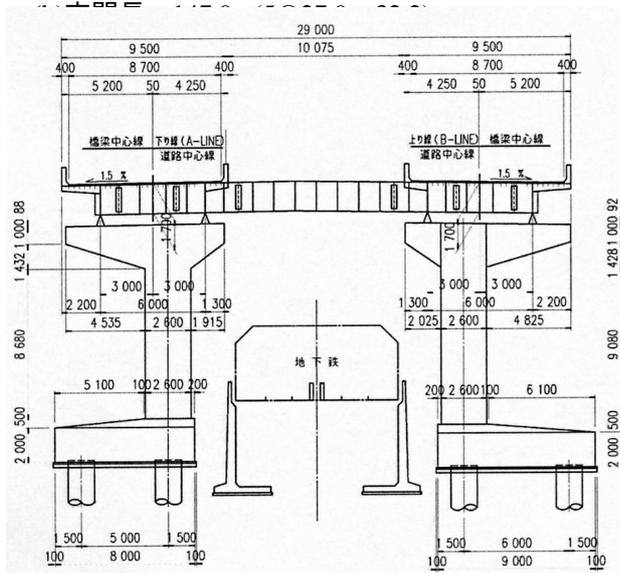


図-1 断面図(端橋脚:P20,P25)

(c) 下部工：

- ・両端橋脚P20,25：T型RC橋脚
- ・中間橋脚P21,22,23,24：ロッキング橋脚

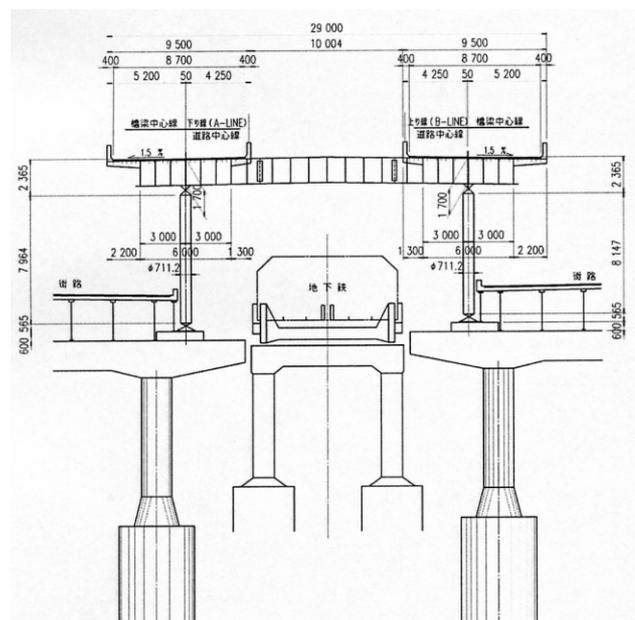
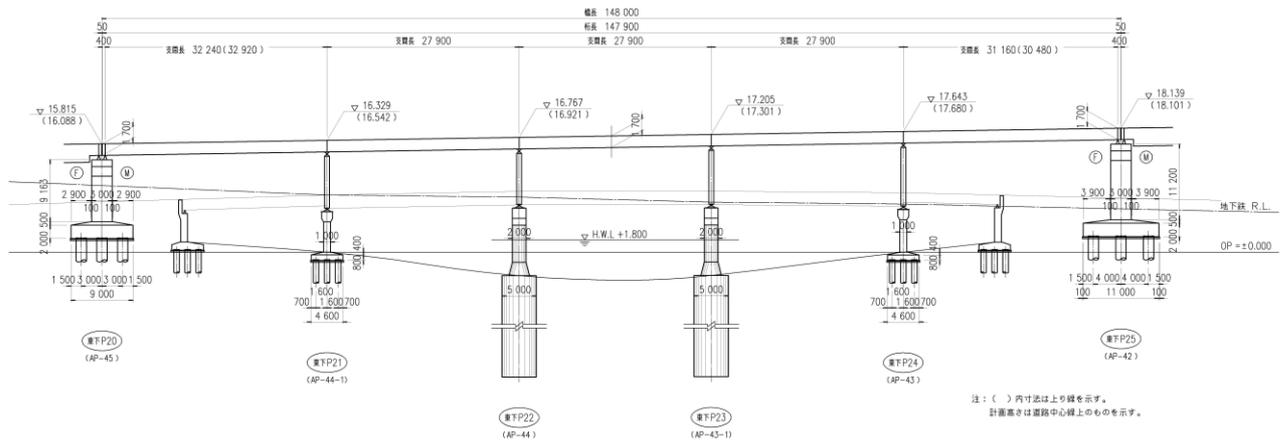


