

[CS3]

2021年9月10日(金) 13:00 ~ 14:20  
CS-5(Room46)

座長 井俣 俊也(オリエンタル白石株式会社)

13:00 ~ 13:10

C002385

日本語

**H29 道路橋示方書の適用による杭基礎設計への影響に関する一考察**\*李 首一<sup>1</sup>、安永 拓巳<sup>1</sup>、金 元吉<sup>1</sup>、小山 雅己<sup>1</sup>(1. NEXCO西日本コンサルタンツ)

13:10 ~ 13:20

C002368

日本語

**軟弱地盤上での免震橋の適用検討手法の提案**\*武田 龍國<sup>1</sup>、吉岡 勉<sup>1</sup>、伊藤 裕章<sup>1</sup>、ゴンザレス ジョナタン<sup>1</sup>(1. 大日本コンサルタント(株))

13:20 ~ 13:30

C001791

日本語

[事務局への連絡事項](#)**住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画(現状と解決策)**\*真家 孝明<sup>1</sup>、後藤 幹尚<sup>1</sup>、俵谷 保男<sup>2</sup>、明石 直光<sup>2</sup>、大山 理<sup>3</sup>、今川 雄亮<sup>3</sup>(1. 大田区、2. 総合技術コンサルタント、3. 大阪工業大学)

13:30 ~ 13:40

C002917

日本語

[事務局への連絡事項](#)**住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画(上下部一体化橋梁の設計)**\*俵谷 保男<sup>1</sup>、明石 直光<sup>1</sup>、真家 孝明<sup>2</sup>、後藤 幹尚<sup>2</sup>、大山 理<sup>3</sup>、今川 雄亮<sup>3</sup>(1. 総合技術コンサルタント、2. 大田区、3. 大阪工業大学)

13:40 ~ 13:50

C002548

日本語

[事務局への連絡事項](#)**住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画(剛構造の一検討)**\*尾曾 友哉<sup>1</sup>、大山 理<sup>1</sup>、今川 雄亮<sup>1</sup>、俵谷 保男<sup>2</sup>、明石 直光<sup>2</sup>、真家 孝明<sup>3</sup>、後藤 幹尚<sup>3</sup>(1. 大阪工業大学、2. (株) 総合技術コンサルタント、3. 大田区)

13:50 ~ 14:00

C000329

日本語

[事務局への連絡事項](#)**歴史的橋梁の視察報告(鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会報告その1)**\*安川 義行<sup>1</sup>、松本 綾佳<sup>1</sup>、池田 大樹<sup>2</sup>(1. 東日本高速道路、2. 大日本コンサルタント)

14:00 ~ 14:10

C000304

日本語

[事務局への連絡事項](#)**都市内高速道路の橋梁の視察報告(鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会報告その2)**\*細井 雄介<sup>1</sup>、安川 義行<sup>2</sup>、富岡 仁計<sup>3</sup>、松本 綾佳<sup>2</sup>、山口 徹<sup>4</sup>、高橋 剛<sup>5</sup>(1. 首都高速道路、2. 東日本高速道路、3. 日軽エンジニアリング、4. 日本ファブテック、5. 建設技術研究所)

14:10 ~ 14:20

C000510

日本語

[事務局への連絡事項](#)**郊外的高速道路の橋梁視察報告(鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会報告その3)**\*及川 俊介<sup>1</sup>、石井 博典<sup>2</sup>、今西 修久<sup>3</sup>、中村 拓海<sup>4</sup>(1. 東日本高速道路、2. 横河ブリッジホールディングス、3. エイト日本技術開発、4. 川金コアテック)

# H29 道路橋示方書の適用による杭基礎設計への影響に関する一考察

NEXCO 西日本コンサルタンツ株式会社 正会員 ○ 李 首一

同上 安永 拓巳

同上 金 元吉

同上 小山 雅己

## 1. はじめに

道路橋定期点検の法定化など道路橋の長寿命化に対する社会的なニーズの増加,平成 28 年 4 月の熊本地震による道路橋の被災を受けて,平成 29 年 11 月に道路橋示方書・同解説の改定が行われた<sup>1)</sup>(以下,新道示と呼称).新道示では,外的環境に関わる作用の組合せごとの設計状況や,それら設計状況に対する橋の耐荷性能や耐久性能など,H24 年道示(以下,旧道示と呼称)とは異なる設計方法が規定された.

そこで,関西地区において新しく計画された鋼連続鈹桁橋の中で,代表的な 1 基の中間橋脚を対象に,新旧道示でそれぞれ設計し,適用基準による影響を確認したため,検討結果について報告する.なお,検討の結果,対象橋脚の梁・柱といった下部工に関しては,新旧道示による設計結果の明確な差が見られなかったため,本文では基礎工(杭基礎)に着目するものとした.

## 2. 設計条件

橋脚:柱式橋脚

基礎:場所打ち杭

φ1200-8本(千鳥配置)

杭長 10.0m

荷重条件:表-1に示す.

杭配置:図-1に示す.

橋脚形状:図-2に示す.

土質条件:同上

## 3. 新旧道示の相違点

新道示における杭基礎の設計に関する変更点の概要を以下に示す.

### (1) 橋の耐荷性能,耐久性能に関する新たな規定

旧道示までは許容応力度法に代表されるような手法が主流であったが,新道示では性能規定化の新たな手法として橋の設計供用期間中の諸機能を満足させるための耐荷性能及び耐久性能が規定された.ここに,対象橋梁は耐震設計上の重要度が B 種であることから,橋を構成する各部材については耐荷性能<sup>2)</sup>を満足するように設計を行った.また,橋の各部材,特に本文で対象としている杭基礎については,道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性,性能の低下が橋の性能に及ぼす影響の程度,修繕が生じたときに橋や道路の通行に及ぼす影響の程度等を考慮して,十分な耐久性能を確保するように設計した.

### (2) 杭の周面摩擦力・極限支持力の評価方法の見直し

杭基礎の設計にあたって,新道示では作用側の特性値,抵抗側の特性値にそれぞれ部分係数を考慮するように規定されるようになり,特に,杭の最大周面摩擦力  $f$ ,杭先端の極限支持力  $q_d$  の上限値が変更された.これは,従来の設計法において示されていた支持力の推定式が載荷試験結果を分析して得られた極限支持力の平均値よりも低い値を推定するように定められていたのに対し,新道示ではできるだけ平均的な特性を評価する方針としたためである<sup>1)</sup>.

キーワード H29 年道示, H24 年道示, 杭基礎, 耐荷性能, 耐久性能, 周面摩擦力, 極限支持力

表-1 荷重条件

荷重の種類		単位	橋軸方向	直角方向
永続作用	死荷重反力	D	kN	6100
変動作用	活荷重反力	L	kN	2200
偶発作用	地震時水平反力	EQ	kN	1260 1340
	分担重量	タイプ I	kN	5900 5900
		タイプ II	kN	6200 6300

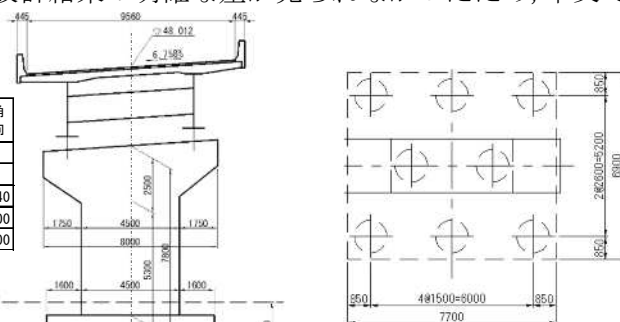


図-1 杭基礎配置図

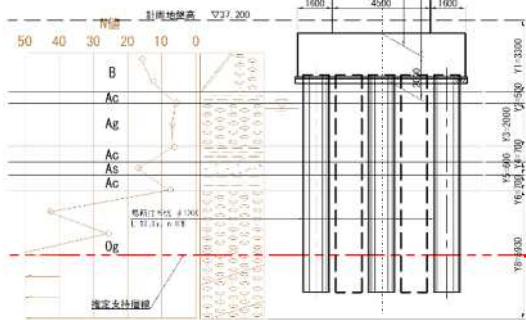


図-2 対象の橋脚構造図と土質条件

地層	層厚 (m)	平均 N値	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
B	盛土	3.300	14	20	0 37
Ac	粘性土	0.500	7	17	30 0
Ag	砂礫土	2.000	6	19	0 32
Ac	粘性土	0.700	7	17	30 0
As	砂質土	0.600	17	18	0 36
Ac	粘性土	0.700	7	17	30 0
Og	砂礫土	5.930	50	20	0 40

推定支持層線

### 4. 新旧道示による杭基礎設計への影響

#### (1) 設計結果概要

図-2 に示す対象構造物に対し、新旧道示による設計結果を表-2 に示す。ここに、対象橋脚の杭の本数は、適用基準に拘わらず、レベル 2 地震時（偶発作用時）における橋軸直角方向の杭頭押込み支持力  $R_u$  の照査で決定している。

