(26) 耐荷性能評価に基づく水路トンネル 補強工法の最適化

堀越 直樹1・小森 篤也2・鈴木 宣暁2・森 充広3・石井 将幸4・上野 和広4

¹正会員 オリエンタル白石株式会社 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神4-2-31) E-mail:naoki.horikoshi@orsc.co.jp

²正会員 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 (〒103-0027 東京都中央区日本橋1-13-1) E-mail:komori.8fs.atsuya@nscm.nipponsteel.com

²正会員 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 (〒103-0027 東京都中央区日本橋1-13-1) E-mail:suzuki.s7h.nobuaki@nscm.nipponsteel.com

³正会員 国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台2-1-6) E-mail:mitsuhi@affrc.go.jp

⁴正会員 島根大学 学術研究院 環境システム科学系(〒690-8504 島根県松江市西川津町1060) E-mail:ici@life.shimane-u.ac.jp

⁴正会員 島根大学 学術研究院 環境システム科学系 (〒690-8504 島根県松江市西川津町1060) E-mail:uenok@life.shimane-u.ac.jp

水路トンネルの無筋コンクリート覆工を対象とした補強工法開発において,実物大試験体を用いた載荷 試験を実施し,最適な補強量,補強範囲を検証した.覆工コンクリートの形状は,水路トンネルで実績の 多い馬てい形とほろ形とし,補強材は炭素繊維ストランドシートおよび樹脂モルタルを用いた.載荷試験 ではトンネル頂部背面の空洞や覆工コンクリートのひび割れを再現するとともに,ひび割れ補修の有無や 覆工厚さを設定した.また,炭素繊維ストランドシートの補強量や補強範囲,インバート基部に発生する 引張域へのアンカー配置等,試験体によって異なる補強を行い,耐荷性能および変位抑制性能を評価した.

Key Words : Waterway tunnel, CFRP strand sheet, Ceramic mixed epoxy resin mortar, Repair reinforcement

1. はじめに

我が国の基幹的農業用水路は約50,000kmあり,そのう ち水路トンネルは,約2,000kmが整備されている.建設 から50年以上経過した水路トンネルも多く,その覆エコ ンクリートにおいて様々な変状が報告されている.特に, スプリングライン付近のトンネル軸方向に伸びるひび割 れは、トンネル頂部背面の空洞の影響によって生じた可 能性が指摘されている¹⁾.水路トンネルの覆エコンクリ ートは無筋部材で構築されたものが多く,ひび割れを放 置した場合は,通水性能の低下やトンネル崩落などの安 全性喪失リスクが懸念される.このような変状に対し, これまで多数の補修補強材料,工法が実用化されている が、水路トンネル特有の課題である耐摩耗性能やトンネ ル背面からの湧水処理などについては、さらなる対応が 求められていた.

本研究では、ひび割れを有する水路トンネルの補強対 策として、先ず水路トンネルへの要求性能を満足する補 強材料を開発した². この補強材料は、ストランドシー ト(以下、CFSSという)を引張材、セラミック混合型 エポキシ樹脂モルタル(以下、樹脂モルタルという) を結合材とする複合材料であり、コンクリート橋の床版 補強等で多数実績のある補強材料を水利施設へ適用でき るよう改良したものである.

また、CFSSおよび樹脂モルタルを組み合わせた覆工 コンクリートに対する補強効果を評価するため、実物大 トンネル試験体を用いた載荷試験を実施した.補強工法 の幅広い適用を念頭におき、載荷試験での覆エコンクリ ートの状況として、補強前のひび割れの有無や覆エコン クリートの厚さを設定した上で、補強範囲や補強量を変 化させ、耐荷性能や変位抑制性能の比較を行った.本稿 では、実物大トンネル試験体を用いた載荷試験で得られ た補強材の補強効果、最適な補強方法について述べる.

2. 試験体

(1) 形状

試験体の形状は、馬てい形およびほろ形を対象とした. 覆エコンクリートは無筋コンクリート部材とし、最外縁 の高さおよび幅は2300mm、トンネル軸方向長さ300mm で製作した.覆エコンクリートの厚さは250mmを標準と し、トンネル建設時のコンクリート充填不足を模擬した トンネル頂部の厚さが183mmの試験体も製作した.トン ネルスプリングラインから、トンネル頂部で183mmに擦 り付くよう、覆工外側の曲線を変化させた.また、覆エ コンクリートの初期損傷として、スプリングライン付近 などにひび割れを発生させた試験体も設定した.