図-2 断面図(ロッキング橋脚:P21,P22,P23,P24)

側面図 S=1/300



平面図 S=1/300

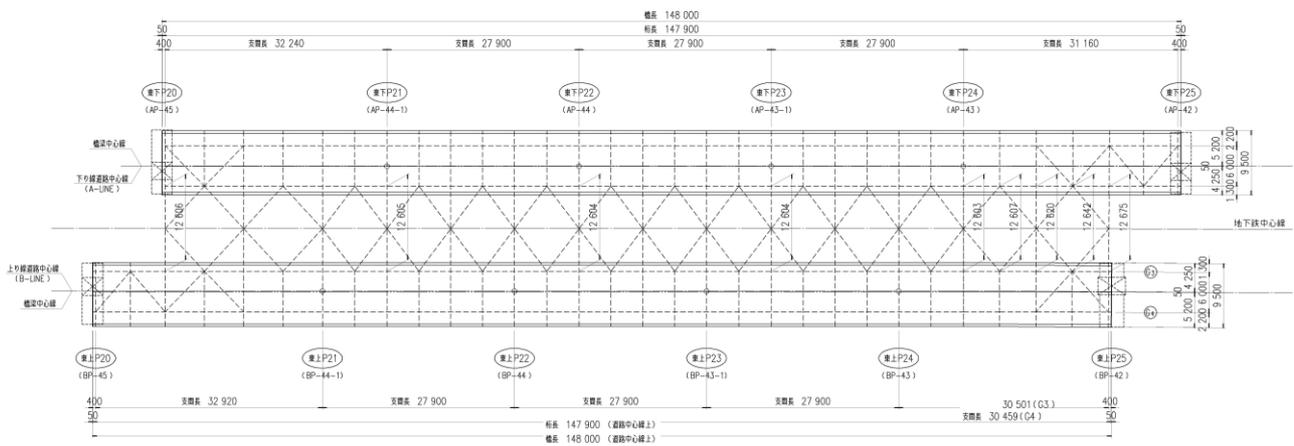


図-3 橋梁一般図

(d)特殊性：

- ・ 中間支点がロッキング橋脚（柱上下部にピボット支承）で、街路橋梁の橋脚上に立つ
- ・ 上り線と下り線が分離構造で、横桁とストラット（連結横支材）で連結した構造
- ・ 上下線の始末端が約10mずれ

また、本橋の耐震上の特徴は以下のとおりである。

(e)ロッキング橋脚は地震時水平力に抵抗しないため、両端橋脚で水平荷重を受け持つ。よって地震時には橋長148mの単純桁である。

(f)ロッキング橋脚が倒壊すると、中間支点では鉛直荷重を支持することができなくなるため、落橋に至る。

(g)ロッキング橋脚は街路橋脚に支持されているため、木津川橋梁のみならず、街路橋梁と一体で解析（連成解析）する必要があると考えられる。

一般に、長大橋では桁の変位を大きくし下部工にかかる負担を抑える免震設計を行うことが多いが、本橋はロッキング橋脚ピボット支承の変形可能量により自由な免震設計が行えず、変位を制限する設計を行なった。

2. 耐震設計基本方針

木津川橋梁はロッキング橋脚の上下にピボット支

承を有しており、これが設計思想を決定する上で最も重要な要素となった。

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、上沓に折り曲げるような力が働き、阪神淡路大震災では上沓が真二つに破断する損傷があった。