表-2 新旧道示による杭基礎に対する設計結果の比較

基準		旧道示 (H24.3)				新道示 (H29.11)				
照査方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向		
決定ケース		レベル2地震動タイプII		レベル2地震動タイプI		レベル2地震動タイプII		レベル2地震動タイプI		
		応答値	許容値	比率	応答値	許容値	比率	制限値	比率	
耐久性 (D+L)	杭体	圧縮	N/mm2	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	1.3 ≤ 8.0 (0.16)	
		引張	N/mm2	-19 ≤ -200 (0.10)	-19 ≤ -200 (0.10)	-19 ≤ -200 (0.10)	-19 ≤ -200 (0.10)	-19 ≤ -200 (0.10)	-19 ≤ -200 (0.10)	
		せん断	N/mm2	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	0.00 ≤ 0.66 (0.00)	
耐荷性能 (D+E0)	安定計算	水平変位	mm	0.0 ≤ 15.0 (0.00)	0.0 ≤ 15.0 (0.00)	0.0 ≤ 15.0 (0.00)	0.0 ≤ 15.0 (0.00)	0.0 ≤ 43.2 (0.00)	0.0 ≤ 43.2 (0.00)	
		押込み	kN	1731 ≤ 3044 (0.57)	1731 ≤ 3044 (0.57)	1885 ≤ 5243 (0.36)	1885 ≤ 5243 (0.36)	1885 ≤ 5243 (0.36)	1885 ≤ 5243 (0.36)	
	レベル1地震時	杭体	引抜き	kN	1731 ≥ 0	1731 ≥ 0	1885 ≥ -1121	1885 ≥ -1121	1885 ≥ -1121	1885 ≥ -1121
			圧縮	N/mm2	2.9 ≤ 12.0 (0.24)	3.7 ≤ 12.0 (0.31)	-	-	-	-
			引張	N/mm2	44 ≤ 300 (0.15)	94 ≤ 300 (0.31)	-	-	-	-
			せん断	N/mm2	0.28 ≤ 1.00 (0.28)	0.29 ≤ 0.50 (0.57)	-	-	-	-
	レベル2地震時(偶発)	杭体	耐荷性能	せん断	kN	-	-	386 ≤ 1583 (0.24)	498 ≤ 1441 (0.34)	298 ≤ 1159 (0.26)
			杭頭押込み反力	kN	4424 ≤ 9254 (0.48)	8266 ≤ 9178 (0.90)	4520 ≤ 11343 (0.40)	9612 ≤ 11268 (0.85)	4520 ≤ 11343 (0.40)	
			曲げ(杭1)	kN·m	1193 ≤ 2019 (0.59)	1389 ≤ 2019 (0.69)	1193 ≤ 2041 (0.58)	1717 ≤ 2066 (0.83)	1193 ≤ 2041 (0.58)	
			曲げ(杭2)	kN·m	939 ≤ 1565 (0.60)	1141 ≤ 1582 (0.72)	928 ≤ 1565 (0.59)	1420 ≤ 1582 (0.90)	928 ≤ 1565 (0.59)	
	せん断	kN	6210 ≤ 10083 (0.62)	8056 ≤ 10083 (0.80)	6354 ≤ 10671 (0.60)	8200 ≤ 10782 (0.76)	6354 ≤ 10671 (0.60)			

#### (2) 新旧道示による設計結果への影響

##### 1) 耐荷性能

レベル 2 地震時の偶発作用による杭頭の曲げ照査では、新道示による橋軸直角方向の照査で、応答値が旧道示より大きくなった。これは表-3 に示すとおり、新道示では杭の軸方向ばね定数  $K_v$  が旧道示より 11% 小さくなったこと、表-4 に示すとおり杭の周面摩擦力について新道示による計算結果が旧道示より小さくなったことにより、引張側の杭が早い段階で周面摩擦の上限値に達したため、圧縮側の杭頭で断面力が集中し、曲げモーメントが大きくなったと考えられる。

表-3 新旧道示による杭の軸方向ばね定数  $K_v$  の比較

記号	単位	旧道示 (H24.3)	新道示 (H29.11)	備考
$K_v$	kN/m	456959 (1.00)	405039 (0.89)	旧道示: $K_v = a \cdot (A \cdot E) / L$ 新道示: $K_v = 1 / [(L/2AE) \cdot (1 + \gamma_v - \xi_a) + \xi_a \cdot (4 \cdot \gamma_v) / (\pi \cdot Dp^2 \cdot kv)]$
A	m <sup>2</sup>	1.1	1.1	
E	kN/m <sup>2</sup>	2.50E+07	2.50E+07	旧道示と比べ、新道示の $K_v$ は 11% 減少
L	m	9.9	9.9	
a	-	0.2	-	$a = 0.031 \cdot (L/D) - 0.15$ ただし、 $L/D < 10$ の場合、 $L = 10 \cdot D$
$D_p$	m	-	1.2	
$kv$	kN/m <sup>3</sup>	-	145193	$kv = \lambda \cdot Ho \cdot (D/0.3)^{-3/4}$
Ho	kN/m <sup>3</sup>	-	410667	$Ho = \alpha Eo$ (EQ無し) / 0.3で、 $\alpha Eo$ (EQ無し) = 123200
D	m	1.2	1.2	
$\lambda$	-	-	1.0	$\lambda = 1.0$
$\gamma_v$	-	-	0.4	$\gamma_v = \lambda_{vu} \cdot \gamma_u$ ( $0 \leq \gamma_v \leq 1$ )
$\lambda_{vu}$	-	-	0.5	場所打ち杭工法: 0.48
$\gamma_u$	-	-	0.8	$\gamma_u = R_{up} / R_u$
$R_{up}$	kN	-	9048	$R_{up} = qd \cdot A$
$R_u$	kN	-	11483	$R_u = qd \cdot A + U \cdot \sum (Li \cdot fi)$
$\xi_a$	-	-	0.3	場所打ち杭工法: 0.30
$\xi_d$	-	-	1.0	場所打ち杭工法: 0.99

##### 2) 耐久性

耐久性は、材料の経年的な劣化が橋の耐荷性能に影響を及ぼさないことを照査するもので、荷重の割増は行わないため、今回の設計では常時 (D+L) における照査に関しては新旧道示による差が見られなかった。

##### 3) 杭基礎の支持力に関する照査

表-2 に示すように、押込み支持力に対する照査では、いずれも新道示の方が旧道示より余裕量が大きくなった。これは、対象橋脚の支持層の種類が砂れき層であるため、表-4 に示すように、杭先端の極限支持力度  $qd$  の上限値が、旧道示の 5000kN/m<sup>2</sup> に対し、新道示では 8000kN/m<sup>2</sup> まで大きくなった影響が大きいと考えられる。ここに、表-4 に示す支持力  $R_u$  の値が表-2 と異なるのは、表-2 では液状化の影響による土質定数の低減で、杭の最大周面摩擦力  $f$  が減少したためである。

表-4 新旧道示による杭の押込み支持力の算出結果の比較比較

記号	単位	旧道示 (H24.3)	新道示 (H29.11)	備考
$R_a$	kN	3044 (1.00)	5243 (1.72)	旧道示: $R_a = \gamma / n \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$ 新道示: $R_a = \xi \cdot 1 \cdot \Phi_y \cdot \lambda \cdot f \cdot \lambda_n \cdot (R_y - W_s) + W_s - W$
$\xi \cdot 1$	-	-	0.90	推定値から求める場合: 0.90
$\Phi_y$	-	-	0.80	推定値から求める場合: 0.80 (場所打ち杭)
$\lambda \cdot f$	-	-	1.00	支持杭道示: 1.00
$\lambda \cdot n$	-	-	1.00	1.00を標準とする
$\gamma$	-	1.00	-	支持力推定式: 1.00
n	-	3.00	-	常時: 3.0, 地震時: 2.0
$R_y$	kN	-	7464	$R_y = 0.65 \cdot R_u$
$W_s$	kN	113	113	$W_s = A \cdot \sum (\gamma_i \cdot Li)$
W	kN	162	162	$W = \sum (W'' \cdot L + W_0 \cdot Lo)$
$R_u$	kN	9393 (1.00)	11483 (1.22)	$R_u = qd \cdot A + U \cdot \sum (Li \cdot fi)$
qd	kN/m <sup>2</sup>	5000 (1.00)	8000 (1.60)	旧道示: $N \geq 30$ は3000, $N \geq 50$ は5000 新道示: 砂層は $110 \cdot N (\leq 3300)$ , 砂れき層は $160 \cdot N (\leq 8000)$
A	m <sup>2</sup>	1.13	1.13	新道示では $qd$ の上限値が向上
U	m	3.77	3.77	
$Li \cdot fi$	kN/m	991.7 (1.00)	646.0 (0.65)	旧道示 $fi$ : 砂質土は $5 \cdot N (\leq 200)$ , 粘性土は $c$ または $10 \cdot N (\leq 150)$ 新道示 $fi$ : " は $5 \cdot N (\leq 120)$ , " は $c$ または $5 \cdot N (\leq 100)$

### 5. まとめ

同じ構造諸元を有する杭基礎を対象に新旧道示による設計への影響を確認すると、新道示は荷重係数や荷重組合せ係数の影響で応答値が大きくなる傾向にあるが、同時に制限値も上昇したため、今回の設計では結果的に余裕量は旧道示より若干大きくなる傾向が見られた。特に、基礎の支持力に関する照査では支持地盤の種類が砂れき層の場合、新道示を適用することで余裕量が大きくなる事が分かった。

参考文献 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, III, IV, V, 平成 29 年 11 月。

## 軟弱地盤上での免震橋の適用検討手法の提案

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○武田 龍國 正会員 吉岡 勉  
同上 正会員 伊藤 裕章 非会員 ゴンザレス・ジョナタン

### 1. はじめに

平成 29 年道路橋示方書（以下、H29 道示）では、免震橋の適用条件が示されており、軟弱地盤上では橋の長周期化による地盤との共振の可能性から免震橋の適用を制限している<sup>1)</sup>。しかし、橋と地盤の共振の可能性は固有周期の近さのみで評価するとしており、定量的な判断基準が記述されていない。

