

河川を横過する既設橋梁の 支承改造による耐震性強化事例

藤井 佐規¹、春 和則¹、○ 内藤 静男²、新谷 毅³

¹ 東京都第六建設事務所 補修課橋りょう維持係 (〒120-0025 東京都足立区千住東二丁目10-10)

² 正会員 工修 リテックエンジニアリング (株) 技術部 (〒162-0065 東京都新宿区住吉町1-20)

³ リテックエンジニアリング (株) 技術部 (〒162-0065 東京都新宿区住吉町1-20)

既設道路橋の耐震性強化は、落橋防止システムの強化と橋脚巻立て補強が一般的であるが、河川を横過する橋梁では、河積阻害率の制約と共に仮締切り工や栈橋等の仮設工事費が全体工事費の大半を占めることから、経済的な代替案が求められていた。この度、東京都荒川に架かる鹿浜橋主橋部の3径間ゲルバーヒンジ付き鋼板桁橋において、既設鋼製支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承に置換し、地震時橋脚反力の配分を調整することで河川流路内の橋脚補強を不要とする耐震性強化対策を検討し、その有効性を確認した。

Key Words : aseismic reinforcement , reaction force disutribution , lead ruber bearing , viscous dumper , non-linear dynamic analysis

まえがき

東京都の通称「環七通り」は交通量が非常に多く、産業生活道路として重要な役割を果たしているが、本路線で荒川を横過する位置にあるのが鹿浜橋である。図-1 に示す河川堤防内に配置された10径間の橋梁は、河川流路を跨ぐ主橋部がゲルバーヒンジ付きの3径間連続鋼板桁橋、その他は全て単純桁で構成されている。橋梁上部工は上下線分離構造、橋脚は小判型RC橋脚で、いずれも鋼管杭で支持されている。

東京都が進める緊急交通路等の耐震補強対策として経済的なRC巻立てによる橋脚補強と落橋防止システム強化が本橋でも計画・設計されたが、河川流路内P7、P8橋脚のRC巻立てによって河積阻害率が5%以上となり、河川管理者との協議で課題となったことと、巻立て補強を実施するための仮設工事(鋼矢板二重締切り工)の費用が多額であることから、代替案の検討が必要となった。

これを受け、主橋部の免震化や反力分散化による上部工改造策を設計VEとして検討し、反力分散化による耐震性強化案を採用することとした。

1. 主橋部の構造諸元と耐震設計条件

(1) 上部工

3径間非合成ゲルバー式鋼板桁橋(3主桁)

橋長 : 172.75 m

支間長 : 172.00 m

(51.0+70.0+51.0)

桁高 : 2.30 ~ 3.70 m

幅員 : 全幅員 2@10.50 m

(車道 7.00 m、歩道 2.50 m)

平面線形 : 斜角 90度、曲線半径 ∞

(2) 下部工

橋脚構造形式 : 壁式RC橋脚(小判型)

橋脚高 : P6、P9 10.955 m

P7、P8 12.900 m

基礎形式 : 打込鋼管杭基礎(φ600)