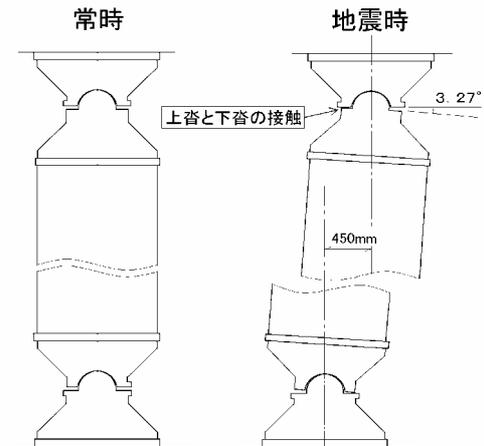


図-4 ロッキング橋脚変位量の制限値(橋軸方向)

したがって、図-4のように回転可能角を超えないよう桁の移動量（変位量）を抑える必要がある。また、橋軸直角方向は図-5のとおり大阪市管理の街路橋梁の高欄が近接（106～185 mm）するため、これ

に衝突し水平力がかかるとロッキング橋脚が倒壊する可能性が高い。したがって、橋軸、橋軸直角方向とも桁の変位を抑えることが本橋の耐震設計における基本思想となっている。

なお、変位量に関しては、予備検討において高速街路、それぞれの橋梁を独立して解析すればいいことを確認しているため、第一段階では位相差（相対変位）のみを考慮した。

(1) ロッキング橋脚部の許容変位量(桁の最大変位量)

- (a) 橋軸方向：288mm（支承部絶対値）
 ロッキング橋脚部の水平変位がピボット支承の物理的移動可能量（移動制限値）を上回らないこと。
 ・ピボット支承の移動制限値 = 450mm
 ・街路橋脚移動量 = 162mm
 上部工の許容変位量 = 450 - 162 = 288mm
- (b) 橋軸直角方向：街路高欄に接触しない移動量 = 最小323mm（ロッキング橋脚中間部、橋脚により異なる）



図-5 街路高欄の近接状況(橋軸直角方向)

(2) 支承

支承の設置スペースが限られるため、支承形状の自由度の高い機能分離支承（スベリ支承と水平荷重分散装置〔LRB〕）を採用した。解析上の端支点部の支承条件は、橋軸方向：弾性支持、橋軸直角方向：固定である。また、橋軸方向の応答変位を小さくするため、温度変化による桁の伸縮を吸収できる範囲でゴム製の水平荷重分散装置の高さを小さくし（50mm）、剛性（バネ定数）の大きなものとした。

(3) 落橋防止システム

- a) 桁かかり長
 必要桁かかり長SEM=0.7+0.005L = 1.44m に対して 端部橋脚端部橋脚での桁かかり長は1.50mであり、規定を満足している。
- b) 落橋防止装置
 落橋防止装置の設計荷重は、道示では1.5Rdである。しかし本橋は中間のロッキング橋脚にて地震時慣性力を支持できないことから、Rdでなく上部工全

重量を端部橋脚基数4で除した値を用いた。また、落橋防止構造の設計移動量（遊間）は上部工の許容変位量288mmを超えない値とした。

c) 変位制限構造（橋軸直角方向）

端支点部での橋軸直角方向の変位を確実に抑えるため、設計作用力として3・kh・Rdでなく動的解析で求められた上部工慣性力を用いて変位制限構造を設計した。

d) 支承逸脱防止装置

ロッキング橋脚部でピボット支承が逸脱すると、中間支点部での鉛直荷重支持能力が失われることから、ピボット支承の逸脱防止装置として、段差防止機能をもった逸脱防止装置とした。

(4) 上下線連結横支材

上下線連結横支材は橋軸直角方向の剛性に大きく寄与し、ロッキング橋脚部での上部工の変位に影響を与えることから、地震時に発生応力が許容応力を超えないよう連結横支材を補強した。