一方、免震橋の適用に関わる液状化判定は、H29 道示改定において合理化され、免震橋の適用可能性が広がった。そのため、今後さらに地盤との共振性評価が、免震橋の適用検討において重要になると考える。

このような背景のもと、本稿では、地盤との共振性を評価する検討手法を提案し、その手法より軟弱地盤上の高架橋モデルでの免震橋の適用性を検討した。

### 2. 免震橋の適用検討手法

免震橋の適用検討フローを図-1 に示す。フローでは、H29 道示の耐震設計編に沿って免震橋の適用条件を示しており、赤枠で囲った箇所が本稿で提案する橋と地盤の共振性の検討手法である。

平成 24 年鉄道構造物等設計標準では、構造物と地盤の固有周期との関係による構造物の加速度の増減を考慮する補正係数があり、±15%の範囲で影響が最大となる<sup>2)</sup>。橋と地盤の固有周期の近さの範囲はこれを準用し、±15%と設定し簡易判定を行う。

簡易判定より固有周期差が±15%以上の場合は、共振しないと判断する。固有周期差が±15%以内となる場合は、免震橋の優位性が高いことを確認し、詳細検討として動的相互作用解析を実施し、共振現象が生じるかを確認する。

### 3. 解析モデル

軟弱地盤上(Ⅲ種地盤)の高架橋モデルを対象に、フローで示す橋と地盤の共振の可能性確認を行った。対象橋梁の全体モデルを図-2 に示す。

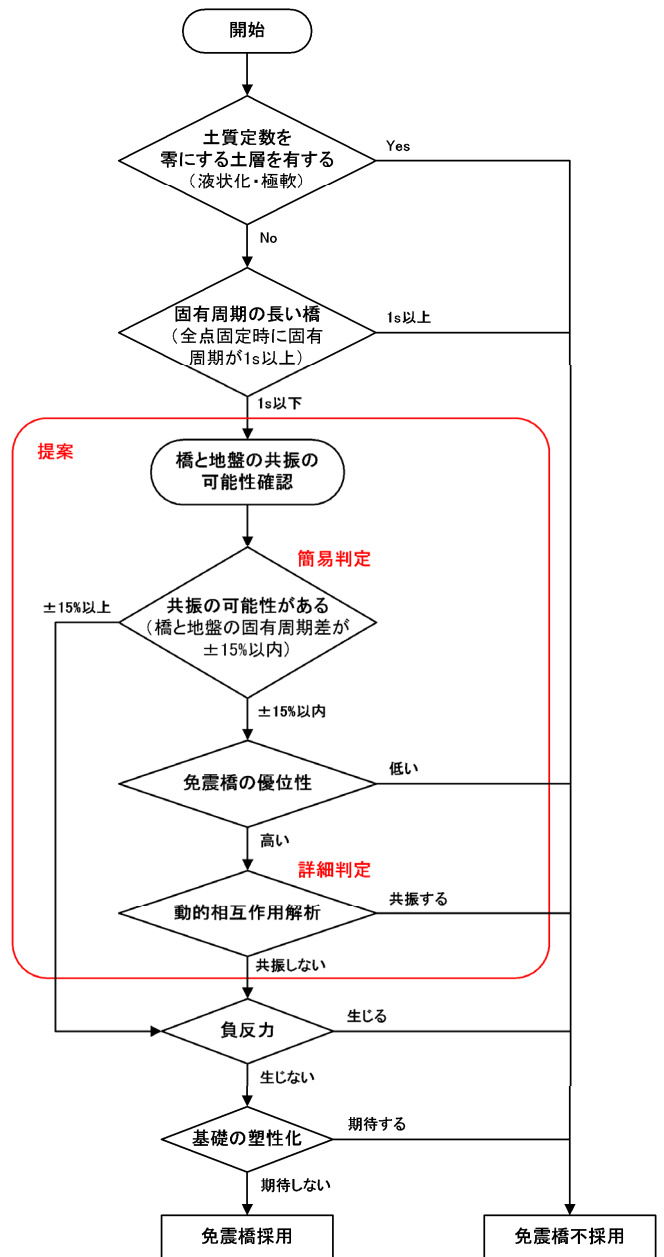


図-1 免震橋の適用検討フロー

まず、簡易判定として、橋と地盤の固有周期の比較を行った。橋は免震支承を等価剛性よりモデル化して固有周期 1.60s、地盤は 1.45s から固有周期差は 10%となり、共振の可能性があると判定される。

次に、詳細判定として動的相互作用解析を行い、共振現象が生じるかを確認した。解析モデルを図-2 に示し、解析手法の概要を表-1 に示す。

キーワード 道路橋示方書、耐震設計、軟弱地盤、免震構造、動的相互作用解析、地盤と構造物の共振  
連絡先 〒330-6011 さいたま市中央区新都心 11-2 L.A.タワー 大日本コンサルタント株式会社 TEL048-600-6691

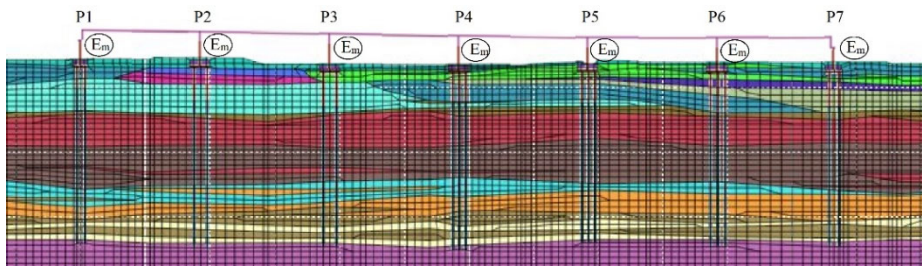


図-2 対象橋梁モデル

表-1 解析概要

解析手法		2次元FEM動的相互作用解析
要素モデル	地盤	非線形平面ひずみ要素 (修正R-0モデル)
	免震支承	非線形ばね要素 (バイリニアモデル)
	橋脚基部	非線形はり要素 (バイリニアモデル)
	上部工・橋脚・杭	線形はり要素
減衰モデル		レーリー減衰
入力地震波		H29道示・タイプII・III種地盤標準波の引き戻し波

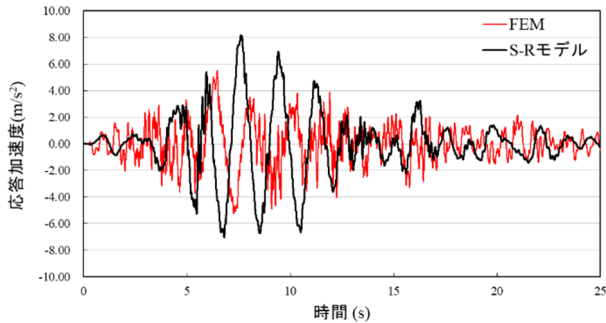


図-3 時刻歴応答加速度波形 (上部工)

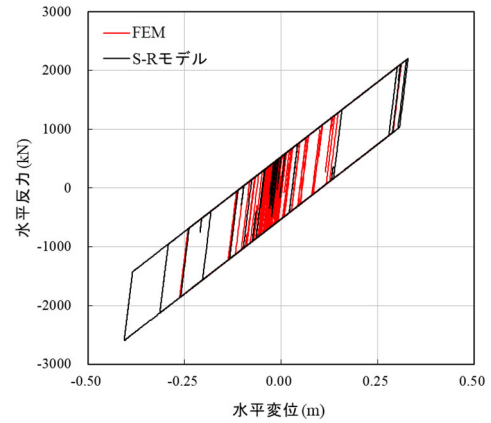


図-4 免震支承の履歴曲線

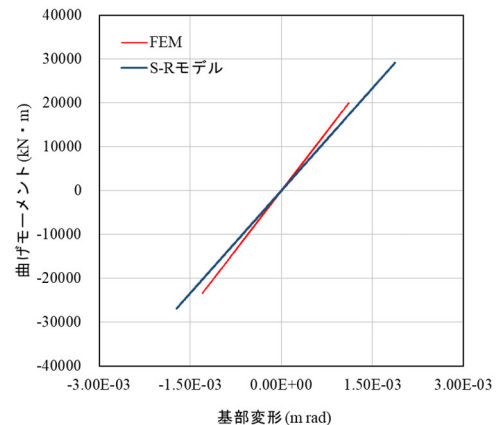


図-5 橋脚基部の曲げモーメントー回転角関係

#### 4. 解析結果及び考察

解析結果を図-3~5に示す。図中の赤線は FEM 動的相互作用解析結果を示す。図-3 は上部工の時刻歴応答加速度波形を示しており、動的相互作用解析において、応答波形が急激に増加する現象が見られないことから橋と地盤が共振してないことが分かる。これは、免震支承は時々刻々と周期が変化する構造であるため、共振しなかったと考えられる。

図-4 は免震支承の履歴曲線を示しており、軟弱地盤においても履歴ループを描き、エネルギー吸収が行われ、免震支承として機能していることが分かる。

図-5 は橋脚基部の M-φ を示しており、線形挙動を示すことから塑性化してないことが分かる。

図 3~5 では通常的设计で用いる S-R モデルでの解析結果を合わせて示しており、FEM 解析の方が入力損失より応答が小さくなるが、挙動が類似することから、動的相互作用解析の妥当性が認められる。

#### 5. 結論

本稿では免震支承の適用条件のうち、H29 道示に評価方法が明記されていない、橋と地盤の共振性についての検討手法を提案した。また、軟弱地盤上での免震橋モデルに対して、FEM 動的相互作用解析を実施し、固有周期に近い地盤上でも橋と地盤が共振せず、免震効果が発揮されることを示した。今後は、固有周期差をパラメーターとした解析等から、道示として鉄道基準の±15%に代わる判断基準の確立が望まれる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 (V編), 2017. 1.
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012. 1.

