

報告

橋面コンクリート舗装の増厚オーバーレイ工法における耐力検討事例

安井 亨*, 植野 芳彦**, 橋本 雅行***, 梶尾 聡****, 佐藤 貢一*****, 橋 吉宏*****

* (株) エイト日本技術開発 国土インフラ事業部 (〒700-8617 岡山県岡山市北区津島京町 3-1-21)

** 富山市 政策参与 (〒930-8510 富山県富山市新桜町 7-38)

*** (一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 (〒417-0801 静岡県富士市大淵 3154)

****博 (工), 太平洋セメント (株) 中央研究所 (〒285-8655 千葉県佐倉市大作 2-4-2)

***** 博 (工), 奈良建設 (株) 東京支店 (〒103-0025 東京都中央区茅場町 3-12-9)

***** 博 (工), 中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋 (株) (〒920-0025 金沢市駅西本町 3-7-1)

道路橋床版の耐荷性・疲労耐久性の向上による長寿命化が見込まれる橋面コンクリート舗装について、増厚オーバーレイ工法の場合には、既設橋梁への死荷重増加が懸念される。本稿では、富山市の新屋橋において、橋面コンクリート舗装の増厚オーバーレイ工法を適用することを目的に、既設橋梁の耐力の検討、および施工後における既設 RC 床版の耐荷性・疲労耐久性の向上を検討した事例について報告する。

キーワード：橋面コンクリート舗装，増厚オーバーレイ工法，耐力照査，疲労耐久性照査

1. はじめに

橋面コンクリート舗装は、アスファルト舗装と比べて耐久性が高く、既設 RC 床版と一体となるように物質浸透抵抗性の高いコンクリート舗装を施工することにより、既設 RC 床版の耐荷性・疲労耐久性を向上し、床版への水分や塩分の侵入を抑制して長寿命化に寄与することが期待される。土木学会鋼構造委員会「道路橋床版の点検診断の高度化と長寿命化技術に関する小委員会」(以下、委員会)では、特に地方部の中小橋梁への適用を検討している。

本稿は、委員会と富山市が、新屋橋において共同で試験施工した橋面コンクリート舗装の増厚オーバーレイ工法について、既設橋梁の安全性と、既設 RC 床版の耐力について検討した事例を報告するものである。なお、使用した橋面コンクリート舗装材料の共通試験については文末の関連論文 1) を、本橋の試験施工の詳細については文末の関連論文 2) を参照されたい。

2. 既設構造物の調査

2.1 文書・記録などにおける調査

新屋橋は、建設時の設計資料は存在しておらず、平成 21 年および 27 年の定期点検調査のみが存在した。表-1 に橋梁の諸元を、図-1 に断面図を、図-2 に側面・平面図を示す。現地状況を写真-1 に示す。

表-1 新屋橋の諸元

橋梁名	新屋橋 (あらやばし)
路線名	市道広田新屋線
橋長	18.0m
全幅員	6.1m
有効幅員	5.5m
形式	上部工 単純活荷重合成 H 桁 下部工 橋台 2 基
付属物	鋼製高欄 h=800mm, 排水柵(直接流下), 伸縮装置 (突合せ簡易目地)
交差物	牛ヶ首用水
竣工年	昭和 43 年 (1968 年) 4 月
補修等履歴	平成 21 年 定期点検 (レベル 1), 平成 27 年 定期点検 (レベル 1)
現地交通量	大型車は少なくコミュニティバス程度
気象	冬期積雪あり

