

那覇港臨港道路のコンクリート橋梁劣化対策について

Research on the Cause of Deterioration and Measures Against It for the Concrete Bridge at Naha Port

尾見 良二*・白石 悟**

OMI Ryoji and SHIRAIISHI Satoru

* (財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

** (財) 沿岸技術研究センター 研究主幹兼第二調査部長

In subtropical zones such as Okinawa Prefecture, high temperature and humidity promote the relatively quick deterioration of concrete caused by alkali-aggregate reaction and injury from salt. The main causes of the deterioration of Naha Port Freeway Bridge have been investigated by 2003. The present paper describes the repair and reinforcement methods to maintain the bridge structure of “Naura bridge” based on field observations of crack-width and leakage-of-water investigations.

Key Words : Naha Port Freeway Bridge, carbon fiber reinforcement, leakage-of-water investigation

1. はじめに

沖縄県は亜熱帯地域であり高温多湿であることから、化学反応の進行が早く、塩害、アルカリ骨材反応（以下ASRと呼ぶ）などコンクリート構造物の劣化の進行が比較的早期に進行することが知られている。道路橋示方書にも塩害地域区分としてA地区に指定されるなど、コンクリート構造物の劣化に対して特段の注意を要する地域といえる。本報告は、那覇港臨港道路の「なうら橋」における補修・補強対策について検討した結果を述べる。

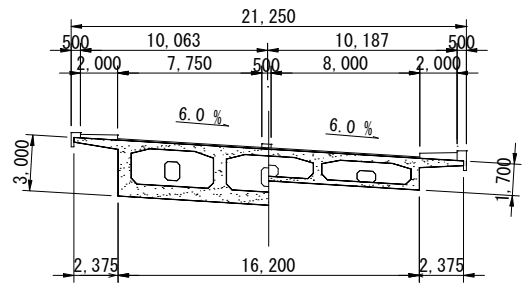


図-1 断面図 (単位: mm)

表-1 設計条件

道路区分	3種2級	
構造形式	PC 5径間連続箱桁	
橋長	L=240m (39+44+72+44+39)	
幅員	21.25m (標準部)	
斜角	$\theta = 90^\circ$	
活荷重	TL-20およびIT-43	
材料諸元	コンクリート	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$
	PC鋼材	SWPR7B 12T12.7

2. 上部工諸元および劣化状況

2.1 上部工諸元

「なうら橋」(図-1、表-1 参照)は、竣工後10余年経過している。平成11年度に桁端部にひび割れが確認されて以来、追跡調査が実施され、平成14年度までに那覇港湾・空港整備事務所により劣化の原因が調査された¹⁾。

2.2 劣化状況

主な劣化箇所を図-2に示す。

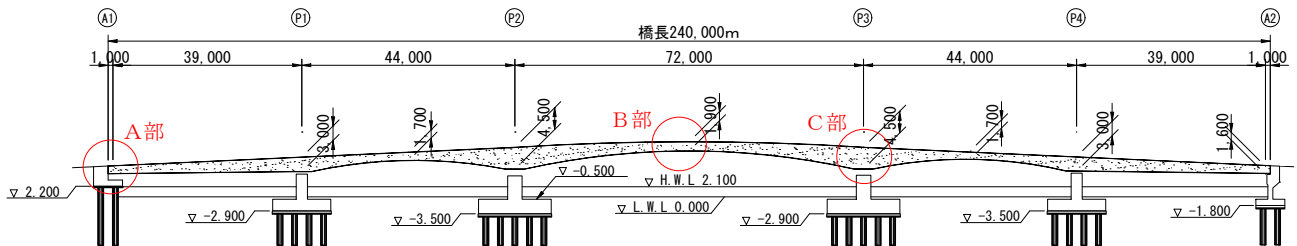


図-2 側面図および劣化箇所 (単位: m)

- A部：伸縮装置の損傷によるウェブへの漏水
- B部：プレストレス腹圧力による下床版ひび割れ
- C部：P 3 橋脚上のウェブ側面のひび割れを伴う漏水

3. 劣化原因および補修工法

3.1 伸縮継ぎ手部漏水

本橋は平面曲率が大きく、横断勾配が片勾配6%で設計されている。勾配下方に橋面からの漏水が著しく、遊離石灰が発生している（写真-1 参照）。



写真-1 伸縮継手部遊離石灰

既設の伸縮装置を補修することは困難であるとの判断より、ゴムジョイント（荷重支持型）と交換することとした。工費が20%程度少なくなる鋼製ジョイントも比較の対象となったが、長期止水性能およびライフサイクルコストに優れたゴムジョイントを採用することとした（図-3 参照）。