## 住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画

大田区 正会員 ○真家 孝明 正会員 後藤 幹尚  
(株) 総合技術コンサルタント 正会員 俵谷 保男 正会員 明石 直光  
大阪工業大学 正会員 大山 理 正会員 今川 雄亮

### 1. はじめに

区では、橋梁耐震整備計画を策定し、発災時から緊急対策期、避難生活期、復興期のいずれの期間において、災害対応業務項目を実行する上で耐震整備が必要な橋梁に対し、既設橋梁の補強や架替えに取り組んでいる。

河川を跨ぐ橋梁では、計画高水位から所定の余裕高を確保した上で桁下高さの制限を受ける。また、橋梁周辺の土地利用状況からは、道路計画高の設定に制約を受ける。このため、住宅密集地の中小河川における橋梁の架替では、低桁高形式の橋梁を選定する必要がある。そこで、低桁高形式の一つである鋼床版鉄桁を用いた複合ラーメン橋の架替計画について報告する。

### 2. 区の橋梁概要

区が管理する橋梁は、令和2年3月時点で158橋あり、**図-1**に示すように1960年代の新潟地震、1970年代の宮城県沖地震が発生した両年代に約半数の80橋が架橋されている。平成8年の「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」以降の基準書を適用して架替えた橋梁は5橋、新たに架橋した橋梁は2橋である。

また、落橋対策を実施した橋梁は47橋、限定的な損傷に留めるための耐震整備を実施した橋梁は14橋、全ての部位に対して耐震整備を実施した橋梁は2橋となっている。より円滑な復旧・復興を支援するためには、道路ネットワークの確保が重要となることから、更なる耐震整備の推進に取り組んでいく必要がある。

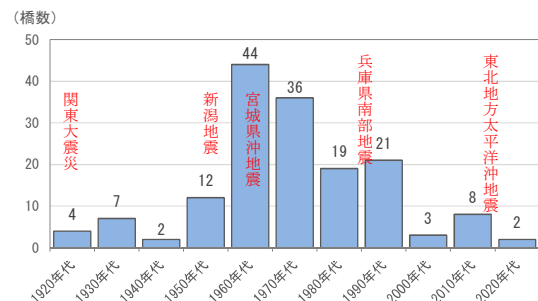


図-1 管理橋梁の架橋年代

### 3. 架替対象橋梁の概要

**写真-1** に示す架替工事の対象である貳之橋は、東京の南部、大田区の大森地区に位置し、昭和6年に架橋され、内川を跨ぐ橋長13.2m、有効幅員4.3mの3径間連続RC床版橋である。

**写真-2** に示すように本橋の上流側には、人道橋が隣接して架橋されており、社会インフラの集約化を進める観点から人道橋を撤去して、新たに両側に歩道を有する橋梁へと架替える計画である。



写真-1 現在の対象橋梁

写真-2 上流側の人道橋

### 4. 架替計画における条件

#### 4.1 河川条件

内川は、流路延長1.55km、流域面積3.25km<sup>2</sup>の二級河川である。全川が潮汐に応じて水位が変動する感潮河川であり、河口部には高潮対策として水門と排水機場が整備されている。このため、高潮発生時にはこの水門が閉鎖されることから、計画高水位は湛水位 A.P.+2.50m をもって設定されている。主な河川条件を**表-1**に示す。

表-1 河川条件一覧

項目	計画内容
計画高水流量	18m <sup>3</sup> /sec
計画高水位	AP+2.500m
計画河床高	AP-0.321m
計画河床勾配	1/2000
桁下余裕高	0.6m
計画河川幅	8.670m

キーワード 住宅密集地、中小河川、複合ラーメン橋、剛結合、鋼床版鉄桁

連絡先 〒143-0015 東京都大田区大森西一丁目12番1号 大田区都市基盤整備部建設工事課 TEL 03-6436-8725

## 4.2 道路条件

写真-3, 写真-4 に示すように架橋位置周辺は住宅が密集した状況となっている。また、内川に沿って平行している区道は、河川へと路面雨水が直接排水される片勾配となっている。このため、架替え後の道路計画高は、住宅との高低差を可能な限り小さく設定し、路面雨水の排水も考慮して設定する必要がある。



写真-3 左岸下流側の住宅



写真-4 右岸下流側の住宅

## 5. 橋梁形式の選定

架替え後の道路計画高を現況の道路高さとして設定を行った場合、舗装も含めた上部工の構造高を 330mm 程度に抑える必要があったことから、低桁高形式の橋梁を選定することが求められた。低桁高形式の橋梁としては、表-2 に示すように、角型鋼管を用いた床版橋と鉄骨鉄筋コンクリート橋の採用を検討したが、いずれも構造高さを 0.33m 程度に抑えることはできない。角型鋼管を用いた床版橋は、角型鋼管上に打設する調整コンクリートによって道路縦断の調整を行う必要があることから、支間中央付近で調整コンクリートが厚くなり、死荷重によるたわみが増加する傾向となった。また、鉄骨鉄筋コンクリート橋はコンクリートによって道路縦断の調整を行うことが可能であるが、角型鋼管床版橋と同程度の構造高さとなった。

そこで、道路の縦断計画や横断計画に対して柔軟に対応することができ、先の橋梁形式より低桁高化が可能となる鋼床版鋸桁形式を採用した。なお、地質調査結果より液状化の恐れがあると判定された地層が認められたが、橋梁背後地の土地利用の状況から組杭形式による基礎形式は、施工上かつ配置上困難であることから、図-2 に示すように門型ラーメン構造とし、耐震性の向上を図った。

## 6. 複合ラーメン橋の構造概要

鋼床版鋸桁の構造高は、腹板高を 350mm とし、鋼床版厚を 12mm、下フランジ厚を 10mm、舗装厚 80mm の合計 452mm と設定し、図-3 に上部工構造図を示す。これにより河川計画上必要となる余裕高さは 626mm となり所定の 0.6m を確保し、支間中央部付近での道路計画高さは、現況より 0.2m 程度の上昇となった。

## 7. おわりに

鋼床版鋸桁と橋台とを一体化した複合ラーメン形式は、あまり採用された事例の少ない橋梁形式である。特に、上部工と橋台のとの結合方法について多種多様な方法がある。そこで、設計概要については、本稿とは別に報告するとともに、今後は剛結部に着目した FEM、実物大載荷試験の実施、および工事後における実橋を対象とした現地載荷試験の実施について取り組み、構造上の安全性等について検証していく予定である。

## 参考文献

- 1) 土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書(その 1), 2015.

表-2 上部工の構造高一覧

	角型鋼管 床版橋	鉄骨鉄筋 コンクリート橋
舗装厚	70mm	70mm
調整コン厚	68mm	0mm
桁高	400mm	488mm
構造高	538mm	558mm

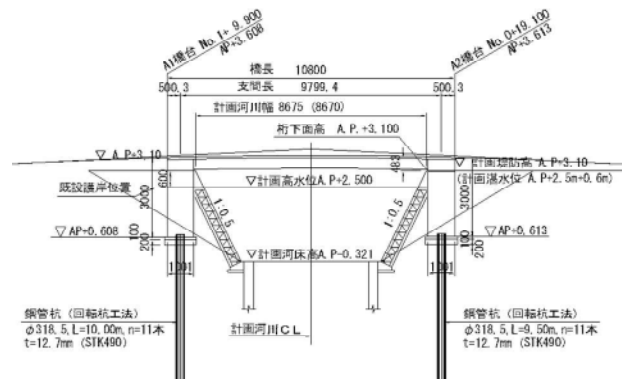


図-2 橋梁側面（寸法単位:mm）

施工上かつ配置上困難であることから、図-2 に示すように門型ラーメン構造とし、耐震性の向上を図った。

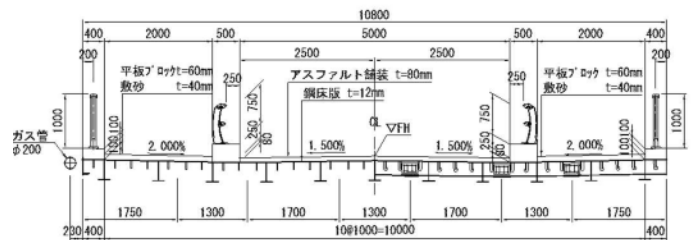


図-3 上部工構造（寸法単位:mm）

## 住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画 (上下部一体化橋梁の設計)

(株)総合技術コンサルタント 正会員 ○俵谷 保男, 明石 直光  
大田区 正会員 真家 孝明, 後藤 幹尚  
大阪工業大学 正会員 大山 理, 今川 雄亮

### 1. はじめに

近年、都市内の既存橋梁において、老朽化や耐震性能の向上を目的に橋梁の架替事業が多く行われている。特に、都市内河川に架けられた橋梁においては、架橋地点の上下流護岸との一体化整備や計画高水位以上の余裕高を確保した桁下位置に配慮した計画が必要となる。また、架替対象となる橋梁は、地域住民の生活道路の一部として利用されているため、現橋位置での架替を前提とし、橋梁前後の取付け道路の縦断線形計画では嵩上げによる沿道建物への影響を極力抑えることが求められる。これらに加えて、架橋地点の用地制約や、架橋地点までの搬入路が狭隘であること等の各種条件から、搬入可能となる部材寸法の設定や、施工時機材配置の制約を見込んだ橋梁形式を選定する必要がある。本稿では、東京都大田区において、住宅密集地の中小河川における橋梁架替工事の対象となっている貳之橋に対して、複合ラーメン橋による橋台部ジョイントレス構造を採用した橋梁設計および架替工事における施工計画上の留意点について述べる。