3．非線形時刻歴応答解析

以下の条件で非線形時刻歴応答解析を行った。

- a) 解析方法
 3次元骨組みモデル
- b) 端部支承条件
 橋軸方向：弾性支持
 橋軸直角方向：固定
- c) 基礎工
 道路橋示方書に基づく基礎地盤バネモデルとした。
- d) 部材の扱い
 端橋脚柱基部の部材は材料非線形履歴モデルとした。支承は機能分離型で個別のバネ要素としてモデル化し、スベリ支承については摩擦減衰（ $\mu=0.1$ ）と剛塑性履歴モデルを用い、水平荷重分散装置についてはバイリニア履歴モデルとした（1次剛性98,000kN/mm、2次剛性15,000kN/mm）。その他の部材は弾性部材とした。
- e) 入力地震動
 入力地震動は道路橋示方書のタイプII地震動3波を用いるとともに、地域特性を考慮した地震動（大阪府波ゾーン14）を用いて確認を行った。
- f) 解析モデル
 上部工は主桁・横桁で構成されるハシゴ型モデルとした。

4．解析結果（その1）

(1) 橋軸方向

耐震性の評価は、ロッキング橋脚(P21～P24)移動量、両端橋脚(P20,P25)の変位と塑性率、水平荷重分散装置のひずみ、により行なった。

ロッキング橋脚の変位量を表-1、両端橋脚の変位量と塑性率を表-2に示す。

それぞれの応答値は、道示波より大阪府波が大き

い結果となった。

ロッキング橋脚の最大応答変位量は、道示波も大阪府波も許容変位量を下回り、安全性を確認できた。

端橋脚（P20,P25）の変位量は、道示波では許容値を十分下回っているが、大阪府波で若干許容値を上回る結果となったが、終局まで十分余裕があるのでやむなしとした。

また、ゴム支承の最大応答歪みは、大阪府波で53～244%と、全て250%の許容歪み以下となった。

表-1 ロッキング橋脚最大変位量(橋軸方向) (単位:mm)

橋脚		応答最大変位量		許容変位量
		道示3波平均	大阪府(zone14)	
東下	P21	206 (0.72)	220 (0.76)	288
	P22	207 (0.72)	220 (0.76)	
	P23	207 (0.72)	220 (0.76)	
	P24	206 (0.72)	220 (0.76)	
東上	P21	206 (0.72)	220 (0.76)	
	P22	207 (0.72)	221 (0.77)	
	P23	206 (0.72)	220 (0.76)	
	P24	205 (0.71)	219 (0.76)	

表-2 端橋脚最大変位量、塑性率(橋軸方向) (単位:mm)

橋脚		応答最大変位量		許容変位量 a		
		道示3波平均	大阪府(zone14)			
東下	P20	120 (0.87 a)	145 (1.05 a)	138		
	P25	129 (0.76 a)	146 (0.86 a)	169		
東上	P20	122 (0.88 a)	147 (1.07 a)	138		
	P25	71 (0.36 a)	94 (0.47 a)	200		
橋脚		降伏変位		応答塑性率		許容塑性率 μa
		y	u	道示	大阪府	
東下	P20	22	196	5.5	6.6	6.3
	P25	28	240	4.6	5.2	6.0
東上	P20	22	196	5.5	6.7	6.3
	P25	31	284	2.3	3.0	6.4

注) 応答塑性率 = 最大応答変位 / 降伏変位
 許容塑性率 $\mu a = 1 + (u - y) / y = 1 + u / y - 1 = u / y$
 許容変位 $a = y \cdot \mu a$

(2)橋軸直角方向

橋軸直角方向は、ロッキング橋脚と街路橋梁との衝突を回避するため、反力壁方式の変位制限装置を設けることとし、固定条件で解析を行っている。

a)解析結果

橋軸直角方向の耐震性の評価は、ロッキング橋脚と街路橋梁の高欄の遊間量、水平力を支持する両端橋脚の変位量・塑性率により行った。遊間は最悪の状態を考慮し、図-6のとおり、木津川橋梁の変位の最大値と、街路橋梁の変位の最大値を逆位相にかけたもの(足し算)としている。