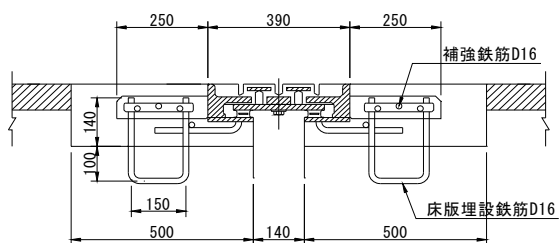


図-3 荷重支持型ゴムジョイント（単位：mm）

3.2 下床版ひび割れ

P 2～3 径間の支間中央付近で橋軸方向に 0.2～0.5mm のひび割れが発生している（写真-2、図-4 参照）。



写真-2 P 2～3 径間ひび割れ状況

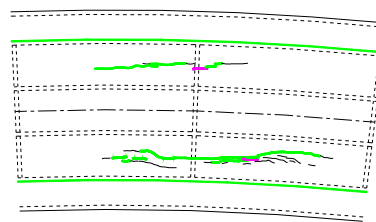


図-4 ひび割れ平面図

平成13年度²⁾の調査ではひび割れ部および健全部からコア採取を行い物性試験を実施しており、平均圧縮強度 $\sigma_{ck}=46.6\text{N/mm}^2$ 、中性化深さ=0mm、塩分含有量 $=1.716\text{kg/m}^3\sim 0.084\text{kg/m}^3$ （鋼材位置では発錆限界値 1.2kg/m^3 以下）およびアルカリ骨材反応がないことから、構造に起因するひび割れであると考えられ、ひび割れ発生位置が曲げモーメントの変曲点付近であることから、曲げひび割れであると推定されている。本橋は平成2年度に設計されており、当時の道路橋示方書ではプレストレス腹圧力の考え方が明らかにされていなかった。

プレストレス腹圧力 q は曲率半径に反比例し大きくなるが、桁高が1.9m～4.5mである本橋においては $q=23.7\text{kN/m}^2$ の荷重が下床版に作用する（図-5 参照）。

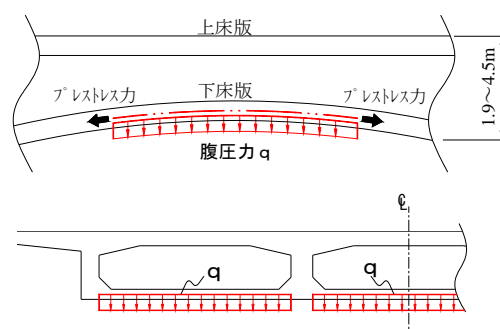


図-5 プレストレス腹圧力作用状態

腹圧力作用状態を平面骨組モデルおよびFEMモデルにより解析したところ、ひび割れ幅 $w=0.535\sim 0.585\text{mm}$ となっており、実測の最大ひび割れ幅とほぼ合致している。

プレストレスは恒久的な荷重であり、現状はひび割れの進展過程であるとの判断から、工費、施工性および外観に違和感の少ない炭素繊維シート接着による補強方法を選択した。

一方、腹圧力による応力超過に対する炭素繊維シート補強量については、明確な設計手法が確立されていないため、本橋においてはひび割れに対しては樹脂注入を行うことを前提に、次に示す2項目に着目し補強量計算を行っている。