### 2. 橋台部ジョイントレス構造の採用

橋台と上部構造を剛結する「橋台部ジョイントレス構造」の適用範囲やモデル化については、道路橋示方書・同解説(IV 下部構造編)(以下、道示と略す)<sup>1)</sup>に規定されている。今回のケースのような架橋条件において本構造を採用することで得られる構造上のメリットは以下の通りである。

- (1) 単純桁構造に比べて支間中央の発生断面力を低減できるため桁高を抑えることができる。
- (2) 橋台単独ではなく、橋梁全体で地震力や土圧による水平力に抵抗できるため、基礎構造を小さく(杭列数を少なく)できる。
- (3) 杭列数を1列とすることで、フーチングが不要となる構造となるため、掘削施工範囲をコンパクトにでき、施工時に周辺への影響を最小限にできる。

道示によると上部工と橋台を一体化した構造として「門型ラーメン構造」と「インテグラルアバット構造」に大別される。特にインテグラルアバット構造は、橋台たて壁背面の地盤抵抗や基礎及び周辺地盤抵抗もモデル化して解析を行う必要があり、橋梁周辺地盤に対する恒久的な安定性が求められる。

表-1 に道示における「門型ラーメン構造」と「インテグラルアバット構造」の構造上の分類を示す。

表-1 門型ラーメンとインテグラルアバット構造の適用条件

	門型ラーメン	インテグラルアバット
上部構造の変形に対する抵抗	橋台躯体と基礎構造の剛性で変位を拘束	基礎を含めた橋台部が柔軟に変形(背面盛土で抵抗)
受動側の橋台背面地盤抵抗	受動側の地盤抵抗は考慮しない	受動側の地盤抵抗(地盤パネ)を考慮する
橋台背面盛土の仕様	規定されていない	橋台高さの2倍の範囲(延長)を所定条件で締固める
液状化地盤での適用可否	特に制約はなし(通常の橋台設計に準拠)	背面地盤抵抗が不確実のため適用不可
橋台天端での許容変位	規定されていない	橋台天端における水平変位を±15mm以下
適用可能となる橋長、斜角	最大支間 60m 斜角 75°以上	最大支間 40m 直橋での適用のみ

表-1 より、インテグラルアバット構造を採用できる架橋条件は、現地盤以上に盛土された高架道路上の橋梁で、かつ橋台背面盛土の支持地盤が液状化しない安定した地盤状態である。一方で、貳之橋のような掘込河道構造の場合、橋台背面は河川と並行する区道(河川管理道路)で、埋設管や排水施設が存在するため所定の背面盛土(施工範囲や締固め管理)が施工できない。また、これらの維持や更新時ごとに橋台背面が掘り返される状況となることから、設計上必要となる橋台背面盛土の性能を保持することが管理上困難となる。よって、本橋では、橋梁本体のみで構造が成立する門型ラーメン構造を採用した。

キーワード：住宅密集地、中小河川、複合ラーメン橋、剛結合、鋼床版鉄桁、杭基礎

連絡先：〒136-0071 東京都江東区亀戸 7-6-4 Tel: 03-5875-2942 Fax: 03-5875-2963



### 3. 架橋地点の地盤条件

図-1 に示すとおり、架橋地点の地盤状態は、現況地盤面から約 12~13m の深さに杭の支持層となる地盤が存在する。また、杭頭部から約 3m 程度の地盤がレベル 2 地震時で液状化する層である。

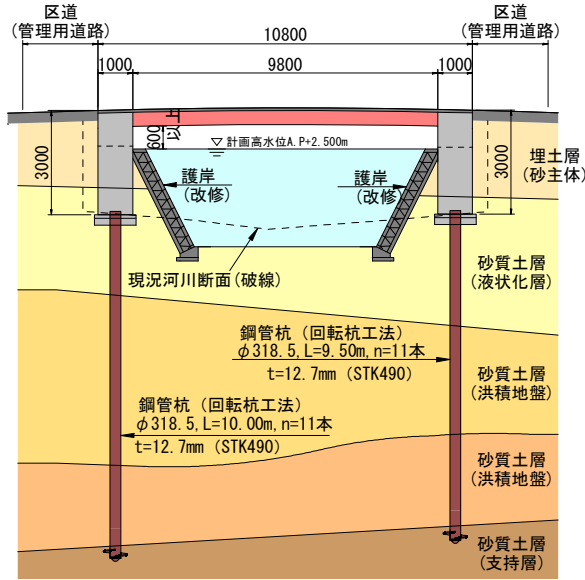


図-1 橋梁側面図と地盤の状態(単位: mm)

### 4. 杭基礎の設計

杭基礎の設計は、地震時水平力(地震時土圧含む)を橋梁全体に作用させ、受動側の橋台背面の地盤抵抗を考慮しない門型ラーメン構造として行った。その結果、図-1 に示す単列配置となり、11本の杭本数(図-2)となった。なお、現地への杭施工機械の搬入、河川の仮設構台上でのコンパクトな機械配置に配慮して、細径の鋼管杭で杭先端に羽根を設けた回転杭工法を採用した。

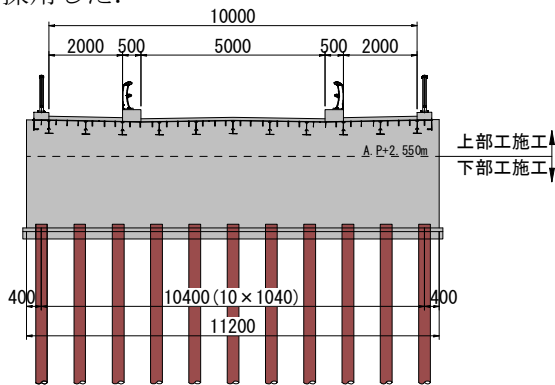


図-2 橋台正面図(幅員構成)と杭配置(単位: mm)

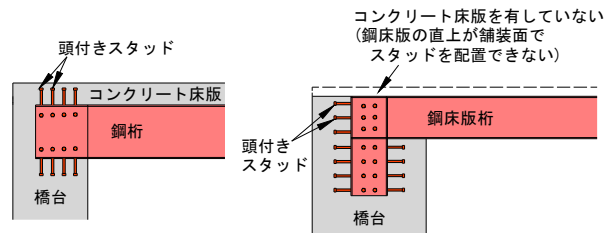
### 5. 橋梁に求める耐震性能

道示に準拠した場合、橋梁全体系としては単純桁構造であることからレベル 1 地震時に対応した耐震設計でよい。しかし、ラーメン構造であることから、地震時土圧を初期断面力として作用させて、かつ受

動側の地盤抵抗を考慮しないモデルで動的解析による照査を行い大規模地震に対し橋梁の耐震性が満足すること確認した。また、杭基礎は液状化地盤であるため、道示に準拠した場合、杭体の塑性化を見込んで変形量で制御してよい設計となるが、各橋台の杭列数が 1 列であること、杭頭部が損傷した場合、補修が困難であることならびに杭基礎の剛度を考慮した全体系モデルで上部構造や剛結部を設計していることからの理由から、大規模地震時での液状化発生時においても杭断面は弾性域にとどまるように図-2 に示すとおり杭本数を決定した。

### 6. 鋼床版桁と RC 橋台の接合部の提案

道示やこれまでの研究結果<sup>2)</sup>より、頭付きスタッドを用いた鋼桁(I 型断面)と RC 橋台の接合部の設計法が規定されているが、図-3(1)に示すコンクリート床版形式を有する上部工構造に限られている。今回のような都市部において低桁高の鋼床版桁構造を採用する場合、図-3(2)に示すように剛結部を 90°折り曲げた抵抗機構に変更する必要がある。



(1)コンクリート床版を有する場合 (2)鋼床版の場合

図-3 鋼桁と RC 橋台の接合部

### 7. おわりに

上下部一体構造の橋台部ジョイントレス構造について、現行の道示に基づいて設計を行った。その結果、都市内の住宅密集地における河川を跨ぐ橋梁計画において、複合ラーメン橋とすることで沿道条件や河川条件を満足でき、かつ基礎構造の縮小により施工条件を満足することができた。今後は、鋼床版桁と RC 橋台との接合部についての検証を行うために、解析ならびに載荷実験を行う予定である。また、上下部一体構造として橋梁全体に設計で想定した作用力や変形が発生しているかを架替工事後に現地載荷試験を行って確認する予定である。

### 参考文献

1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017。  
 2)土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書 (その1)2015, (その2), 2017。

## 住宅密集地の中小河川における複合ラーメン橋による架替計画 (剛構造の一検討)

大阪工業大学大学院 学生会員 ○尾曾友哉  
大阪工業大学 正会員 大山 理, 今川雄亮  
東京都大田区 正会員 後藤幹尚, 真家孝明  
㈱総合技術コンサルタント 正会員 俵谷保男, 明石直光