(3) 地盤条件

支持層はN値50以上の砂質土層、表層はN値5~10の粘性土層と砂質土層の互層である。

代表的な土層構成を、表-1 に示す。

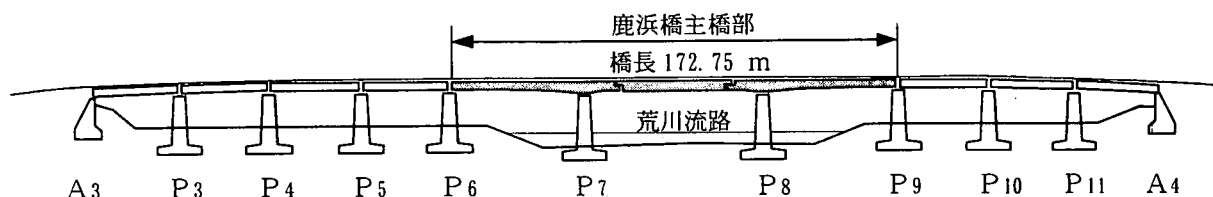


図-1 鹿浜橋概況図

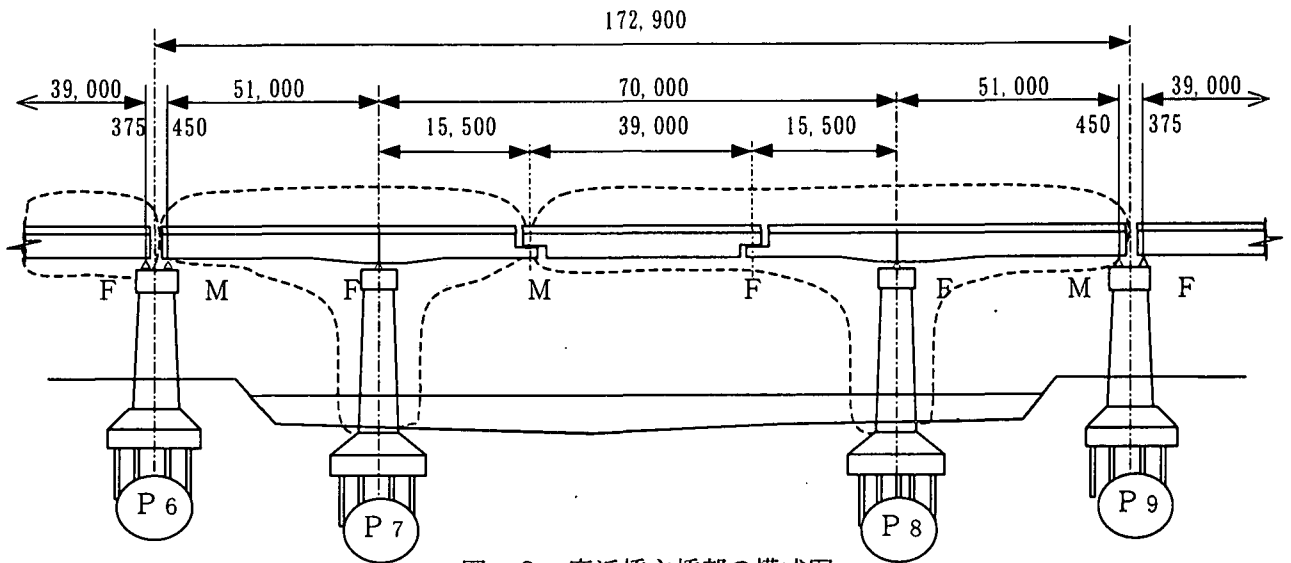


図-2 鹿浜橋主橋部の模式図

表-1 代表的な土層構成

橋脚No	P 8	P 9
標高	地表面 : AP-3.000 基礎下面 : AP-6.000 杭長 : 40.00 m	地表面 : AP+2.900 基礎下面 : AP-2.000 杭長 : 40.00 m
土質	N値	N値
砂質土	15	5
粘性土	9	15
粘性土	7	9
粘性土	9	7
砂質土		9
砂質土	50	50
耐震設計上の基盤面	AP-47.900	AP-43.400

(4) 耐震設計条件

耐震設計上の基本条件を以下に示す。

重要度区分 : B種の橋

地域区分 : A区分(東京都)

地盤種別 : III種地盤

(地盤の特性値 $T \cong 0.9$ sec)

設計水平震度 : $k_H = 0.3$

地震時保有水平耐力照査に用いる設計水平震度の標準値

タイプ I : $k_{hc0} = 1.0$

タイプ II : $k_{hc0} = 1.5$

表-2 現況橋脚の保有水平耐力照査結果

(橋軸方向地震時)

橋脚 No	P 7	P 8	P 6, P 9
保有水平耐力 Pa (tf)	516	762	372
タイプ I			
等価震度 k_{he}	0.55	0.63	0.47
作用力 $k_{he} \cdot W$ (tf)	672	1,104	362
判定	$> P_a$	$> P_a$	$< P_a$
判定	NG	NG	OK
タイプ II			
等価震度 k_{he}	0.63	0.74	0.53
作用力 $k_{he} \cdot W$ (tf)	770	1,296	408
判定	$> P_a$	$> P_a$	$> P_a$
判定	NG	NG	NG

いずれも基部曲げ破壊に対する値を示す。

表-3 RC巻立て補強後の保有水平耐力照査結果

(橋軸方向地震時)

橋脚 No	P 7	P 8	P 9
タイプ I			
保有水平耐力 Pa (tf)	675	1,197	442
等価震度 k_{he}	0.51	0.60	0.40
作用力 $k_{he} \cdot W$ (tf)	663	1,117	333
判定	$< P_a$	$< P_a$	$< P_a$
判定	OK	OK	OK
タイプ II			
保有水平耐力 Pa (tf)	676	1,193	442
等価震度 k_{he}	0.50	0.61	0.40
作用力 $k_{he} \cdot W$ (tf)	650	1,136	333
判定	$< P_a$	$< P_a$	$< P_a$
判定	OK	OK	OK

いずれも基部曲げ破壊先行

2. 現況構造系の耐震性能とRC巻立て補強

(1) 現況橋脚の地震時保有水平耐力照査結果

図-2 に示すように本橋主橋部の上部工は、P7、P8 橋脚でピン固定されており、橋軸方向地震時には上部工荷重を河川流路内の橋脚で負担することとなり、P8 橋脚にはゲルバー桁の荷重も付加される。一方、端橋脚P6、P9は、隣接する単純桁の荷重のみを負担することとなる。

平成8年の道路橋示方書に準拠して実施した橋脚の地震時保有水平耐力照査結果を、表-2 に示す。

(2) RC巻立てによる耐震補強案

全ての現況橋脚で、橋軸方向曲げ耐力が不足することが明らかになったため、基部フーチングにアンカーする主筋とこれを取巻く帯鉄筋を厚さ 25~35 cmのコンクリートで巻立て、所要の耐荷性能を確保する耐震補強案が検討された。