(1) FEM解析結果の応力度

FEM解析では鉄筋を無視したコンクリートの全断面を有効として応力度を算出しており、下床版位置で

の応力状態は次の通りである (図-6 参照)。

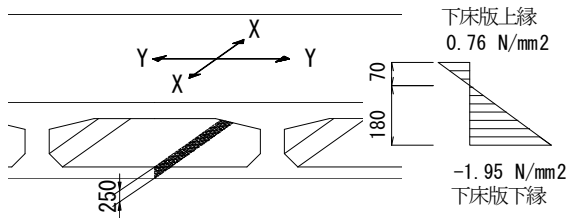


図-6 FEM解析による橋軸直角方向(Y)応力状態

橋軸直角方向 (Y方向) において発生している 1.95 N/mm² の引張縁応力度に対して式(1)により炭素繊維シートの必要厚の算定を行う。なお橋軸方向 (X方向) はプレストレスにより全圧縮であり、許容応力度を満足するため補強は行わない。

$$t_{cf} = A_{cf} / B = 0.147 \text{ mm} \quad \text{式(1)}$$

ここに

- t_{cf} : 炭素繊維シートの必要厚 (mm)
- A_{cf} : 炭素繊維シートの必要断面積 (mm²)
 $= (T / \sigma_{sa} - A_s) / (E_{cf} / E_s)$
- B : 単位幅=1000 (mm)
- T : 引張応力の合力=1.95×180× B (N)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)
- A_s : 既設鉄筋の断面積 (mm²)
- E_{cf} : 炭素繊維シートにヤング係数 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

(2) 平面骨組解析の曲げモーメント

平面骨組解析では下床版とウェブとの接点において -50 kN・m程度の負の曲げモーメントが発生しており (図-7 参照), RC断面計算結果では鉄筋はほぼ降伏した状態となっている。ウェブと下床版の接点は本来剛結合であるが、鉄筋降伏が生じた時点で剛性が低下するため、ピン結合に移行すると仮定し、設計曲げモーメントを算定した。

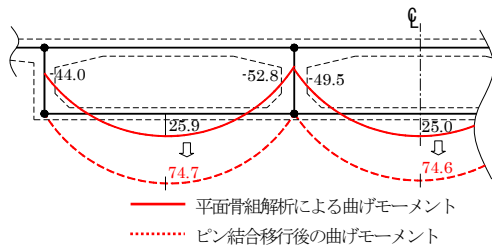


図-7 下床版の曲げモーメント図 (単位 : kN・m)

炭素繊維シートを高強度型 300g/m² 目付 1層 ($t = 0.167 \text{ mm}$) とした場合のRC断面計算結果を表-2に示す。

表-2 炭素繊維シートRC計算結果

項目	数値	摘要
設計モーメント kN・m	74.7	シフトした値
発生応力 σ_c N/mm ²	19.6	電算結果
発生応力 σ_{cf} N/mm ²	1332	電算結果
許容応力 σ_{ca} N/mm ²	20(OK)	$\sigma_{ca}/2.0=40/2.0$
許容応力 σ_{cfa} N/mm ²	1700(OK)	$\sigma_{cfa}/2.0=3400/2.0$

(3) 炭素繊維シート補強量の決定

(1), (2)はそれぞれ「現況ひび割れに対する補強」, 「将来の構造系の安定確保」することが目的であり, いずれも包括するように炭素繊維シートを高強度型 300g/m² 目付 1層 ($t = 0.167 \text{ mm}$) を橋軸直角方向に有効となるよう配置することとした。(図-8 参照)

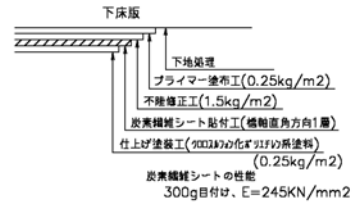


図-8 炭素繊維シート仕様 (案)

3.3 P3 橋脚上ウェブの漏水

ウェブ鉛直方向に最大 0.5mmのひび割れが発生しており, 下床版のコンクリート打ち継ぎ部には漏水による遊離石灰を生じている (写真-3 参照)。ウェブひび割れについては横桁が 4.0mと厚いことから施工時の温度応力によるものと推定され, 特にひび割れ幅が大きい部分は施工時に補修が行われている。

漏水については桁内側には見受けられないことから, 橋面からの雨水の浸入が原因と考えられるが経路は不明であった。本橋においては, 漏水経路の特定を行い, 補修方法を選定した。



写真-3 P3 ウェブ漏水状況

(1) 漏水経路の特定

漏水経路を特定するには「水頭差による薬液注入法」, 「ガス圧入によるガス検知法」が考えられる。本橋においては供用中の構造物であり, 調査を実施するに当たり交通規制が必要となることから, 調査期間を短縮できる「ガス検知法」^{注1)} (写真-4 参照) を用いること