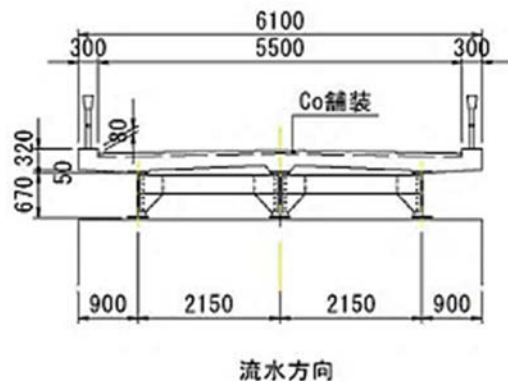


図-1 新屋橋 断面図

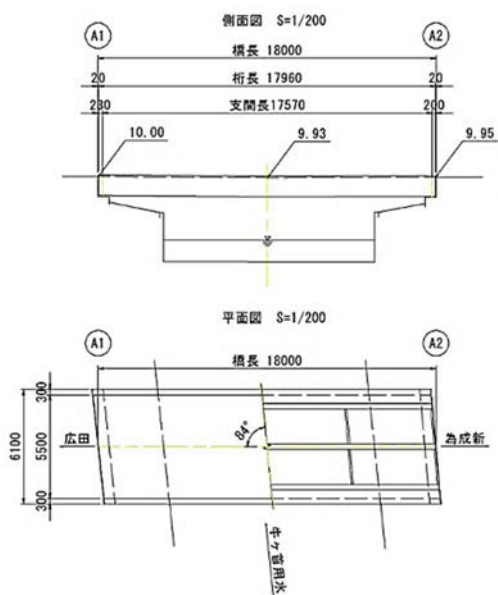


図-2 新屋橋 側面・平面図



路面にひび割れはほぼ無いが骨材が露出し荒れている



1964(S39)鋼示, 二等橋, SM50Y

写真-1 新屋橋 現地写真

2.2 現地における調査

事前調査として Single i 工法 (NETIS 登録番号: HK-150004-A) により既設床版の健全性調査を実施した。(写真-2)この工法は、極小口径 ($\phi 5\text{mm}$) で穿孔を行った後に特殊カラー樹脂を注入し、硬化後に同位置で再穿孔 ($\phi 9\text{mm}$ 程度)、高性能内視鏡によりコンクリート内部のひび割れ等を現場で確認できる微破壊検査工法である。

Single i 工法による調査は、橋軸方向に千鳥配置で計5箇所を行った。調査の結果、既設コンクリート舗装は床版と同時に施工されたものと推測され、また、全ての調査箇所において、床版内部にひび割れ等の損傷は無く、既設床版は概ね健全な状態であると判断した。

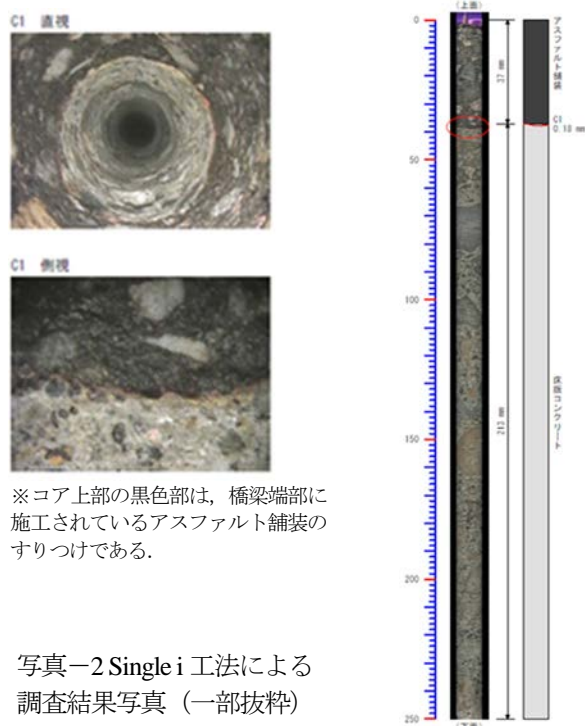


写真-2 Single i 工法による調査結果写真 (一部抜粋)

2.3 既設橋の復元設計

現地調査における橋歴板等の調査などにより、新屋橋は1968年(昭和43年)富士製鐵建造のH-Beam Bridge (以下、HBB) であることがわかった。

(1) 主桁断面

今回は、下記1)、2)の理由により、当時のHBB標準設計資料¹⁾、²⁾などより復元設計を行って橋梁諸元を確認することとした。なお、施工は昭和43年富士製鐵となっているが、富士製鐵は、昭和45年に八幡製鐵と合併し、新日本製鐵(現在日本製鐵)となっているため、両社の当時の標準設計¹⁾、²⁾を参照した。