RC巻立て工法による耐震補強案の橋軸方向地震時保有水平耐力照査結果を、表-3 に示す。

(3) RC巻立て補強案の課題

一般に陸上部では経済的とされるRC巻立てによる耐震補強工法を河川内の橋脚に適用するに際しては、以下に示すような課題が挙げられる。

a) 河積阻害率の制約

橋脚の総幅が河幅に対して占める割合を河積阻害率と称し、一般に5%以内を目安とするのが適当であるとされている。

本橋においては、現況の河積阻害率が約4.0%であったのに対し、P3~P11の全橋脚をRC巻立て補強した場合の阻害率は5.1%となった。

b) 流路内での仮設

耐震補強は濁水期に実施されるが、流路内での施工に際しては大規模な仮設設備が必要となり、補強工事費に対して仮設工事費が増大する傾向となる。

本橋においても、仮設計画として図-3 に示すような二重締切り工が必要となり、全体工事費の半分以上を仮設工事費が占める事態となった。

3. 代替案の比較検討

全橋脚のRC巻立て補強に代わる耐震性強化対策として、以下のような上部工改造を伴う反力分散化案と免震化案について検討した。両者は構造系全体の地震応答性状を改変し、耐荷性能の異なる下部工に応じて地震時水平力を配分することで河川流路内の橋脚補強を最小にしようとするものである。

① 支承の交換：固定支承を有する橋脚へ集中する地震時水平力を可動支承側の橋脚にも負担させるよう、現況の鋼製支承をゴム支承に交換する。

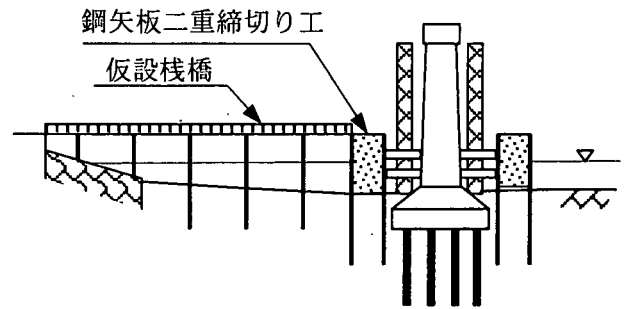


図-3 河川流路内の仮設計画

表-4 各橋脚の地震時反力分担率

橋脚No	P6	P7	P8	P9
全橋脚	計 100			
RC巻立て補強	15	25	45	15
反力分散化+ 端橋脚RC巻立	計 100			
	22	22	34	22
免震化+ 端橋脚RC巻立	計 70			
	16	16	22	16

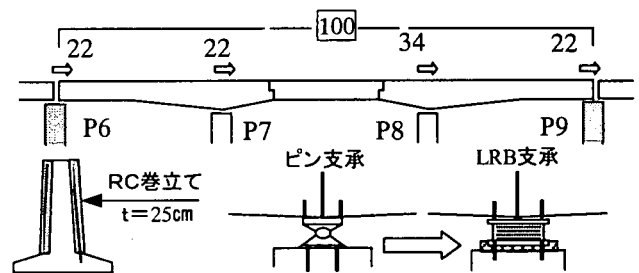


表-5 耐震性強化対策の経済比較

	全橋脚 RC巻立て 補強	反力分散化 +端橋脚 RC巻立	免震化 +端橋脚 RC巻立
橋脚補強工	0.19	0.09	0.09
落橋防止工	0.26	0.13	0.13
支承部改造	-	0.48	0.47
仮設工	0.55	0.10	0.10
合計	1.00	0.80	0.79

② ヒンジ部の連結：ゲルバーヒンジで分断されたP6~P9の上部構造系を、地震時には一体的に挙動させるようヒンジ部の連結化を図る。

反力分散化案では、支承部の減衰効果は無視し、所要の地震力に抵抗できるよう端橋脚の耐震補強レベルを決定している。これに対し、免震化案では、エネルギー吸収性能の高い免震支承の特性を活用し、地震力の分散を図るとともに、減衰性の付加による地震力の低減も期待している。

表-4 に、橋軸方向地震時における各橋脚の上部工反力分担率を模式的に示す。

表-5 に、各案の経済性比較結果を示す。

比較検討の結果、本橋に対しては十分な耐震性を確保でき、桁端移動量も実質的に小さくなる反力分散化案で詳細な検討を進めることとした。

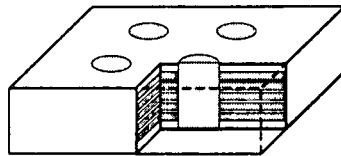


表-6 反力分散支承の主要諸元

	P 6	P 7	P 8	P 9
支承数 基/橋脚	3	3	3	3
支承設計寸法 a×b mm	900× 1,100	950× 1,050	1,000× 1,450	900× 1,100
ゴム層の構成 te(mm)×n	30×4	25×4	25×4	30×4
ゴム総厚 Σte	120	100	100	120
せん断弾性係数 G kgf/cm ²	12	10	12	12
鉛プラグ 直径 φp mm 本数 本/基	120 ×4	120 ×4	125 ×4	120 ×4