### 1. はじめに

昨今の異常気象による河川防災上の観点から、計画水位と橋梁桁下余裕の確保が求められている。一方、写真-1 に示すように、都市部の住宅密接地帯における道路縦断嵩上げ高さにも制約がある。さらに、建設後 50 年を経過する橋梁の割合が 2028 年に半数を占めるわが国の橋梁形式は、支承と伸縮装置を用いるものが多く、損傷の原因として、これらの部材が劣化、腐食する事例が挙げられている<sup>1)</sup>。そのため、補強等に要する維持管理費の増加が大きな課題となっている。このような背景から、桁高を抑えるために鋼床版を適用するとともに、図-1 に示す支承および伸縮装置を用いないことでライフサイクルコストの削減が期待できる橋台部ジョイントレス構造を検討対象橋梁に適用することにした<sup>2)</sup>。そこで本文では、剛結部に着目し、発生する断面力の算出を行うとともに、頭付きスタッドで合成を図る検討を行った結果について報告する。

### 2. 対象橋梁の紹介

本研究では、写真-1 で示した東京都大田区に架かる「貳之橋」のジョイントレス構造化への架替えを検討した。現橋は、橋長 13.2m という短い都市内河川橋である。

### 3. 剛結部における断面力の算出

道路橋示方書・同解説 I : 共通編に基づき、対象橋梁を両端固定ばりで見なし、その剛結部における断面力(死荷重、活荷重ならびに温度変化)の算出を行った<sup>4)</sup>。その結果を表-1 にまとめて示す。ここで、本橋は架替後、支間長が 8.8m と短くなり、文献<sup>4)</sup>に基づき、活荷重による断面力は、L 荷重に加え T 荷重でも算出を行った。その結果、本対象橋梁においては、衝撃の影響および群集荷重をも考慮した結果、L 荷重による結果が大きくなることになった。

### 4. 剛結部の設計方針および比較検討の結果と考察

剛結部の設計方針として、道路橋示方書・同解説<sup>4)</sup>および複合構造標準示方書<sup>5)</sup>を参考に、せん断力の制限値の算出、頭付きスタッドの本数および配置間隔の検討を行った。

キーワード：住宅密集地、中小河川、複合ラーメン橋、剛結、ずれ止め

連絡先：〒535-8585 大阪市旭区大宮 5 丁目 16 番 1 号 Tel : (06)6954-3315, Fax : (06)6957-2131



写真-1 検討対象橋梁

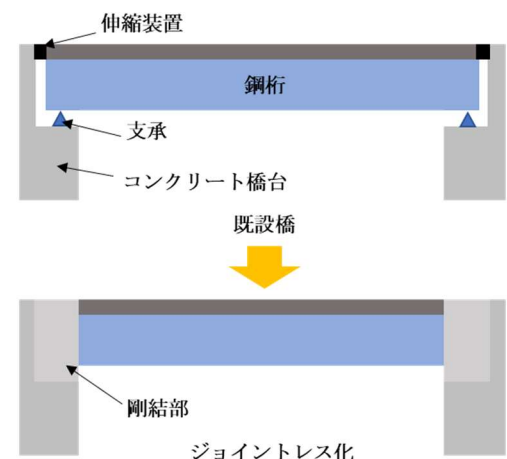


図-1 ジョイントレス構造の概要

表-1 断面力算出結果

	曲げ(kN・m)	せん断(kN)	軸力(kN)
死荷重	182	124	—
活荷重(L 荷重)	642	465	—
活荷重(T 荷重)	612	462	—
温度変化	—	—	18405

ここで、剛結部における各断面力に対する抵抗機構を図-3に示す。曲げモーメントに対しては、曲げモーメントを偶力  $P$  に換算し、左右のフランジのスタッドで抵抗させ、軸力  $N$  とせん断力  $S$  に対しては、ウェブおよび下フランジのスタッドで抵抗するものとする。図-3に示した抵抗機構より、スタッドの最低必要本数を算出した。

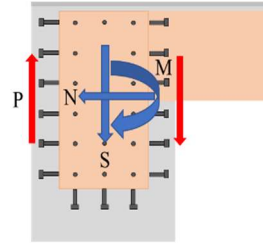


図-3 剛結部における各断面力に対する抵抗

本検討では、対象橋梁の架替え条件として計画高水位が上がることから、桁高を可能な限り低くする必要があった。さらに、経済性も考慮することを目的として、頭付きスタッドの軸径 19mm および軸径 22mm の 2 種類に着目し、スタッドの必要本数および最低根入り深さの比較検討を行った。その結果を表-2に示す。同表より、軸径 19mm の場合、スタッドの本数は多くなるが、根入り深さは短くできることがわかる。一方、軸径 22mm の場合、スタッドの本数は少なくなるが、根入り深さは長くなるがわかる。図-4に軸径 19mm、図-5に軸径 22mm を採用したスタッド配置の概要をそれぞれ示す。本検討の主目的である住宅密集地での桁架設を重視すると、軸径 19mm を採用し設計する方が適切であるが、今後、地震力や土圧など考慮した頭付きスタッドの本数および根入り深さを検討する必要がある。

表-2 スタッドの軸径の比較

	軸径19mm	軸径22mm
鋼桁の幅 (mm)	350	350
1列あたりの頭付きスタッドの本数	4	3
かぶり (mm)	25	65
頭付きスタッドの配置間隔 (mm)	100	110
曲げモーメントに抵抗する頭付きスタッドの本数	40	36
軸力に抵抗する頭付きスタッドの本数	16	9
せん断力に抵抗する頭付きスタッド本数	40	36
頭付きスタッドの総本数	96	81
最低根入り深さ (mm)	450	680

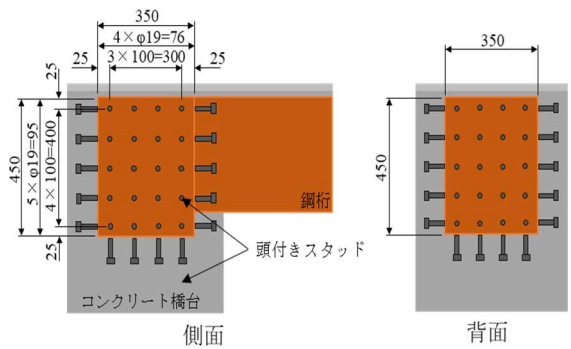


図-4 軸径 19mm を採用したスタッド配置の概要(寸法単位: mm)

## 5. まとめ

本検討は、住宅密集地の中小河川に架かる小スパンの単純桁橋を低桁高、橋台部ジョイントレス化を図った橋梁に架け替える際、剛結部構造の検討として、まず、断面力の算出を行った。つぎに、19mm と 22mm の軸径に着目し、せん断力の制限値の算出、頭付きスタッドの本数および配置間隔の比較検討を行った。検討結果より、本検討の荷重条件では、軸径 19mm を採用する方が適切である。

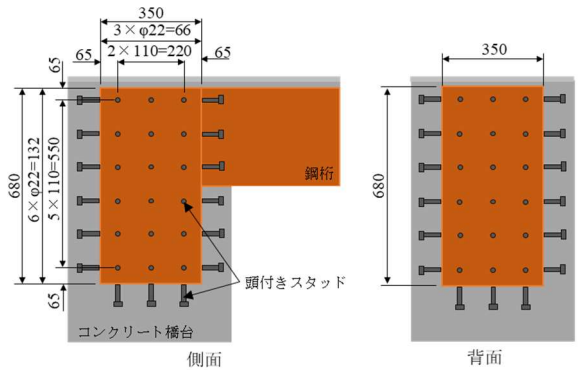


図-5 軸径 22mm を採用したスタッド配置の概要(寸法単位: mm)

今後、引き続き、地震力や土圧などを考慮して剛結部の検討をおこなうとともに、鋼床版からコンクリート橋台への力の伝達も含め、提案する剛結部の妥当性を検討するための載荷試験を行う予定である。

## 【謝辞】

本検討を実施するに際し、日本橋梁(株)(研究当時:大阪工業大学)小林美佑氏の協力を得た。ここに、感謝申し上げます。

## 【参考文献】

- 国土交通省道路局:道路メンテナンス年報,2018.8.  
 (<https://kansenpress.com/ksp/wp-content/uploads/2018/08/d5ff74dd8f3388908dace15a6f46fdc6.pdf>)
- 芦塚憲一朗,宮田弘和,坂手道明,木曾収一郎,栗田章光:直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化,土木学会 構造工学論文集 Vol.53A, pp.936~945,2007.3.
- 本間雅史,前田良文,小林 良,大久保宣人:小針岸川橋の設計と施工,土木学会北海道支部論文報告集,第54号,pp.442~447,1998.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説:Ⅰ,Ⅱ,Ⅳ編,2017.11.
- 公益社団法人 土木学会:2014年制定 複合構造標準示方書[設計編],2015.3.