- 1) HBBには非合成設計と合成設計があり、外観からは判別がつかないこと。
- 2) 橋歴板より、当時の標準設計には無いSM50Y材(昭和41年7月にJIS化)が使われていること。

HBB標準設計によると、桁配置・桁形状は富士製鐵のL=18m、幅員6mの合成桁(積雪あり)と同等であることがわかった。ただし、標準設計ではSS400材を使用し、カバープレートで補強された断面であるため、復元設計では、SM50Y材でカバープレート無しの断面で行った。復元設計での条件と計算結果を下記に示す。

- ・ 一体打ちのため床版厚 220mm とした。
- ・ ハンチ: 外桁 40mm, 中桁 57mm
- ・ 主桁 H 形鋼: 3-H 692×300×13×20 (SM50Y)
- ・ 支間中央断面の発生応力度
 - a. 合成前+合成後 $1,975\text{kg/cm}^2 < 2,100\text{kg/cm}^2$
 - b. a.+クリープ+乾燥収縮 $2,071\text{kg/cm}^2 < 2,100\text{kg/cm}^2$
 - c. b.+温度差 $2,127\text{kg/cm}^2 < 2,415\text{kg/cm}^2$
 - d. 降伏の照査 $3,240\text{kg/cm}^2 < 3,600\text{kg/cm}^2$
 - e. コンクリート圧縮応力度

$$-38.5\text{kg/cm}^2 < -85.7\text{kg/cm}^2$$

復元設計結果より、想定した主桁断面(3-H 692×300×13×20(SM50Y), カバープレート無し)で2等橋としての安全性が確認された。

復元設計時の設計断面を図-3に示す。

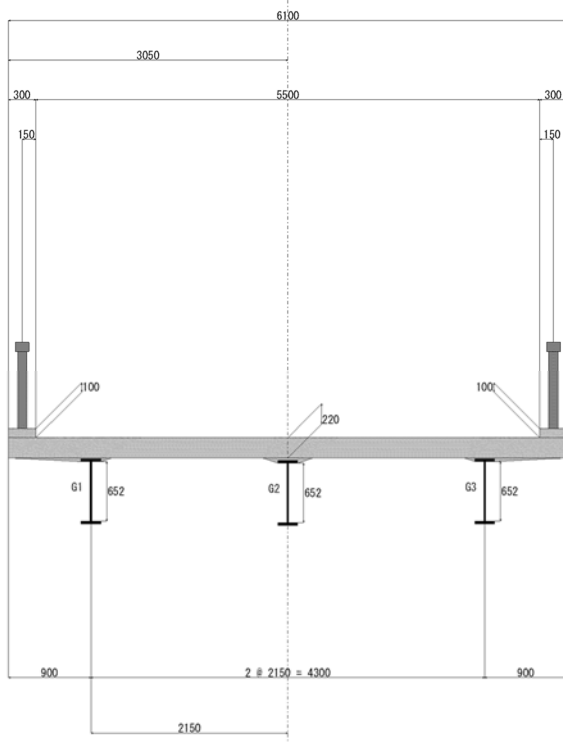


図-3 復元設計断面

(2) 床版断面

床版断面は、資料リおよび Single i 工法での調査結果より、床版厚 17cm 上にコンクリート舗装厚 5cm の同時施工であると判断した。

HBB 標準設計では、主鉄筋は丸鋼 φ13 ctc 100~150 程度が標準で、配力筋はその 1/5 の鉄筋量として φ9 ctc 200~300 程度と記載されている。復元設計は、建設当時の昭和 39 年鋼道路橋設計示方書の床版断面力算出式を用い、2等橋 T-14 荷重で断面を下記のように想定した。

・主鉄筋の想定：丸鋼 φ-13 ctc 125 ($A_{s1}=10.616\text{cm}^2$)