4. 反力分散化の詳細検討

(1) 分散支承の選定

タイプBの反力分散支承として、表-6 に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) を配置することとした。

反力分散支承として鉛プラグ入り積層ゴム支承を選択したのは、鉛プラグの径や本数の調整により初期剛性や降伏強度を高めることが可能であり、地震時の反力分散率の調整だけでなく、通常使用時の変形や振動も抑制できると期待したためである。

(2) 簡易法による照査結果

積層ゴム支承に鉛プラグを挿入して非線形性を与えた支承を、その変形レベルに応じた等価線形バネで評価し、剛性の異なる橋脚それぞれの上部工反力分担率を図-4 に示す手順で算定した。

支承の反力分担率に応じて、各橋脚に上部工慣性力が配分されるものとみなし、それぞれの橋脚に対する地震時保有水平耐力照査を実施した。

(表-7-1、7-2 参照)

陸上からの施工が可能なP 6、P 9の端橋脚のみをRC巻立てで補強し、反力分散支承で河川流路内にある橋脚に集中していた地震時慣性力をそれぞれの橋脚耐力に応じて配分することが可能となった。これにより、河川流路内にあるP 7、P 8橋脚は、現状のまま耐震補強することなく、保耐法レベルの地震力にも抵抗できることを確認した。

(3) 非線形動的解析による耐震性照査

本橋では、大地震下で支承と橋脚が共に非線形性が顕著となることから、それぞれの非線形性を反映した非線形動的解析により、構造系全体の耐震安定性を照査した。

a) 解析モデル

橋軸方向の非線形地震応答解析に用いた、全体系モデルを図-5 に示す。

橋脚の非線形性は、曲げ～曲率の復元特性をトリリニア武田モデルで表現する梁部材を使用した。

(図-6 参照)

LRB支承は、バイリニアバネモデルとした。

(図-7、表-8 参照)

ゲルバーヒンジ部は、固定側はウェブ鋼板連結をモデル化した線形バネ、可動側は定格抵抗力50 tfの粘性ダンパー 3基による連結をバイリニアバネモデル (図-8) で置換した。

b) 固有値解析結果

全体系の固有振動で地震時に支配的となる振動は、表-9 に示す2モードであった。

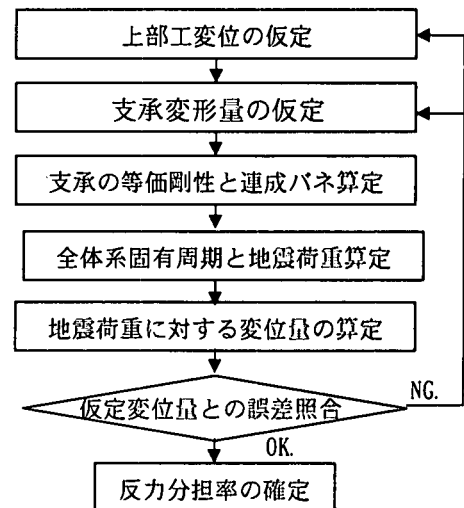


図-4 反力分担率の算定手順

表-7-1 簡易法によるタイプI地震時照査結果

	P 7	P 8	P 9 (P 6)
全体系固有周期	0.99 sec		
上部工変位量	24.2 cm		
支承の変形量	13.1 cm	12.1 cm	13.4 cm
上部工反力分担率	0.217	0.327	0.228
橋脚許容塑性率	2.09	1.88	2.61
橋脚等価水平震度	0.56	0.60	0.49
橋脚保有耐力照査 (tf)	465 < 516 OK.	656 < 762 OK.	666 < 687 OK.

表-7-2 簡易法によるタイプII地震時照査結果

	P 7	P 8	P 9 (P 6)
全体系固有周期	1.05 sec		
上部工変位量	41.1 cm		
支承の変形量	24.7 cm	22.4 cm	25.3 cm
上部工反力分担率	0.215	0.339	0.223
橋脚許容塑性率	3.44	2.98	5.29
橋脚等価水平震度	0.62	0.67	0.48
橋脚保有耐力照査 (tf)	511 < 516 OK.	753 < 762 OK.	657 < 687 OK.