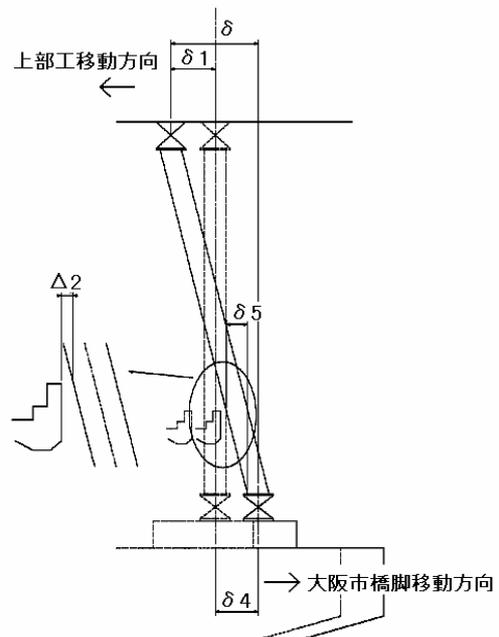


図-6 街路高欄のロッキング橋脚との位置関係

遊間 2は表-5に示すとおり、道示波では最小20mmで街路高欄と接触しない結果を得たが、大阪府波では東下P22で接触する結果となった。また、

表-3 ロッキング橋脚最大変位量と遊間(橋軸直角方向)

(単位:mm)

橋脚		常時遊間	市橋脚天端変位 4	道示3波平均			大阪府(zone14)			移動制限値
				応答最大変位 1	相対変位 = 1+ 4	地震時遊間 2	応答最大変位 1	相対変位 = 1+ 4	地震時遊間 2	
東下	P21	115	43	245	288	40	314	357	22	
	P22	108	62	284	346	20	367	429	-1	
	P23	115	64	297	361	27	394	458	4	
	P24	135	47	288	335	66	393	440	44	
東上	P21	185	51	233	284	112	299	350	95	
	P22	160	67	274	341	75	354	421	55	
	P23	160	57	296	353	76	386	443	55	
	P24	143	40	292	332	78	390	430	59	

表-4 端橋脚最大変位量、塑性率(橋軸直角方向)

(単位:mm)

橋脚		応答最大変位量		降伏変位 y	終局変位 u	許容変位 a	応答塑性率		許容塑性率 μa
		道示3波平均	大阪府(zone14)				道示	大阪府	
東下	P20	161 (0.63 a)	199 (0.77 a)	43	364	257	3.7	4.6	6.0
	P25	224 (0.71 a)	312 (0.99 a)	54	445	315	4.1	5.8	5.8
東上	P20	150 (0.58 a)	182 (0.71 a)	43	364	257	3.5	4.2	6.0
	P25	229 (0.58 a)	318 (0.80 a)	62	567	398	3.7	5.1	6.4

東下P23ではピボット支承の移動制限値450mmを越える結果となった。街路橋梁の高欄との接触に関しては、道示波でも厳しい値であるため、余裕代として150mmの高欄切り込みを街路の管理者（大阪市）に協議し実施した。

表-6に示す両端橋脚の変位量と塑性率については、全橋脚で、厳しい値がありながらも、許容変位、許容塑性率とも満足することができた。

なお、ロッキング橋脚は水平力を支持しないため、ロッキング橋脚の最大変位量から両端橋脚の変位量の平均値を引くと、両端橋脚で支持された単純桁の橋軸直角方向の水平たわみ量が算出される。すなわち大阪府波で、 $394 - (199 + 312) / 2 = 138\text{mm}$ （それぞれ東下P23, P20, P25の値）の桁の水平変位が生じることとなる。この値は、橋長148mに対し1/1000以下と意外に小さく、横桁と横支材により橋軸直角方向の剛性が高い。したがって、上下線を結んでいる横桁と横支材を降伏しないように補強することは重要であることがわかる。