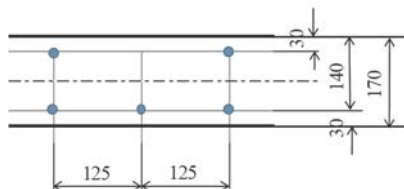


図-4 主鉄筋配筋想定

想定断面(図-4 参照, 床版厚 170mm, 主鉄筋 φ13 ctc 125mm)における発生応力度を以下に示す。

張出部： $M_D = -0.537 \text{ t}\cdot\text{m/m}$, $M_L = -0.277 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

$$\sigma_c = -20 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ck}/3.5 = 86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 546 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

中間支間部： $M_D = 0.250 \text{ t}\cdot\text{m/m}$, $M_L = 1.01 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

$$\sigma_c = -37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ck}/3.5 = 86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 977 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

・配力筋の想定：丸鋼 φ-9 ctc 250 (図-5 参照)

$$(A_{s2} = 2.545\text{cm}^2 > 1/5 A_{s1} = 2.123\text{cm}^2)$$

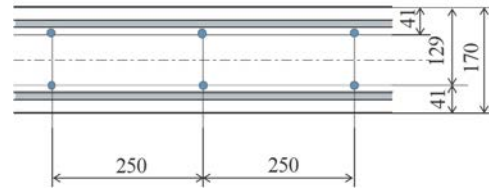


図-5 配力筋配筋想定

3. 橋面コンクリート舗装(増厚オーバーレイ工法)の設計

3.1 検討方針

橋面コンクリート舗装を適用するにあたり、既設床版および既設コンクリート舗装がおおむね健全であることから、路面切削は行わない方針とした。したがって、施工性の観点から橋面コンクリート舗装の最低厚を 20mm と設定し、20mm 増厚時と、30mm 増厚時の 2 ケースについて検討を行った。

3.2 増厚オーバーレイの厚さ検討

20mm 増厚時と 30mm 増厚時の増厚オーバーレイ舗装荷重載荷について、既設橋梁の耐荷力を確認した。

・20mm 増厚時：発生応力度は制限値内である。

a. 合成前+合成後 $1,997\text{kg/cm}^2 < 2,100\text{kg/cm}^2$

b. a.+クリープ+乾燥収縮

$$2,099\text{kg/cm}^2 < 2,100\text{kg/cm}^2$$

・30mm 増厚時：クリープ乾燥収縮考慮時に発生応力度が制限値をわずかに超過する。

a. 合成前+合成後 $2,015\text{kg/cm}^2 < 2,100\text{kg/cm}^2$

b. a. +クリープ+乾燥収縮

$$2,119\text{kg/cm}^2 > 2,100\text{kg/cm}^2$$

応力度の超過割合は許容応力度に対し 0.9%とわずかであり、選定される工法を増やすためにも道路管理者と協議し 30mm 厚の増厚オーバーレイ工法を採用した。

3.3 路面設計

橋面コンクリート舗装の路面設計は、道路の縦断計画に基づく必要がある。新屋橋は両護岸部への擦り付けアスファルト舗装が施工されており、取付け道路が橋梁より若干高くなっており、橋梁部の舗装厚を上げることは取付け道路縦断にとっては改善の方向であった。

4. 耐荷性・疲労耐久性の照査

橋面コンクリート舗装ガイドライン 2020³⁾では、橋面コンクリート舗装に 4 つの要求性能が規定されており、ここでは、その中の床版の耐荷性・疲労耐久性の向上に

ついて定量的に評価する。

4.1 曲げモーメントに対する耐荷性向上の確認

道路橋示方書・同解説⁴⁾にしたがい、橋面コンクリート舗装施工による耐荷力向上を確認する。中間支間床版において、床版厚 17cm と既設 5cm のコンクリート舗装の上に 3cm の橋面コンクリート舗装を重ねた図-6 に示す床版断面で計算を行う。活荷重として A 活荷重（後輪 100kN）を載荷する。