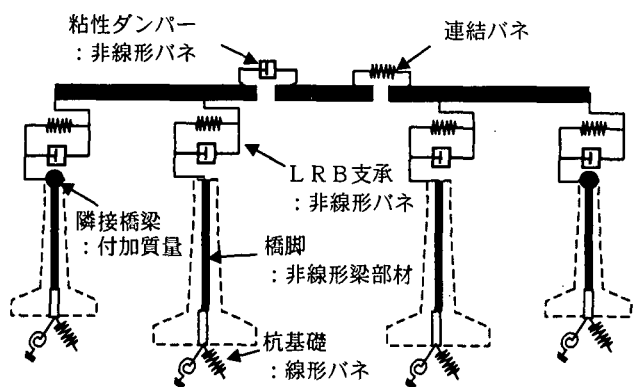


図-5 主橋部の動的解析モデル

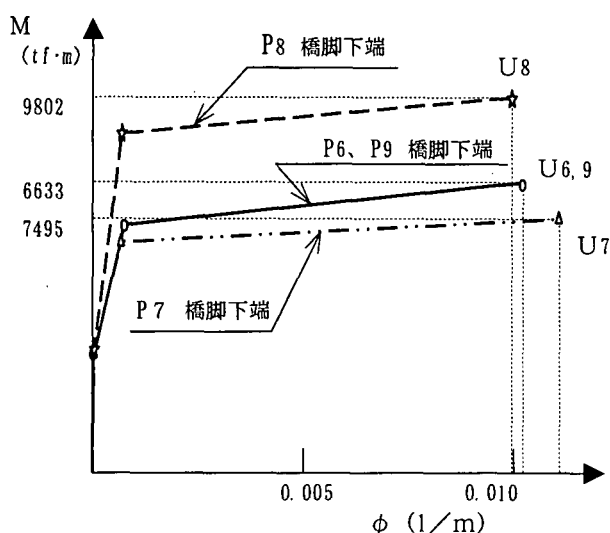


図-6 橋脚基部の曲げ～曲率骨格曲線

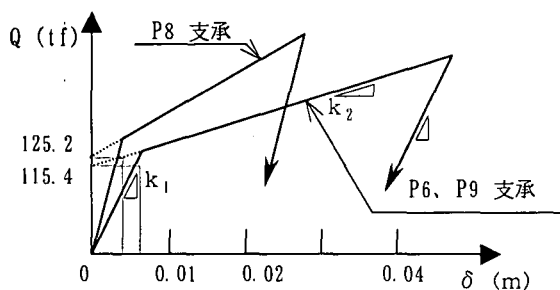


図-7 LRB支承の非線形関係

表-8 LRB支承の特性値

		P ₆ , P ₉	P ₇	P ₈
k ₁	tf/m	21,315	20,310	36,009
k ₂	tf/m	3,279	3,125	5,540
Q _d	tf	115.2	115.2	125.2
δ _y	m	0.0064	0.0067	0.0041

表-9 全体系振動モデルの固有値解析結果

	1次モード	5次モード	備考
固有周期 T _i (sec)	0.798	0.180	
減衰定数 h _i	0.237	0.099	ひずみエネルギー比例減衰

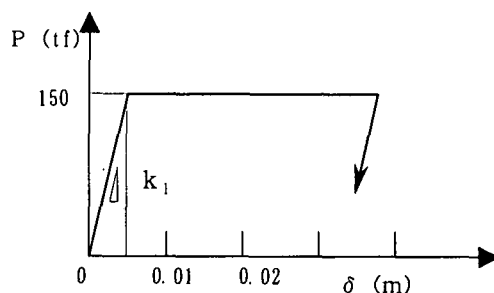


図-8 粘性ダンパー連結部のバネモデル

表-10 入力地震波 (Ⅲ種地盤、タイプⅡ地震時)

	記録場所	方向	最大加速度 gal
Ⅲ-1	東神戸大橋	N12W 成分	-591.0
Ⅲ-2	ポートアイランド	N-S 成分	-557.4
Ⅲ-3	同上	E-W 成分	619.2

表-11 加速度、変位応答最大値

	部位	平均値	備考	
最大応答 加速度 (gal)	上部工 P 6 側端部	732		
	P 9 側端部	739		
	P 6 橋脚頂部	857		
	P 7 橋脚頂部	954		
	P 8 橋脚頂部	929		
最大応答 変位 (cm)	上部工 P 6 側端部	18.7	簡易法による変位 上部工 41.1	
	P 9 側端部	18.8		
	P 6 橋脚頂部	14.6		15.9
	P 7 橋脚頂部	10.2		16.5
	P 8 橋脚頂部	10.5		18.8
	P 9 橋脚頂部	14.8	15.9	

表-12 支承部の最大応答値 (3波平均)

	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	備考
支承変形量	6.0	9.6	8.9	6.1	cm
支承ひずみ量	49.9	95.7	89.4	51.2	< 250%
支承最反力	315	415	620	317	tf

c) 入力地震波

非線形地震応答解析の入力地震波は、1995年兵庫県南部地震で記録された地震波を基に、タイプⅡの標準加速度応答スペクトルに適合させた、Ⅲ種地盤の3波を使用した。(表-10)

d) 非線形応答解析結果 (3波の平均)

タイプⅡ地震動に対する最大応答値の3波平均を、表-11~表-14に示す。

動的応答解析結果は、支承の減衰特性を無視した反力分散設計値に比べ、小さいことが分かる。

非線形地震応答解析では、LRB支承の履歴減衰効果により、応答レベルは抑制されている。

表-13 橋脚の最大応答値

	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	備考
最大応答曲げモーメント	6,512	5,929	8,588	6,519	橋脚基部 tf・m
終局曲げモーメント	7,495	6,633	9,802	7,495	橋脚基部 tf・m
最大応答曲率	0.0013	0.0008	0.0007	0.0013	橋脚基部 1/m
曲率許容値	0.0071	0.0076	0.0069	0.0071	1/m
橋脚の応答塑性率	3.76	1.48	1.38	3.80	
許容塑性率	5.29	3.44	2.98	5.29	タイプⅡ
残留変位	0.275	0.441	0.414	0.258	
許容変位	<	<	<	<	cm