(2) 補強方法

ジ ャッキNE

補強材はCFSS(設計厚さ0.333mm×シート幅250mm, 600g/m²,弾性係数245kN/mm²)を基材とし,結合材とし て樹脂モルタルを7mm程度の厚さで塗布した.CFSSの 補強量は,引張鉄筋比換算でコンクリート断面に対し 0.2%(CFSS1層)または0.4%(CFSS2層)に設定した. CFSSの外観を図-1に示す.

また、CFSSの必要定着長を評価するため、補強範囲 はインバートを除く覆エコンクリート内面全周に加え、 スプリングライン付近から下側へ3種類の定着長

(100mm, 160mm, 240mm)を設定し、トンネル覆工の 上半分を補強した。樹脂モルタルはこれらのCFSSの設 置範囲によらず、インバートを除く覆工内面全周に塗布 した. さらに、インバート両端部にアンカー筋(D16 (SD345)、L=500mm)を各1本配置する試験体を設定

> 8 測点No.

補強範囲

と周の場合)

<u>52</u> 固定(反力壁)

2300

馬てい形

した.

補強の施工手順は、コンクリート表面へのプライマー 塗布→樹脂モルタル塗布→CFSS配置→樹脂モルタル塗 布の順で行い、樹脂モルタルは左官施工とした. CFSS は、2分割したものを頂部付近で100mmの長さで重ね合 わせた. 初期損傷としてひび割れを発生させた試験体に ついては、先ずエポキシ樹脂注入材によるひび割れ補修 を行った後に、補強を実施した. インバート基部のアン カー筋は、無補強状態での載荷が終了後に覆エコンクリ ートを削孔し、アンカー筋を配置、セメント系材料を注 入して一体化した.

(3) 測定項目

載荷試験中の測定項目は、載荷荷重、変位、ひずみと し、変位は覆エコンクリート外面の法線方向を測定した. ひずみはコンクリート、CFSS、樹脂モルタルの各表面 のトンネル周方向を測定した. CFSSが2層となる補強試 験体のひずみゲージは、覆エコンクリート表面から遠い 側に配置されるCFSSへ設置した.載荷および測定位置 を図-2に示す.

載荷荷重は、ジャッキが複数ある場合は平均値を示す. プラスの変位は覆エコンクリート内側への変位、プラス のひずみは引張を示す.試験体の破壊の判定(破壊荷 重)は、無補強試験体ではひび割れが生じ荷重増加しな くなった時点とした、補強試験体は補強層(CFSSおよ





図-1 CFSS 外観

び樹脂モルタル)が剥離した時点とした.

(4) 載荷方法

トンネル試験体は、平坦な床上に摩擦低減に配慮した 薄鉄板を設置し、その上にセットした.載荷は油圧式ジ ャッキ(最大荷重500kN/本)を用い、手動ポンプによっ て各ジャッキの荷重が均等になるよう調整しながら漸増 載荷した.ジャッキ反力は床に固定したコンクリートブ ロックで受ける構造とし、インバート底版は全面を反力 壁で受け持たせた.

初期損傷を有する試験体は,先ず無補強の状態で載荷 を行い,ひび割れを発生させた.

載荷位置はトンネル頂部背面の空洞を模擬し,斜め部 (ジャッキ2本) +水平部(ジャッキ2本)を標準とした. また,一部の試験体ではゆるみ土圧を模擬し,トンネル 頂部のみなど載荷位置を変化させた.載荷は補強層が剥 離し荷重増加できなくなるまで継続した.載荷試験の状 況を図-3に示す.

(5) 種類

載荷試験体の種類を表-1に示す。また,各試験体の記 号の意味は以下の通りである.基本となるS1,S2試験体 は,馬てい形断面,覆工厚さ250mm,補強層の範囲はイ ンバートを除く内面全周,載荷方向は斜めおよび水平方



図-3 載荷試験状況

向とするが、追加記号によって形状や補強等が変化する.

S1: CFSSを1層配置する. 初期損傷なし.

S2: CFSSを2層配置する. 初期損傷なし.

- c:初期損傷あり.
- r:インバート基部にアンカー筋を配置.
- t:トンネル頂部の覆工厚が183mm.
- L0: CFSS定着長が測点4, 12から下側に100mmまで...
- L1: CFSS定着長が測点4, 12から下側に160mmまで.
- L2: CFSS定着長が測点4から下側に240mmまで.
- V:載荷荷重が頂部(ジャッキ1本).
- H:載荷荷重が水平方向(ジャッキ2本).
- D:載荷荷重が上部斜め方向(ジャッキ2本).
- ホ:ほろ形断面

また,無補強の状態は,上記記号と無または無補強を 組み合せて示した.L0,L1およびL2のCFSSは覆工上側 に設置し,その定着長は,載荷時曲げモーメントが最大 でひび割れ発生が想定される位置(測点4,12)からの 値である³.アンカー筋,覆工厚183mm,CFSS定着長に 関する概要を図-4に示す.