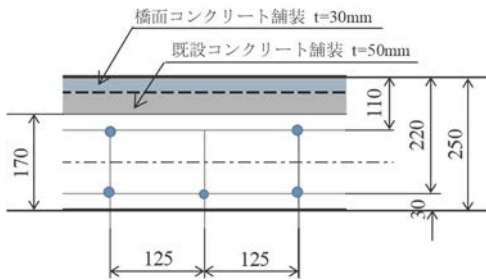


図-6 橋面コンクリート施工後床版断面

(1) 限界状態 1

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_L + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_D = 29.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_L$: T 荷重に対する設計曲げモーメント
(γ_p : 荷重組合せ係数 1.00, γ_q : 荷重係数 1.25, $M_L = 20.99 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$)

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_D$: 死荷重に対する設計曲げモーメント
(γ_p : 荷重組合せ係数 1.00, γ_q : 荷重係数 1.05, $M_D = 2.83 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$)

部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd}

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \phi_y \cdot M_{yc} = 37.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90 ϕ_y : 抵抗係数 0.85

M_{yc} : 降伏曲げモーメント特性値 49.1 kN・m/m

[照査]

$$M_d = 29.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \leq M_{yd} = 37.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \text{OK}$$

(2) 限界状態 3

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_L + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_D = 29.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_L$: T 荷重に対する設計曲げモーメント
(γ_p : 荷重組合せ係数 1.00, γ_q : 荷重係数 1.25, $M_L = 20.99 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$)

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_D$: 死荷重に対する設計曲げモーメント
(γ_p : 荷重組合せ係数 1.00, γ_q : 荷重係数 1.05, $M_D = 2.83 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$)

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud}

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_u \cdot M_{uc} = 34.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90, ξ_2 : 部材・構造係数 0.90
 ϕ_u : 抵抗係数 0.80

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメント特性値 53.7 kN・m/m

[照査]

$$M_d = 29.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \leq M_{ud} = 34.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \text{OK}$$

上記試算により、中間支間床版部の耐荷力が向上し、道路橋示方書・同解説⁴⁾に示される曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1, 3 における安全性が確認された。

4.2 曲げモーメントに対する疲労耐久性向上の確認

道路橋示方書・同解説⁶⁾にしたがって、既設床版と橋面コンクリート舗装が一体化した断面における曲げ応力度の改善と、内部鋼材の腐食に対するかぶりコンクリート部のひび割れ制御（主鉄筋引張応力度）を確認する。疲労に対する床版曲げモーメント M_{d1}

$$M_{d1} = M_D + M_L = 2.83 + 20.99 = 23.82 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

鋼材腐食に対する床版曲げモーメント M_{d2}

$$M_{d2} = M_D = 2.83 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

[照査]

$$\sigma_c = 3.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ck} / 3.5 = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

⇒疲労に対するコンクリートの曲げ圧縮応力度照査 OK

$$\sigma_s = 111.3 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 120 \text{ N/mm}^2$$

⇒疲労に対する鉄筋の曲げ引張応力度照査 OK

$$\sigma_s = 15.5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 100 \text{ N/mm}^2$$

⇒鋼材腐食に対する鉄筋の曲げ引張応力度照査 OK

中間支間床版における鉄筋の発生応力度は、同じ断面力における 17cm 厚床版の発生応力度 (184.7 N/mm²) の 60% 程度まで改善して制限値を満足し、疲労耐久性の向上が確認された。

4.3 せん断力に対する押抜きせん断耐力向上の確認

(1) 押抜きせん断耐力の向上

上面増厚工法⁵⁾の解 6.4.1 式 (式(1)) による押抜きせん断耐力から、橋面コンクリート舗装施工による耐荷力向上を確認した。(図-7 参照) なお、橋面コンクリート舗装の圧縮強度については、床版コンクリートと同等として安全側に評価した。

$$P_{0d} = [f_v \{2(a + 2x_m)x_d + 2(b + 2x_d)x_m\} + f_t \{2(a + 2d_m)C_d + 2(b + 2d_d + 4C_d)C_m\}] / \gamma_d \quad \text{----- (1)}$$

ここに

P_{0d} : 設計押抜きせん断耐力(N)

a, b : 載荷板の主鉄筋、配筋方向の辺長(mm)

x_m, x_d : 主鉄筋、配筋鉄筋に直角な断面の引張鉄筋コンクリートを無視した時の中立軸深さ(mm)

d_m, d_d : 引張側主鉄筋、配筋鉄筋の有効深さ(mm)