## 歴史的橋梁の視察報告 （鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査小委員会報告その1）

東日本高速道路(株) 正会員 ○安川 義行  
東日本高速道路(株) 正会員 松本 綾佳  
大日本コンサルタント(株) 正会員 池田 大樹

### 1. はじめに

筆者らは（公社）土木学会鋼構造委員会に「鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査小委員会」を設置して活動を実施している<sup>1)</sup>。今回はその活動の一環で実施した現地視察と管理者ヒアリングについての報告を行うものである。視察対象現場は、橋に求められる景観デザインの質が視られ方と環境により異なるとの考えから歴史的橋梁、都市内高架橋そして郊外高架橋とし、本稿では歴史的橋梁に関する視察結果について報告する。

### 2. 視察橋梁概要

視察橋梁は、表1に示す東京都隅田川に架かる永代橋と大阪市堂島川に架かる堂島大橋とした。両橋梁とも建設から約100年経過している。この間に周辺環境は変化しているものの橋梁の持つ価値を損なわないように適切に修繕されてきている。そして近年実施した長寿命化対策工事に際しても同様に、歴史的橋梁としての価値を損なわないように建設当時の設計図書を参考にするべき構造と部位を明確にして工法を選定している。特に、耐震補強対策では、その後に生じている地震により設計時に考慮すべき作用力が大きく増加し、本体構造に手を加える工法の採用を避けられないものの、両橋で共通する重厚感のあるアーチリブを有する外観形状に大きく影響を与えないこととしている。永代橋に関しては参考文献<sup>1)</sup>に記載していることから、そちらに譲り本稿は堂島大橋について紹介する。

表1 視察橋梁概要

永代橋	堂島大橋
	
橋梁形式：三径間カンチレバー式タイドアーチ橋 橋長：184.7m 竣工年：大正15年（1926年） 設計者：太田圓三，田中豊，竹中喜義 事業者：東京市復興局 管理者：東京都	橋梁形式：下路式2ヒンジソリッドリブアーチ橋 橋長：55.3m 竣工年：昭和2年（1927年） 設計者：堀威夫 事業者：大阪市 管理者：大阪市

### 3. ヒアリングと視察

堂島大橋の長寿命化対策工事は、経年による劣化補修（床版・床組の損傷ならびに過去の地下水汲み上げの影響による周辺地盤とともに橋全体の不等沈下・アーチ部の変形）と耐震補強である。対策として架け替える案があるものの、今回は健全な部材を再利用する工法を採用している<sup>2)</sup>。

キーワード 維持管理、景観性、歴史的橋梁、構造美の継承

連絡先 〒100-8979 東京都千代田区霞が関3-3-2 東日本高速道路株式会社 TEL 03-3506-0271

この工法選定に際しての検討事項を明確にして整理することが今後同様の歴史的橋梁の修繕に必要と考え、管理者へのヒアリングとあわせて実物を見ることを通じて実施することにした。

ヒアリングを通じて、本橋が「ラーメン橋台付きの大型下路アーチ」は他に例がなく、現存する唯一の非タイド下路アーチ橋であり歴史的・文化的価値の踏襲（周辺環境との調和と構造美）を大前提とし、主たる構造（RC ラーメン橋台、アーチ主構、橋飾塔）を再利用し、外観上に大きな変化を生じさせない方針としている。そして具体的に部材単位で表 2 に示す遵守項目を決定している。なお決定に際し、この方針を適切に理解する技術者の存在（育成も含めて）が重要であることが確認できた

表 2 遵守項目

景観（橋梁全体）	中央径間（床組等）を対象に周辺環境との調和
景観（橋詰空間）	歴史性の配慮。 親柱、橋飾塔等の石材部を対象に汚れの除去等実施。なお、石材に損傷を与えるような工法は不可
アーチ主構	既設部材を利用し、耐荷性・耐震性の条件を満足するよう補強・構造改良の検討。なお必要に応じて構造系の変更も可能
吊り材、上横構、支材、橋門構	既設部材の利用を標準とし、景観面に配慮したうえで吊り材部の補強や改良により対応。新設部材を用いる場合は外観に大きな変化が生じないよう景観に配慮した構造とする。
RC ラーメン橋台、親柱、橋飾塔	既設構造物の再利用

そして現場視察では、上記事項をもとに確認した事例として表 3、表 4 に示す。

表 3 部材に関して


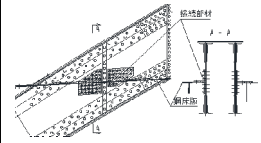

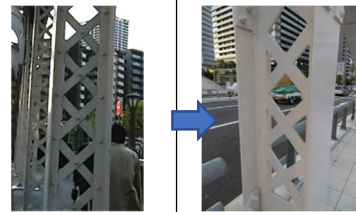
アーチリブ		吊り材	
			
地震時の橋軸水平変位の抑制対策（鋼床版と結合）ダンパー構造では桁下からはみ出すため船上からの視点考慮し本構造採用		LED 照明設備（昼間景観配慮）アーチリブ外面に沿わせている鋼板との間に格納	形状を取替前と同様のラチストラスとしている（組合部材から鋼板加工）

表 4 整備された橋上空間

橋詰広場	橋飾塔	再利用された灯具		高欄
				

#### 4. まとめ

今回の活動を通じて、歴史的橋梁の長寿命化対策工事は周辺環境との調和と構造美の継承の観点から、遵守すべき項目（再利用、取替又は変更可能等）を部材単位で具体化することそしてこれができる技術者の存在（育成も含めて）が重要であることが明確になった。最後に、ヒアリングならびに現場視察等の小委員会活動にご理解・ご協力いただいた両橋の管理者（東京都・大阪市）にはここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 安川他 2 名：鋼橋の維持管理・景観性を向上させるための取組とその紹介，2021-2 橋梁と基礎
- 2) 山内，藤澤他 4 名：堂島大橋における長寿命化対策工事について（設計編），2020-3 橋梁と基礎

## 都市内高速道路の橋梁の視察報告 (鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会報告その2)

首都高速道路株式会社 正会員 ○細井 雄介 東日本高速道路(株) 正会員 安川 義行  
日軽エンジニアリング(株) 正会員 富岡 仁計 東日本高速道路(株) 正会員 松本 綾佳  
日本ファブテック株式会社 正会員 山口 徹 (株)建設技術研究所 正会員 高橋 剛

### 1. はじめに

橋梁は長期にわたり、機能発揮するために維持管理性が求められ、人々の目に留まることから景観性との両立が求められる。鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会(以下、本委員会)では、複数の橋梁を視察し今後の橋梁に反映可能な維持管理性と景観性の両立に関する知見を収集した。本稿では、都市内高速である首都高速道路都心環状線の溜池交差点付近の鋼橋について橋梁概要と視察結果を示す。

### 2. 視察橋梁概要

視察橋梁は、六本木通りと外堀通りが交わる溜池交差点上に位置する 3 径間連続鋼箱桁橋である。橋梁諸元を表-1 に示す。対象橋梁は 1997 年に周辺環境との調和のために美化が実施されていたが、点検性と補修容易性を確保するために維持管理用常設足場(以下、常設足場)が 2020 年に設置された(写真-1)。

表-1 橋梁諸元

橋梁形式	3径間連続鋼非合成多主箱桁
橋長(最大支間)	109.4m(47m)
竣工年(橋梁)	1967年
竣工年(美化)	1997年
竣工年(常設足場)	2020年

周辺はオフィス街であり、交差点付近は多くの視点場を有することから、常設足場の構造詳細は景観検討対象として塗装色や形状等を決定している。常設足場は溜池交差点から谷町 JCT に至る約 800m に設置されている。視察橋梁の維持管理性、景観性の特徴を以下に示す。



写真-1 視察橋梁(左: 美化設置時, 右: 常設足場設置時)

#### (1) 維持管理性

対象橋梁の美化設置時は、美化パネルと主桁間にわずかな隙間(130mm 程度)しかなく点検員による近接が困難となる箇所があった(写真-2)。対象箇所は美化が無かった場合でも、交通量の多い交差点であることから 5 年に 1 度の法令点検実施時や、損傷補修時には街路規制が必要であり、多大な規制費用がかかる上、交通規制に伴う大規模な渋滞が発生する。これらの懸念事項を解決するためにも、常設足場を設置し維持管理性の確保を図った。

常設足場は点検及び補修作業の妨げにならない空間を確保すること、作業員の移動性を確保することから桁下空間及び側面空間(張出床版下面)を定めた。桁下空間は鉋桁区間では下フランジから 600mm 以上の離隔、箱桁区間では 800mm 以上の離隔を確保し、側面空間は作業台を考慮して、床面張出長は 500mm 以上とした(写真-3、図-1)。

常設足場自体が将来の維持管理上の損傷部材とならないように、採用部材は高耐久の素材から選定する形としている。



写真-2 点検時の近接困難箇所

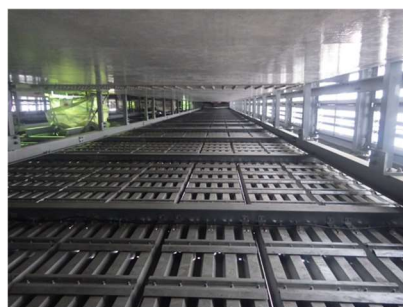


写真-3 常設足場内(桁下空間)



図-1 常設足場形状

キーワード 鋼橋、維持管理、景観、美化、維持管理用常設足場

連絡先 〒100-8930 東京都千代田区霞が関 1-4-1 (日土地ビル) 首都高速道路(株) 技術部技術推進課 TEL 03-3539-9457

## (2) 景観性

溜池交差点は都心でも有数の交通の要所であることに加え、付近には赤坂や六本木といった繁華街や霞ヶ関の官庁街、複数のオフィスビルがあるため、周辺環境との調和を図ることが求められる。このことから、景観の有識者に意見を伺いながら常設足場の塗装色と足場形状を検討した。塗装色は周辺環境と調和したデザインとするため、低彩度色を使いシックな印象とするものとし、床面は鋼板素材色、側面はダークグレイ(5Y5/0.5)とした(写真-4)。対象橋梁には、門型標識柱があり桁側面に取付ブラケットが設置されており、常設足場設置時は標識柱取付部を囲うように拡幅部を設けた。拡幅部の塗装色は標識柱の一部として量感を緩和するように、標識柱柱部の塗装色及び高欄塗装色と合わせている。足場形状について、主桁下フランジから 800mm の離隔を確保した場合、橋脚に設置された縁端拡幅ブラケットが足場外にはみ出すため、足場床面位置を下げてブラケットを足場内に収めて橋脚周りの煩雑性を軽減した。