- (6) 要素試験
- a) コンクリート物性

試験体の基礎物性として、載荷時のコンクリートの圧 縮強度および静弾性係数を測定した. 圧縮強度試験は





覆エコンクリート				補強種類						
				CFSS 1 層				CFSS 2 層		
断	厚さ	初期	載荷			定着長	定着長			定着長
面	mm	損傷	方向	그는 /티J	アンカー筋	100mm	160mm	土/町	アンカー筋	240 mm
	250	t > 1		S1	-	-	S1-L1	-	-	S2-L2
馬	183	40	斜め,水平	S1t	-	_	S1t-L1	-	-	S2t-L2
て				S1c	S1c-r	_	_	S2c	S2c-r	_
い	250	あり	頂部	S1c-V	_	_	-	S2c-V	_	_
形			頂部,斜め	S1c-VD	-	-	-	-	_	_
		なし	斜め	-	_	S1-L0-D	-	_	_	_
ほ	250	あり	水平, 斜め	朩S1c	-	-	-	-	_	_
ろ			頂部	示S1c-V	_	_	_	_	_	_
形			頂部,水平	_	_	_	_	朩S2c-VH	_	_

JIS A 1108に準拠し,静弾性係数は JIS A 1149に準拠した. 測定結果(すべての試験体平均値)は,圧縮強度で 35.9N/mm²,弾性係数24.1kN/mm²となった.また,補強 を行う試験体については,覆エコンクリート表面の水分 量を道路橋床版水分計(HI-100)を用いて測定した.コ ンクリートの水分量は,いずれの試験体において2.2%~ 3.9%を示し,補強層設置時に用いるプライマー塗布の際 の水分量の管理値10%以下を満足した.

b) 補強層の付着性状

CFSSを用いた補強を行う際,同条件で製作した接着 試験用試験体で接着強度試験を行った.接着試験は JSCE-E-5451に準拠した.基材となるコンクリート板試 験体は300×300×60mmの寸法とし、トンネル実物大試 験体と同一のコンクリートを用いて製作した.補強層は, CFSSおよび樹脂モルタルの構成とした.接着強度の規 格値は1.5N/mm²であり、本試験の結果は最大値4.5N/mm², 最小値2.1N/mm²,平均値2.8N/mm²であり、コンクリート と樹脂モルタルにおいて良好な接着強度が確認された. また、すべての試験体について基材のコンクリート部で 破壊し、コンクリートと補強層間での剥離は観察されな

かった

3. 載荷試験の結果

(1)馬てい形

a) 初期損傷の有無による補強効果

S1およびS1c試験体における覆工内面の変位と荷重の 関係を図-5に示す.S1c試験体の初期損傷導入時である 無補強試験体は.80kNで覆エコンクリートにひび割れ が発生し,破壊荷重は98kNとなった.破壊時の変位は トンネル頂部で覆工外側へ2.6mm,水平ジャッキ部で覆 工内側に1.3mmとなった.

CFSS1層で補強したS1c試験体は90kNで新規ひび割れ が発生し、238kN(無補強の2.4倍)で補強層の剥離が生



図-5 荷重-変位の関係

じた. 破壊荷重時の変位は、トンネル頂部で7.7mm,水 平ジャッキ部で3.9mmとなった.

初期損傷のない状態で補強を施したS1試験体は, 100kNでひび割れを生じ,217kN(無補強の22倍)で補 強層が剥離した,トンネル頂部および水平部の最大変位 は6.6mm, 3.0mmとなった.

無補強試験体の破壊荷重98kNにおける,無補強,Slc およびSl試験体の変位の比較を図-6に示す.変位はトン ネル頂部(測点8)および水平ジャッキ部(測点4,12) で大きくなり,各測点において,無補強,Slc,Sl試験 体の順に変位は抑制された.特にトンネル頂部の測点8 においては,無補強試験体の変位2.6mmに対し,初期損 傷のあるSlc試験体は1mm(無補強の38%),初期損傷 のないSl試験体は0.4mm(無補強の15%)の変位抑制効 果が得られた.