C_m, C_d : 引張側主鉄筋、配筋鉄筋のかぶり深さ(mm)

f_v : コンクリートのせん断強度(N/mm²) $f_v = 0.656 f_{cd}^{0.606}$

f_t : コンクリートの引張強度(N/mm²) $f_t = 0.269 f_{cd}^{2/3}$

f_{cd} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

γ_d : 一般に 1.3 としてよい

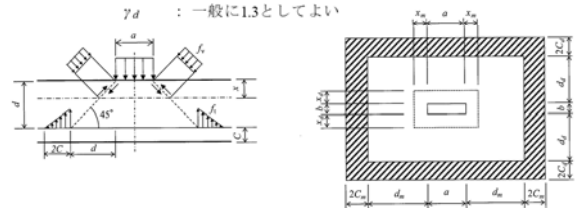


図-7 押抜きせん断破壊

モデルとそれに対する応力分布とその範囲

押抜きせん断耐力は、17cm床版厚に対して33%程度、既設コンクリート舗装5cm厚を考慮した床版22cm厚に対して約10%程度の耐荷力の向上を確認した。(表-2)

(2) 押抜きせん断力を受ける版部材の限界状態照査

道路橋示方書・同解説⁶⁾による押抜きせん断力を受ける床版の限界状態照査から、橋面コンクリート舗装施工による耐荷力向上を確認した。(図-8)式(5.7.1)⁸⁾式(2)に従い限界状態3の照査を行った。

$$P_{pud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ps} \cdot P_{pu} \quad \text{----- (2)}$$

P_{pud} : 押抜きせん断力の制限値(N)

P_{pu} : 押抜きせん断力の特性値(N)

$$P_{pu} = k \cdot b_p \cdot d \cdot \tau_{pc}$$

k : 補正係数1.70

b_p : 載荷面から部材有効高の1/2離れた面へ45°投影した形状の外周長(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

τ_{pc} : 押抜きせん断応力度の基本値(N/mm²)

ξ_1 : 調査解析係数(表-5.7.2)

$\xi_2 \cdot \Phi_{ps}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積(表-5.7.2)

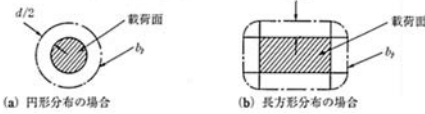


図-8 b_p のとり方

版部材の押抜きせん断耐力の制限値においては、床版17cm厚に対して79%程度、既設コンクリート舗装5cm厚を考慮した床版22cm厚に対して21%程度の耐荷力向上を確認した。また、制限値 P_{pud} は輪荷重(100kN)に比べ十分大きく、道路橋示方書・同解説⁴⁾における限界状態3を満足することも確認できた。(表-3)

(3) 押抜きせん断疲労耐力向上の確認

上面増厚工法⁵⁾の式(解6.4.4, 6.4.5)式(3),(4)面部材の押抜きせん断疲労耐力(梁状化した押抜きせん断耐力)を用いて、橋面コンクリート舗装施工による押抜きせん断疲労耐力向上を確認した。(表-4)

$$P_{sxd} = P_{sx} / \gamma_b \quad \text{----- (3)}$$

$$P_{sx} = 2B(f_v x_m + f_t C_m) \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 P_{sxd} : 梁状化した床版の設計押抜きせん断耐力(N), γ_b : 部材係数1.3

P_{sx} : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力(N)

B : 梁状化の梁幅(=b+2d_d)

押抜きせん断疲労耐力(梁状化した押抜きせん断耐力)については、床版17cm厚に対して70%程度、既設コンクリート舗装5cm厚を考慮した床版22cm厚に対して19%程度の疲労耐力向上を確認した。

(4) 床版の最小全厚規定

道路橋示方書・同解説⁴⁾によると、押抜きせん断力を受ける床版が限界状態1, 3を越えない条件および疲労耐久性を確保する条件として、床版の最小全厚を確保することとなっている。本橋における床版厚を整理した結果を表-5に示す。