写真-4 常設足場塗装色

## 3. 現場視察およびヒアリング結果

現場視察では常設足場が設置された区間を委員会メンバーで確認し、対象橋梁を含む道路構造物の点検補修を計画し管理する部署へのヒアリングを実施した。視察とヒアリングで得られた維持管理・景観性の要点を下記に示す。

### (1) 維持管理性

常設足場内は点検及び補修に必要な空間を確保しているため、実施できない補修作業はほぼ存在しない構造となっている。常設足場により点検補修時に街路の関係機関協議や交通規制が不要となるため、維持管理上の足場設置のメリットは非常に大きくなっている。また、足場構造に関して、足場側面は高欄外側より内側になるように設置され、構造物劣化因子となる雨水の浸入を極力防ぐ構造とするとともに、足場の外側に設置される素材はアルミニウム等の高耐久の素材を使用し異種金属接触腐食対策も講じられており、耐久性の高い構造となっている。

### (2) 景観性

写真-5 に示すように溜池交差点から谷町 JCT 区間においては、箱桁から鉸桁構造へと橋梁形式が変化するとともに、道路線形に合わせて分岐構造や二層構造を含む複雑な構造となっているが、常設足場設置によって統一的で連続的な線として認識することができ、まとまった構造となっている。また、高架橋沿道にはオフィスビルやホテルなど多様な建築物、樹木が存在しているが、高架橋に低彩度色を使用することで環境と調和し、落ち着いた印象を受けるものとなっている。美装化設置時では桁側面に取付けられた内アールのカバーにより、桁自体がシェイプされた印象を受け、橋脚部の張り出しが目立つ。しかし、常設足場設置後は陰影が少なくすっきりとし、連続性が保たれており、橋脚部の張り出しも気になりにくい。



写真-5 同一視点場の比較 (左: 美装化設置時, 右: 常設足場設置時)

## 4. おわりに

本報では、都市内高速の事例を元に維持管理性・景観性で配慮すべき事項を取りまとめた。本委員会では、都市内高速に限らず歴史的に価値のある橋梁、郊外部の橋梁等の視察を通して得られた知見を元に、今後の鋼橋の維持管理性・景観性の確保に資する指針を取りまとめる予定である。

## 郊外的高速道路の橋梁視察報告

### （橋梁の維持管理性・景観性を向上させる技術調査小委員会報告その3）

東日本高速道路（株） 正会員 ○及川 俊介  
（株）横河ブリッジホールディングス 正会員 石井 博典  
（株）エイト日本技術開発 正会員 今西 修久  
（株）川金コアテック 正会員 中村 拓海

**1. はじめに** 橋梁は、その機能を維持するため、点検、維持管理に必要な様々な付属設備が取り付けられる。一方、特に郊外においては、景観の中で橋梁の存在感が占める割合が大きく、維持管理設備も含めた景観性が求められる。鋼橋の維持管理性・景観性を向上させる技術調査研究小委員会（以下、本小委員会）では、この維持管理性と景観性を両立させるための研究活動を行っている。本稿では、郊外的高速道路の橋梁に関する視察結果について報告する。

**2. 視察橋梁概要** 視察橋梁は、首都圏中央連絡自動車道の桶川地区の連続高架橋区間を対象とした。

表-1

橋梁形式	(内回り) 鋼4径間連続開断面箱桁橋 (外回り) 鋼3径間連続開断面箱桁橋
しゅん功年	平成27年3月
管理者	東日本高速道路(株)

#### (1) 景観デザイン

視察対象橋梁の諸元は表-1の通りである。当該区間では、鋼橋とPC橋が連続しており、異種桁でありながら、箱桁のウェブ面を合わせることで、連続性を確保している（写真-1）。

鋼橋では、景観に配慮して排水管を桁内に引き込んでいる（写真-2）。また、引き込み高さをそろえることで、統一感があり、すっきりとした印象となっている。この引き込み高さをさらに上にすることで、より目立たなくなる可能性もあり、取り付け位置の配慮により、付属物の橋梁景観への影響低減が期待できる。当該橋梁は、インターチェンジの加減速車線を含んでいることから、下フランジ幅が広がっているが、全断面溶接を採用しており、



写真-1



写真-2



写真-3



写真-4

ボルト添接構造に比べ、重厚感が軽減されている。一方で、整然と見えるウェブの吊り金具にくらべ、下フランジの維持管理用の吊り金具が多く目立っており煩雑に見える。同一路線で、幅員が一般的な区間の高架橋では、吊り足場（おやご・ころばし）の設置が可能な下フランジ幅の場合、吊り金具を省略しており、吊り金具がある構造とない構造では、見た目の印象が大きく変わってくる（写真-3）。

当該橋梁では、床版形式に合成床版を採用しており、その張出部鋼板の塗色は、コンクリートをイメージした白色系としており、桁色と塗分けをしている。同一路線の他の区間では、桁色と同色としている橋梁（写真-4）もあるが、本橋のように白色系としたほうが、圧迫感がないように感じられた。

#### (2) 維持管理の観点

当該橋梁は、近隣に民家があり、騒音に対する配慮から、伸縮装置を土工部に異動する延長床版を採用して

キーワード 鋼橋、維持管理、景観、点検  
連絡先 〒338-0854 埼玉県さいたま市大宮区桜木町1-11-20 東日本高速道路(株)関東支社 TEL 048-631-0104

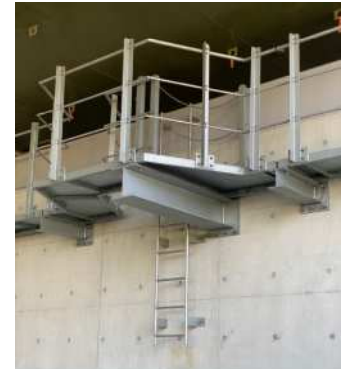


いる。そのため、通常、桁端部にある伸縮装置は橋台背面の配置となることから、検査路をその部分まで延伸し、点検が必要な部分に検査路を適切に配置している（写真－５）。下部工検査路では、点検時の安全性に配慮し、昇降はしごから下部工検査路歩廊へ移動する際に、はしご上で歩廊蓋の開け閉めを行うことがないよう改良されている（写真－６）。



写真－５

他区間で、排水管が桁外の配置となっている橋梁もあり、桁間に排水管を引込む構造に比べ、ウェブ面のすっきりさを欠くように感じる（写真－４）。また、桁間の配置であれば上部工検査路から点検が可能となるが、桁外配置の場合、点検を行うにも作業車が必要となることから、桁間配置に比べ、点検性、維持管理性において課題がある。



写真－６

**3. 点検実務者へのヒアリング** 現地視察を行った橋梁を含む首都圏中央連絡自動車道の点検を行っている NEXCO 東日本のグループ会社の点検実務者へヒアリングを行った。具体には、現時点での使用性と今後も検証していくことが必要と感じられる点についてのヒアリング結果を下記に示す。



写真－７

(1) 現時点での使用性

- ・当該橋梁の箱桁内には検査路や照明設備があり、通行性がよい。桁内の排水管や、ダイヤフラムを超える際にも検査路ステップが設けられている。
- ・桁内に入るマンホール蓋は、観音開き（写真－７）となっており、従来の片開きにくらべ、蓋の開け閉めの際、ハンドル位置が近くはしごをつかまりながら安全に作業ができる。

(2) 今後も検証していくべき事項

- ・下部工検査路は現橋のようなコの字型ではなく、橋脚を取り囲むよう配置することで、支承周りの点検が容易となる。維持管理と景観性の両立を考えると、橋脚上の支承と鋼桁の間の点検スペースを確保し、橋脚天端の周囲に手すりを配置して下部工検査路を省略する構造も良いと考えられる。
- ・連続高架区間では、一定間隔で、上下線の下部工検査路をつなぐわたり線があると点検がしやすくなる。車両を停車させる場所が限られる場合、合理的な点検ルート構築が可能となる。
- ・排水管を箱桁内へ配置すると、継手部からの漏水が発生する場合もあるため、継手部の耐久性に配慮が必要である。点検時に簡易に漏水を補修する技術の開発も望まれる。
- ・上下線分離構造の中央分離帯側の張出し床版部の点検は、路肩側からオーバーハング車でできない場合もあり、必要に応じて中央分離帯側張出し部への検査路の配置も検討するのが良い。一方、路肩側はオーバーハング車で点検が容易なことも多く、景観の面からも検査路は設置しない方が良い場合も多い。実際の維持管理と、景観に配慮した配置計画を行うとよいと考えられる。
- ・桁高が低く、上部工検査路が床版面に近い場合は、検査路での点検作業も行いづらく、下から作業車により点検を行う場合もある。その場合、検査路自体が点検の支障となるため、著しく通行性の悪い検査路などは配置せず、別な点検方法を踏まえ空間を確保することが必要である。今後はドローンなどの点検で代替が可能となることも考えられるので、将来的に点検設備がいらなくなることも考慮する必要がある。

**4. まとめ** 現地視察・点検実務者へのヒアリングを通じて、本橋における取組が景観性と維持管理性の観点から現時点で両立していることを確認でき、今後の参考となる知見が得られた。今後新たな点検手法が開発されることも踏まえ、本小委員会の主旨に基づき維持管理設備のあり方について引き続き維持管理を通じて継続的に検証していかなければならない。