表-14 ゲルバーヒンジ部の応答値

	最大値	3波平均値
粘性ダンパーの最大反力 (tf)	139.6	121.7
連結部の最大反力 (tf)	326.5	300.2

各橋脚基部の曲げ応答(表-13)は、橋脚の保有するじん性能で許容される範囲であり、橋脚天端の残留変位も、許容レベル以下にとどまっている。

ヒンジ部の最大応答値(表-14)は、接続部材の性能範囲内に納まっている。

5. 構造詳細

(1) 端橋脚のRC巻立て補強

端橋脚は、曲げ耐力増強のため、主筋の基部定着を伴うRC巻立て補強を行う。(図-9)

主筋補強 : D35 ctc 150 (SD345)
(1本置きに基部アンカー)

帯筋補強 : D25 ctc 100 (SD345)

巻立て厚 : 250 mm

(2) 支承取替え

a) 端橋脚 (P₆, P₉)

以下に示す理由により、端橋脚においては既設橋脚前面に鋼製ブラケットを取付け、その上にLRB支承を設置することとした。(図-10)

- ① 端支承部の桁下空間は約 300 mm程度で、LRB支承高さ(365 mm)に対して橋脚天端をはつる必要があり、作業空間を確保し難い。
- ② LRB支承の平面形状が1300×1600と大きく、既設橋脚天端に収め難い。
- ③ 既設橋脚天端での作業が多く、桁の仮支持用部材との干渉が懸念され、安全性を確保し難い。LRB支承を図のように鋼製ブラケットで支持する形式とすれば、既設桁の仮支持は不要となり、安全な施工ができる。
- ④ 反力分散化によって桁端移動量が大きくなった場合の桁端切除に対しても、上部構造の安定性が確保される。

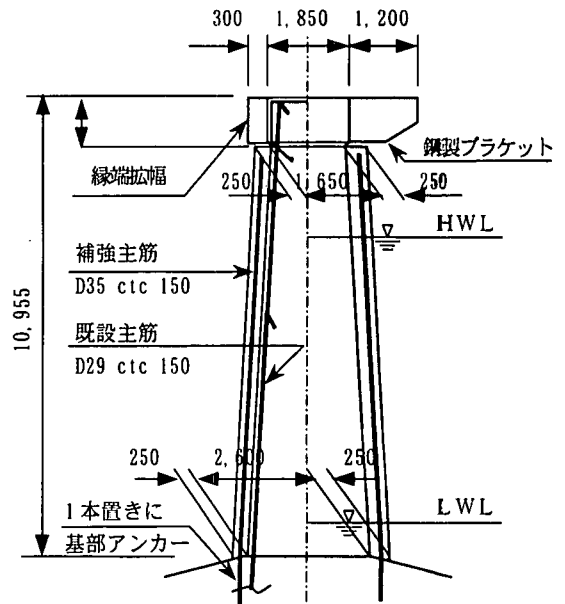


図-9 端橋脚のRC巻立て補強

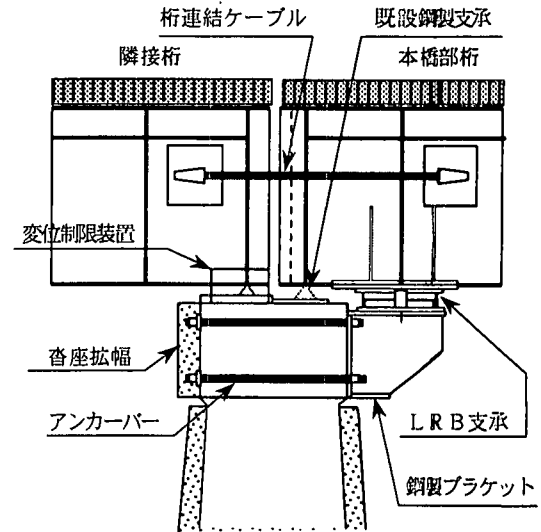


図-10 桁端支承部構造詳細模式図

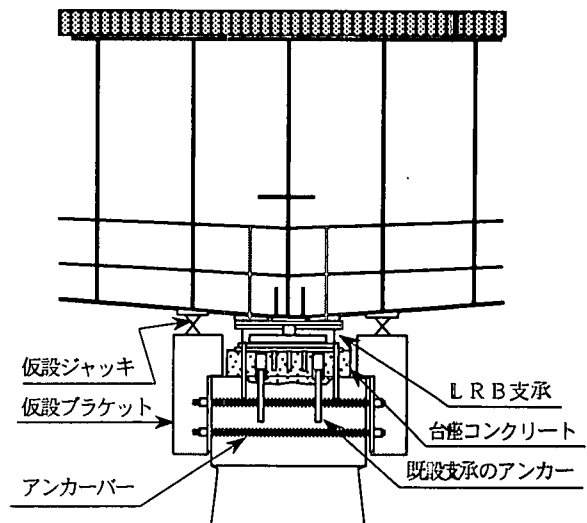


図-11 中間橋脚支承部の構造詳細模式図

ただし、既設の可動側鋼製線支承はLRB支承設置後も当面撤去せず、橋軸方向の移動制限となるソールプレートの爪部のみを切除する。

また、落橋防止装置として、PCケーブルで隣接桁と本橋部桁とを連結する。

b) 中間橋脚 (P7, P8)