5. 解析結果（その2：連成解析）

4.(2)の橋軸直角方向の解析結果でロッキング橋脚の移動制限値450mmを越える結果となったことに対し、街路橋梁と木津川橋梁を同じモデルに取り込み連成解析を実施した。これは、先の解析が、それぞれの橋梁を単独で解析し、それぞれの最大値が逆位相なった時を想定した、安全側の思想によるためである。その結果を表-10に、時刻歴の位相変化図を図-7に示す。

表-5 連成解析によるロッキング橋脚の変位量
(橋軸直角方向) (単位:mm)

橋脚		道示3波平均	大阪府波 (zone14)	移動制限値
東下	P21	186	303	450
	P22	253	374	
	P23	267	401	
	P24	248	398	
東上	P21	182	257	
	P22	246	368	
	P23	267	402	
	P24	243	391	

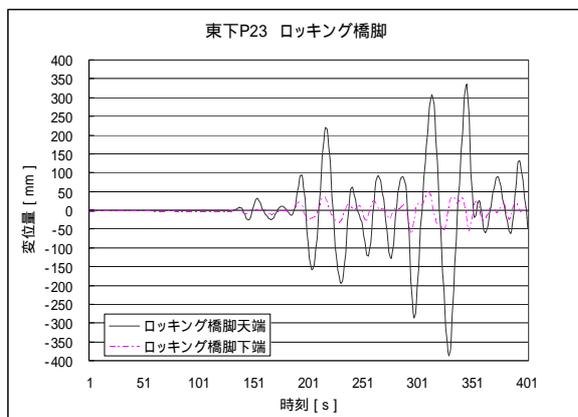


図-7 連成解析によるロッキング橋脚の上下端の時刻歴変位量 (橋軸直角方向)

結果は、それぞれの最大変位が同時刻に逆位相で起こることはないため、東下P23において401mmで変位が収まることがわかった。

6. 主な耐震デバイス

本橋の耐震補強で用いた特徴的な耐震デバイスを紹介する。

(1)変位制限装置および支承

これらの装置は端橋脚の梁上いっばいに設置することとなった。端横桁の下と側面に変位制限装置、主桁直下にスベリ支承、端横桁の前に横梁を設け水平荷重分散装置（ゴム支承）を設置した。図8～10に設置状況の写真を示す。

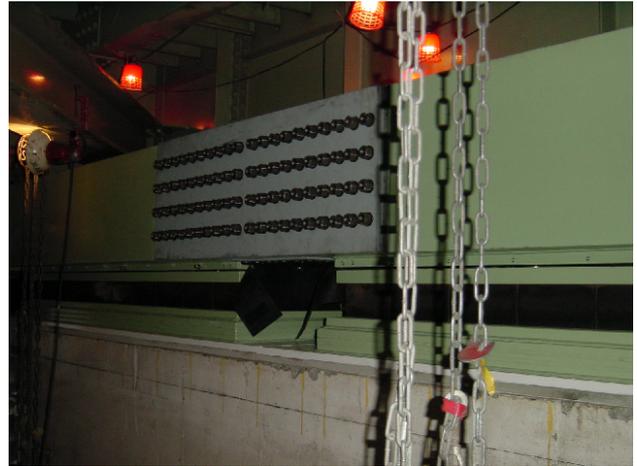


図-8 水平荷重分散装置と横梁



図-9 変位制限装置(桁側面)とスベリ支承

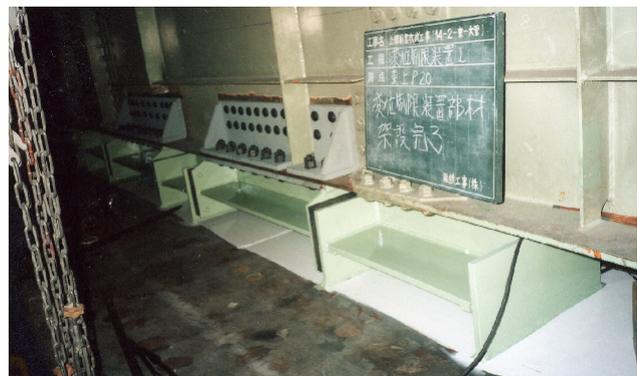


図-10 変位制限装置(端横桁下)