ひび割れおよび剥離状況を図-7に示す.ひび割れは, 水平ジャッキ(N, S)部および斜めジャッキ(NE, SE))部では覆エコンクリートの内側に,トンネル頂部およ びインバート基部では,覆エコンクリートの外側に発生 した.無補強試験体では,ひび割れ本数は8本であった が,補強後のS1c試験体では,破壊荷重時で11本の新規 ひび割れが発生した.S1試験体は15本程度に分散した.

SlcおよびSl試験体の結果より、初期損傷の有無に関わらず、無補強に対して耐荷性能の向上、ひび割れ分散および変位抑制効果が得られることが確認された.

b) 補強種類による補強効果

CFSSの設置層数を1層,2層に変えたS1cおよびS2c試験 体およびそれらのインバート基部にアンカー筋を設置し たS1c-rおよびS2c-r試験体の荷重-変位の関係を図-8に示 す.S1cおよびS2c試験体は、どちらも90kNで新規ひび割 れを生じ、破壊荷重も238kNおよび230kNとほぼ同等 (無補強の2.3~2.4倍)であった、

アンカー筋を有するSlc-r試験体は120kNで新規ひび割 れを生じ、211kN(無補強の2.2倍)で補強層が剥離した. 同じくS2c-r試験体は140kNで新規ひび割れを生じ、



図-6 変位の比較(初期損傷の有無)

26 - 4



275kN (無補強の2.8倍) で補強層が剥離した.

補強を施したいずれの試験体とも、新規ひび割れ本数 は10~18本の範囲であり、発生箇所に大きな差異は見ら れなかった.アンカー筋を設置することで、ひび割れ発 生荷重を大きくできることが確認された.また、その効 果はCFSS1層よりも2層の方が優れる結果となった.

無補強試験体の破壊荷重98kNにおいて,無補強, Slc, S2c, Slc-およびS2c-式験体の変位比較を図-9に示す. 変位はトンネル頂部(測点8)および水平ジャッキ部

(測点4, 12) で大きくなっている. 全体的に無補強試 験体に対し、補強を施した試験体の変位は抑制された. 補強を施した試験体における変位は、覆エコンクリート 左右で差が見られるが、トンネル頂部(測点8)では、 概ね同等となった. 測点8の変位は、無補強試験体の変 位2.6mmに対し、CFSSを1層設置した S1c試験体は1mm

(無補強の38%), CFSSを2層摂津したS2c試験体は
1.2mm(無補強の46%)となり抑制効果が得られた.同様に,アンカー筋を配置したS1c-rおよびS2c-r試験体の変位も1mmおよび1.2mmとなり,変位抑制効果が確認された.

c) CFSS定着長の違いによる補強効果

CFSS定着長が160mmのS1-L1試験体は,80kNでひび割 れが発生した,その後,196kNでCFSSの端部付近の樹脂 モルタルが破断したが、載荷荷重は増加し250kNで補強 層が剥離(無補強の2.6倍)した.CFSSを全周設置した S1試験体の破壊荷重217kNよりも1.2倍大きくなった.

CFSSを2層に増やし定着長も240mmまで伸ばしたS2-L2 試験体は、90kNでひび割れが発生した. その後、160kN および200kNでジャッキNおよびS側のCFSS端部付近の樹 脂モルタルが破断した. 破壊荷重は345kN(無補強の3.5 倍)であり、S1試験体に比べて1.6倍となったが、トン ネル頂部で圧壊と見られる脆性的な破壊が生じた.

無補強試験体の破壊荷重98kNにおいて,無補強,SI,SI-L1およびS2-L2試験体の変位比較を図-10に示す.無補 強試験体に対し,全体的に補強を施した試験体の変位は 抑制された.補強を施した試験体の変位は,覆エコンク リート左右で偏りが見られるが,トンネル頂部(測点 8)の変位は,無補強試験体の変位2.6mmに対し,SI-L1,S2-L2ともに0.6mm(23%)となり,変位抑制効果が確認 された.全周補強したS1試験体の抑制効果15%(対無補 強)よりは小さい効果となった.

しかしながら、S1-L1およびS2-L2試験体は、樹脂モル タル破断によってCFSS補強端部がヒンジ化し、側壁基 部のヒンジ化と併せ、覆エコンクリート全体の構造剛性 が低下した。通常3ヒンジまでなら構造剛性が保たれる ため、本試験体のようなヒンジの追加発生は好ましくな



く、ヒンジの発生を計3箇所(側壁基部2箇所,頂部1箇 所)に抑えられる全周補強が適切な補強と判断した。

d) 覆工厚の違いによる補強効果

トンネル頂部の覆工厚を183mmと薄くした無補強-t試験体は,80kNでひび割れが生じ88kNで破壊となった. S1c試験体の無補強時と比較して,破壊荷重は大差ないが,側面およびトンネル頂部の破壊時の変位は70%程度小さくなった.