中間橋脚では、既設ピン固定支承に高さがあり、桁下空間に余裕があることから、これを撤去するための仮設のブラケットを橋脚側面に取付け、桁を仮支持する。中間橋脚上の鉛直反力が大きいため、仮支持中の安定性を考え、仮設ブラケットは橋脚を貫通させたアンカーで両側から支持する。(図-11)

なお、既設固定支承のアンカーボルト頂部をカップラーで延長し、新設支承の水平抵抗力の一部として活用する。

(3) 桁端伸縮継ぎ手部

固定、可動の鋼製支承を反力分散支承に交換した場合、一般に桁端部の移動量が増加し、隣接桁との衝突や伸縮継ぎ手の損傷が懸念される。

表-15に、P6、P9橋脚上の連続桁端部の移動量算定結果を示す。現況の設計桁遊間 150 mm に対して、保耐法レベルの地震時に、本橋桁端部と隣接する単径間の桁とが接触・衝突する可能性がうかがえる。

本橋では反力分散支承として、単純な積層ゴム支承の代わりに鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用した。支承の減衰効果を考慮して桁端部の変位量を算出すると、反力分散の設計値より相当小さくなっている。

更に、非線形動的解析では、タイプII地震時の桁端移動量(桁と橋脚天端の相対変位量)は最大60 mm程度(表-12参照)と算定されており、支承の減衰特性を考慮すれば、桁端移動量は反力分散設計値よりかなり小さく、発生頻度の高い地震では桁同士が衝突する可能性はないと想定される。

従って、現況の遊間に対して既設桁端の切除や伸縮継ぎ手の交換は必要ないものと判断した。

(4) ゲルバーヒンジ部

本橋の反力分散化の設計仮定においては、ゲルバー桁と支持桁とは地震時に一体として挙動する事が期待している。現状のゲルバー桁連結部は、鋼製線支承により、固定側と可動側に分かれており、支持桁と連結する必要がある。

ゲルバーヒンジ構造が採用されたのは、主に基礎の不等沈下に伴う上部構造への影響を回避する事と、温度変化に伴う拘束応力の開放にあったと考えられる。当該橋梁が竣工してから既に30年以上経過し、基礎の沈下は概ね収束したものと推定され、現時点で桁同士を連結するに際して考慮しなければならないのは温度変化に伴う拘束応力のみと考えられる。上載荷重に対しては、連続桁構造で曲げモーメントが逆転する付近にヒンジが設けられる事から、桁連結に伴う活荷重応力の変化はそれほど大きくはないと推定される。

表-15 桁端部の移動量計算値

解析法	反力分散查簡易法	減衰考慮簡易法
常時 ($\Delta T = 30^\circ\text{C}$)	33 mm	-
震度法 $k_H = 0.3$	24 mm	-
保耐法 タイプI	134 mm	56 mm
保耐法 タイプII	253 mm	147 mm