とした。



写真-4 ガス検知作業

注1)ひび割れ部分より青リンゴの香りを含有した空気をコンプレッサーにて圧入し、青リンゴの香りのみを検出するセンサーで検知することで漏水元を特定する。ひび割れの残存水はガス圧入時に排出される。

検知の際はウェブひび割れからガス圧入を行い、橋面上で舗装および防水シートを撤去し検知する方法とした。

a) ガス検知結果

検知の結果は、橋面上のPCグラウト注入ノズル周辺の空隙および下床版打ち継ぎ部でガス濃度が高く、ウェブのひび割れ箇所と打ち継ぎ部のすべてでガスが検出された。

b) 橋面撤去後の目視調査結果

- ・床版上面にひび割れはなく健全である。
- ・橋面防水シートは歩車道境界縁石下側まで施工されておらず、縁石部で立上げる構造となっており経年劣化により付着が低下している。
- ・PCグラウト注入ノズルは縁石の真下となるよう配置されている。
- ・WEB 下端の打ち継ぎ面は外側に向かって傾斜している。

c) 漏水経路の特定

a), b)より漏水経路を図-9のように特定した。

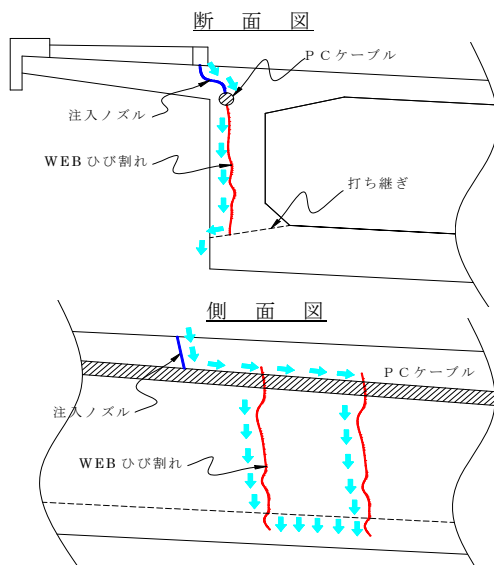


図-9 漏水経路略図

(2) 補修対策

ひび割れには樹脂注入することとし、橋面工の防水は雨水の侵入を改善するために、縁石の下側にもシートを配置するよう防水工の構造を変更することとした。

図-10に既存の防水構造を、図-11に変更後の防水構造(案)を示す。

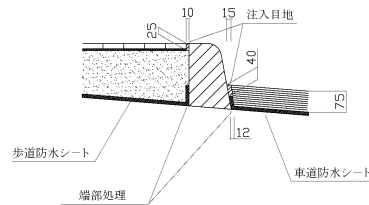


図-10 既存の防水構造(単位: mm)

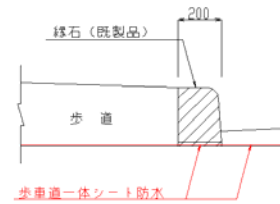


図-11 変更後の防水構造(案)(単位: mm)

本漏水経路調査においては、橋面工を一時撤去し、変更後の防水構造(案)で復旧している。経過を観察し、その妥当性を確認する方向である。

4. おわりに

近年コンクリート構造物においてはASR問題等、過去に考えられなかった課題が多く報告されるようになってきた。調査対象とした「なうら橋」については、幸いにも材料変状による劣化がなく、構造的な劣化および損傷が主であり、その観点から補修・補強対策を検討することができた。しかしながら、今後共用年数が伸びるにつれて新たな劣化を生じる場合もあるため、継続的な点検調査および維持管理を実施していく必要があると考えられる。

5. 謝辞

本稿は、那覇港湾・空港整備事務所の検討調査成果および平成15年度「那覇港臨港道路上部工劣化対策検討委員会」(委員長:大城 武 沖縄ポリテクカレッジ校長)の検討成果の一部を引用させて頂きました。ここに関係各位に感謝の意をもって御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 沖縄総合事務局 那覇港湾空港工事事務所: 那覇港臨港道路耐久性調査(報告書), H14.3.
- 2) 沖縄総合事務局 那覇港湾空港工事事務所: 那覇港臨港道路上部工劣化対策調査(報告書), H15.3.