(2) 支承逸脱防止装置

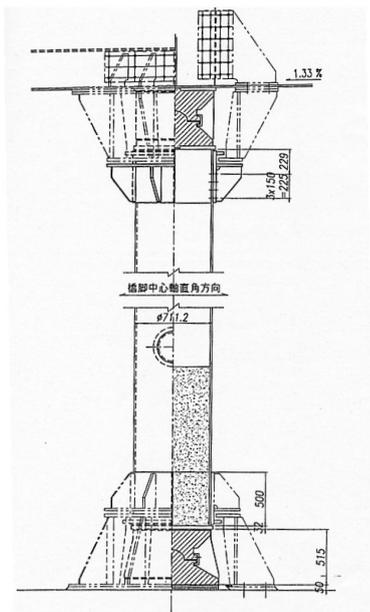


図-11 ロッキング橋脚の支承逸脱防止装置

図-11に示すとおり、ロッキング橋脚部の上揚力に抵抗しつつ、移動制限値を越えると変位制限装置として、支承が損傷した場合は段差防止装置として働く構造とした。

(3) ピボット支承改良

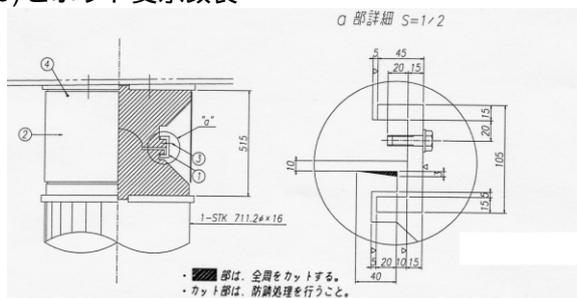


図-12 ロッキング橋脚のピボット支承改良

図-12に示すとおり、ロッキング橋脚のピボット支承の移動可能量450mmを確保するため、接触面端部を最大6mm削ることとした。

(4) 上下線連結横支材補強



図-13 上下線連結横支材と横桁

図-13の右側が上り線で、上下線を1断面の横桁で連結しており、上下線の主桁と横桁の中に横支材が菱形に組み立てられている。既設の横支材の下に新設の横支材を設置して、橋軸直角方向の剛性を確保した。

7. おわりに

本橋の耐震補強設計は完了し、原稿締め切り時点においては工事中ながらも、本稿発表時には竣工を迎えている予定である。

本橋の耐震設計は非常に厳しい条件の中で行われ、道示については設計要件をクリアーし、大阪府波については一部満足な結果を得られなかった。しかし、概ね耐震性能2を確保できたものと考えており、他橋と同等の耐震性能が得られたと考える。

謝辞：本橋の耐震補強設計に携わった各位、設計内容について審議いただいた阪神高速道路公団技術審議会耐震分科会の各委員に感謝の意を表すものである。

参考文献

- 1) 木津川橋梁耐震検討業務(11-東), H12.3
- 2) 木津川ロッキング鋼製橋脚耐震検討業務, H10.3
- 3) 上部耐震改良工事(14-2-東-大管)詳細設計業務, H17.6

SEISMIC RETROFITTING FOR THE KIZUGAWA BRIDGE ON HANSHIN EXPRESSWAY

Katsuaki Komoto, Yonezawa Yasuo, Takeshi Szuki, Kenji Takei, Toshiyuki Honda

The Kizugawa Bridge on the East Osaka Route of Hanshin Expressway is 5 span continuous steel deck bridge whose interspace piers are rocking pier. Separated two bound girders are connected by lateral steel members. It is popular to adopt menshin seismic retrofitting for rather long bridges. But in this case, pear response displacement had to be controlled in allowable range because of allowable displacement of rocking pier. So special retrofitting methods such as integrated sliding bearing system and deviation protect device for pivot bearing on rocking pier are adopted. Additionally, lateral steel members connecting two girders are reinforced.