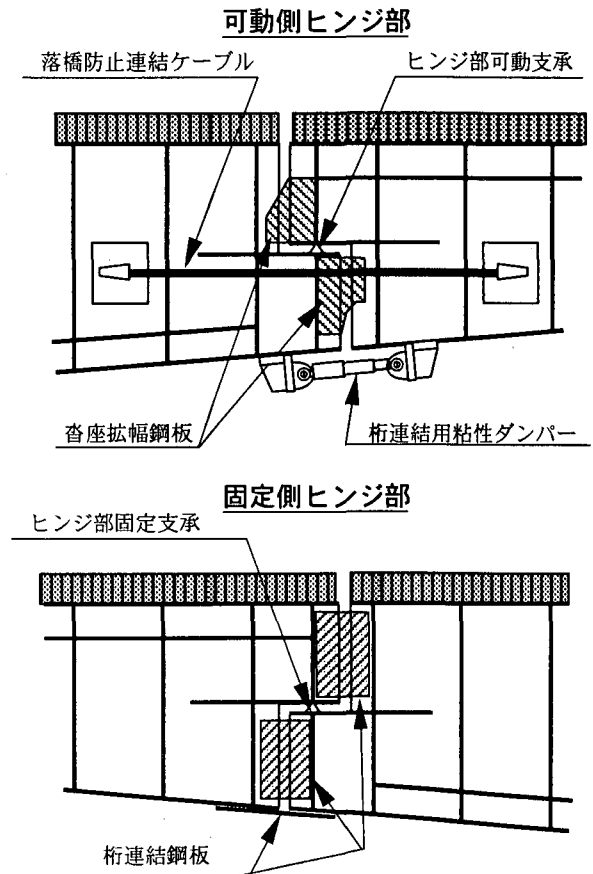


図-12 ゲルバーヒンジ部の連結構造模式図

鋼製支承を積層ゴム支承に交換する事で、従来ピン固定であったP7、P8橋脚上の支承も可動となり、桁の温度変化に伴う伸縮に対してゴム支承の反力分が軸力(圧縮、引張)として桁に作用する事となる。ゲルバーヒンジ部を橋軸方向に結合した場合の主桁軸力は、ゴム支承設置時から30℃の温度変化を考慮して側径間で80~90 tf、中央径間で約135 tfと算定された。この軸力による主桁断面の増分応力度は構造用鋼材の常時許容応力度に対して約6%の応力度レベルとなり、必ずしも安全とは言いきれないため、ゲルバーヒンジ部の温度拘束を開放できる粘性ダンパー連結方式を採用する事とした。

中央径間部の温度拘束を開放すれば、側径間部の温度拘束応力はほぼ半減され、支承摩擦による拘束応力との大差がないことを確認している。

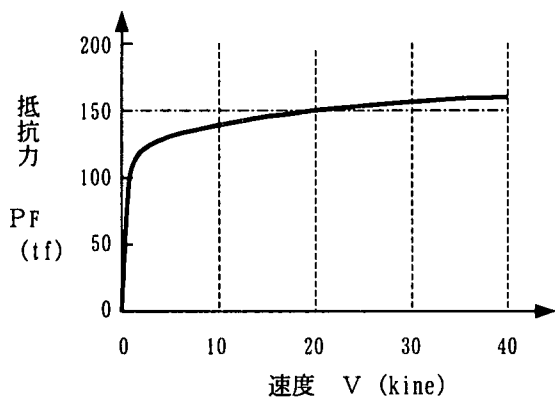


図-13 粘性ダンパーの力学特性

図-12 に示すように、可動側ゲルバーヒンジ部の連結装置として3主桁の下面に定格抵抗力 50 tf の粘性ダンパーを各1基配置し、常時の温度変化には抵抗せず、地震時には所要の連結力を発揮させることとした。

橋梁全体としての反力特性（ダンパー抵抗力和相対速度の関係）を図-13 に示す。

なお、可動側ヒンジ部では、落橋防止装置として、沓座幅と共に桁連結ケーブルを設置した。

固定側ヒンジ部では、桁ウェブと下フランジを鋼板で連結したが、上フランジや床版は連結していないことから、連結部の曲げ剛性は一般部より小さく、活荷重による断面力も小さくなるため、発生応力度は許容値以下であることを確認している。

6. まとめ

東京都荒川を横過する鹿浜橋では、陸上部橋脚に対してRC巻立てによる耐震補強が実施されているが、河川流路内の2橋脚を含む主橋部に対しては、河積阻害率が5%以上となることや、仮設工事費が嵩むことから、設計代替案を検討した。

本橋では、反力分散化による耐震性強化対策を検討し、主橋部の鋼製支承（P7, P8はピン固定、P6, P9は橋軸方向スライド）を積層ゴム支承に置換すると共に、両端の橋脚補強を増加し、地震時の上部工反力の分担比率を調整することで、河川流路内橋脚の耐震補強を不要とし、コスト縮減を図ることができた。

本橋においては、交換する支承に鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）を採用し、高い初期剛性によって微小振動を抑制するとともに、支承の減衰特性により地震時の上部工変位を現況の桁遊間程度にとどめることができ、桁端部切除や伸縮継手交換等も不要としたことで交通への影響を少なくすることが可能となった。

なお、主橋部の反力分散化においては地震時に上部工が一体として挙動することを期待しているため、ゲルバー部の連結が必要となるが、常時の温度変化による拘束応力を開放するよう、連結装置に粘性ダンパーを採用した。

本橋主橋部の地震時挙動については等価線形化法に基づく簡便法にて上部工の全体変位や各橋脚における支承変形を収束計算し、分担比率を求め、橋脚の地震時保有水平耐力照査や部材設計を行った。その後、橋脚、支承、粘性ダンパーの非線形特性を反映したモデル化を行い、全体系の非線形地震応答解析によりその有効性を確認した。

参考文献

- 1) 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 建設省土木研究所, 平成4年10月, 1992.
- 2) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, (社)日本道路協会, 平成9年8月, 1997
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, (社)日本道路協会, 平成12年12月, 1996.

ASEISMIC REINFORCEMENT OF AN EXISTING BRIDGE CROSSING OVER A RIVER BY REPLACEMENT OF BEARINGS

Sukenori FUJII, Kazunori HARU, Shizuo NAITOH and Tsuyoshi NIIYA

Implementing unseating prevention system and lining of piers are general methods for aseismic reinforcement of existing bridges. With bridges crossing over a river, however, such methods necessitates limitations on river occupation rate and financial constraints, because cost for cofferdam works and work trestle is relatively high. In the reinforcement of the main part of the Shikahama Bridge (3 span steel-girder bridge with a cantilever girder), a method without reinforcement of piers has been examined. This paper reports the efficiency of the design which is operating distribution of seismic horizontal force by replacement of existing bearings to lead rubber bearings.