上記の整理より、橋面コンクリート舗装施工により床版の最小全厚規定が満足され、押抜きせん断力に対する

表-2 押抜きせん断耐力の向上

	新屋橋 (17cm床版) a	新屋橋(+5cmCo舗装) b=a+5cm	新屋橋(+3cmCo舗装) c=b+3cm
床版厚 (mm)	170	220	250
a (mm)	500	500	500
b (mm)	200	200	200
x_m (mm)	52.7	63.5	69.3
x_d (mm)	27.8	33.3	36.3
d_m (mm)	140	190	220
d_d (mm)	129	179	209
C_m (mm)	23.5	23.5	23.5
C_d (mm)	36.5	36.5	36.5
f_{cd}' (N/mm ²)	30.000	30.000	30.000
f_v (N/mm ²)	5.153	5.153	5.153
f_t (N/mm ²)	2.597	2.597	2.597
P_{0d} (N)	482,733	584,083	642,413
比率	1.000	1.210	1.331
比率	-	1.000	1.100

表-3 押抜きせん断耐力限界状態照査

	新屋橋 (17cm床版) a	新屋橋(+5cmCo舗装) b=a+5cm	新屋橋(+3cmCo舗装) c=b+3cm
k	1.70	1.70	1.70
b_p (mm)	1,840	1,997	2,091
d (mm)	140	190	220
τ_{pc} (N/mm ²)	1.0	1.0	1.0
P_{pu} (N)	437,920	645,031	782,034
ξ_1	0.9	0.9	0.9
$\xi_2 \cdot \Phi_{ps}$	0.85	0.85	0.85
P_{pud} (N)	335,009	493,449	598,256
比率	1.000	1.473	1.786
比率	-	1.000	1.212

表-4 押抜きせん断疲労耐力の向上

	新屋橋 (17cm床版) a	新屋橋(+5cmCo舗装) b=a+5cm	新屋橋(+3cmCo舗装) c=b+3cm
B (mm)	458	558	618
P_{sx} (kN)	304.655	433.281	516.812
P_{sxd} (kN)	234.350	333.293	397.547
比率	1.000	1.422	1.696
比率	-	1.000	1.193

表-5 床版最小全厚

車道部分の床版最小全厚 道路橋示方書 II 11.5	T荷重に対する床版支間	床版最小全厚	大型車係数	支持桁の剛性による係数	必要床版厚 $d=k_1 k_2 d_0$	新屋橋床版厚	既設コンクリート舗装考慮(+50mm)	橋面コンクリート舗装施工(+30mm)
	L	d_0	k_1	k_2	d	170	220	250
	(m)	(mm)			(mm)	+ハンチ20mm	+ハンチ20mm	+ハンチ20mm
連続版 30L+110	2.15	175	1.10	1.00	193	×	OK	OK
片持版 80L+210	0.275	232	1.10	1.00	255	×	×	OK

限界状態 1, 3 および疲労耐久性を満足する。

5. まとめ

新屋橋における増厚オーバーレイ工法による橋面コンクリート舗装の施工について、既設橋梁の耐荷力、および既設 RC 床版の耐荷力向上・疲労耐久性向上について検討した結果、下記の知見が得られた。

- (1) 既設橋梁について、設計資料は残っていなかったが、現地踏査と当時の標準設計より復元設計を行い主桁断面の妥当性と安全性を確認した。
- (2) 復元設計に基づく試算により、増厚オーバーレイ工法における施工厚を 30mm と設定した。
- (3) 既設 RC 床版の中間支間床版において、増厚オーバーレイ工法による耐荷性・疲労耐久性の向上について性能照査を行った。
 - 1) 曲げモーメントに対する耐荷性の向上：現行示方書の限界状態 1, 3 を満足するまで耐荷力が改善された。
 - 2) 曲げモーメントに対する疲労耐久性の向上：疲労に対するコンクリート曲げ圧縮応力度、疲労に対する鉄筋の曲げ引張応力度、鋼材腐食に対する鉄筋の曲げ引張応力度、いずれも制限値を満足した。
 - 3) 押抜きせん断耐力の向上：押抜きせん断耐力が、床版 17cm 厚に対し 33%～79%、既設コンクリート舗装 5cm 厚を考慮した床版 22cm 厚に対し 10%～21% 向上した。押抜きせん断耐力は輪荷重を大きく上回り、道示における限界状態 1, 3 を満足した。
 - 4) 押抜きせん断疲労耐力の向上：梁状化した面部材の押抜きせん断疲労耐力が、床版 17cm 厚に対し 70%、既設コンクリート舗装 5cm 厚を考慮した床版 22cm 厚に対し 19% 向上した。
 - 5) 押抜きせん断力に対する床版厚の確認：橋面コンクリート舗装 3cm 厚を考慮すると、道示式の所要床版厚を満足した。

6. あとがき

本橋のような HBB 桁は、当時一般的に 5cm 厚の舗装をコンクリート舗装として床版と一体で打設することが標準とされていたようであり（床版断面として 5cm の余剰断面を持っている状態）、また、橋軸方向に圧縮力が加わる単純活荷重合成桁形式でもあるため、床版の状態は比較的健全であると推測される。しかし、すでに建設後 50 年を越える橋梁も多く、路面の経年劣化が進み、今後の長寿命化には、床版の延命化が重要なポイントとなる。

一方、橋面コンクリート舗装の普及に当たり、既設橋の資料が残っておらず、安全性確認の困難な橋梁が多々あることが懸念される。今回のような増厚オーバーレイ工法においては、増厚による主桁応力超過問題と、得ら

れる床版の長寿命化のメリットとはトレードオフ問題であり、既設橋梁の耐荷力の判断は復元設計結果の数値のみにこだわらず、既設床版長寿命化へのメリット・デメリットを総合的に判断することが肝要である。

橋面コンクリート舗装により得られる既設 RC 床版の耐荷力・疲労耐久性の向上は、上面増厚されて効果のある中間支間床版において効果があるが、橋面コンクリート舗装が引張断面となる張出部床版などにおいては改善効果が低いことや、配力筋に関しては、設計年次が古くて規定が無かったり、極端に配筋が少なかったりする場合など、改善効果はあるものの、現行示方書の制限値を満たすまでの改善には至らないことに注意すべきである。これらの補強を主目的にする場合には、別途床版の補強工法⁷⁾を選定する必要がある。

高性能で薄層の橋面コンクリート舗装により得られる効果は多大であり、橋面コンクリート舗装ガイドライン 2020⁹⁾では、セメント系材料において、圧縮強度が床版と同等以上の場合、これらの性能が得られるものとしており、今後の普及が望まれる。

本検討が、今後の橋面コンクリート舗装普及の一助になれば幸いである。

関連論文

- 1) 橋本 雅行ら：道路橋床版の長寿命化を目的とした橋面コンクリート舗装に関する検討、土木学会鋼構造委員会、第 11 回道路橋床版シンポジウム論文報告集、2020.10
- 2) 渡邊 宗幸ら：超速硬高靱性繊維補強コンクリートを用いた増厚オーバーレイによる橋面コンクリート舗装の適用事例、土木学会鋼構造委員会、第 11 回道路橋床版シンポジウム論文報告集、2020.10

参考文献

- 1) 富士製鐵株式会社：組立式富士 H 形鋼橋梁、非合成桁橋、合成桁橋、昭和 40 年 3 月
- 2) 八幡製鐵株式会社：H-Beam Bridge, H-Beam Bridge-Composite, 昭和 42 年 1 月
- 3) 土木学会：鋼構造シリーズ、道路橋床版の長寿命化を目的とした橋面コンクリート舗装ガイドライン 2020、2020.10
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編、pp284～337、平成 29 年 11 月
- 5) 土木学会：コンクリートライブラリー150、セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針、上面増厚工法 pp59～90、付属資料 上面増厚工法編 pp161～182
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編、pp123～129, pp136～148、平成 29 年 11 月

(2020 年 7 月 17 日受付)