覆工厚183mmに全周補強を施したSlt試験体は,90kN でひび割れが生じ,194kNで剥離(無補強+tの2.2倍)した.CFSS定着長が160mmのSlt-L1試験体は,80kNでひび 割れが生じ,128kNでCFSS端部付近の樹脂モルタルが破 断,268kNで剥離(無補強+tの3.0倍)した.剥離時はト ンネル頂部のコンクリートが覆工外側へ弾き飛ぶ破壊形 態となった.この時のトンネル頂部のひずみ(測点8, 樹脂モルタル)は5000μを超えており,補強層との付着 により一体化されたコンクリートが終局ひずみに達し, 圧壊した可能性がある.S2t-L2試験体は60kNでひび割れ が生じ,167kNでCFSS端部付近の樹脂モルタルが破断, 226kNで剥離(無補強+tの2.6倍)した.

無補強+試験体の破壊荷重88kNにおいて,無補強+t, Slt, Slt-LlおよびS2t-L2試験体の変位比較を図-11に示す. 各試験体の変位は,覆エコンクリート左右で偏りが見ら れるため,トンネル頂部(測点8)の変位で評価すると, 無補強+試験体の1mmに対し,CFSSを全周設置したSlt試 験体は0.7mm(無補強+の70%),CFSSを途中定着した Slt-LlおよびS2t-L2試験体は0.8mm(無補強+の80%)とな り.補強による変位抑制効果を確認した.しかしながら, Slt-LlおよびS2t-L2試験体は,載荷中の樹脂モルタル破 断が確認され,前節c)同様,ヒンジ数増加の理由から好 ましい補強方法でないと判断した.

e) 載荷方法の違いによる補強効果

ゆるみ土圧の状態を模擬し、トンネル頂部側からジャ ッキ1本で載荷した無補強状態のSlc-無VおよびS2c-無V 試験体は、63kNおよび70kNでひび割れを生じ、破壊荷



重は78kNおよび87kNとなった.

補強したSlc-VおよびS2c-V試験体は, 80kNおよび 120kNでひび割れを生じ, 125kNおよび147kNで補強層が 剥離した

S1c-無V試験体の破壊荷重におけるS1c-無V, S2c-無V 試験体の破壊荷重におけるS2c-無Vの変位比較を図-12に 示す.補強した試験体は全体的に変位の抑制が見られ, トンネル頂部(測点8)の変位で評価すると, S1c-無Vの 0.8mmに対しS1c-V試験体は0.5mm(S1c-無Vの63%), S2c-無Vの1mmに対しS2c-V試験体は0.5mm(S2c-無Vの 50%)となり.補強による変位抑制効果を確認した.

トンネル頂部側から斜め方向ジャッキにより載荷した S1-LO-D試験体は、250kNでひび割れを生じたが、ジャッ キ能力の限界(500kN)まで載荷しても補強層は剥離し なかった.また、無補強状態のS1c-無VD試験体は、 120kNでひび割れが生じ、破壊荷重は220kNとなったが、 補強を施したS1c-VD試験体は260kNで新規ひび割れが生 じたものの、ジャッキ能力の限界(500kN)まで載荷し ても補強層は剥離しなかった.斜め方向の載荷条件が卓 越する場合は、破壊に至らないケースもあることが確認 された.



図-12 変位の比較(ゆるみ土圧)

26 - 6

(2)ほろ形

a) 初期損傷あり時の補強効果

ホS1c試験体は、無補強の状態では50kNでひび割れを 生じ,破壊荷重は80kNとなった.ひび割れは,馬てい 形と同様、水平ジャッキ部および斜めジャッキ部では覆 エコンクリートの内側に、トンネル頂部およびインバー ト基部では、覆エコンクリートの外側に発生した. 補強 後の新規ひび割れ発生荷重は50kNとなり、147kN(ホ Slc-無の1.8倍)で補強層の剥離が生じた.

ホSlc-無試験体の破壊荷重80kNにおけるホSlc試験体 との変位の比較を図-13に示す.全体的に補強した試験 体は変位の抑制が見られ、トンネル頂部(測点8)の変 位で評価すると、ホSlc-無の3.5mmに対し、ホSlc試験体 は1.6mm (ホSlc-無の46%) となり. 補強による変位抑 制効果を確認した.

b) 載荷方法の違いによる補強効果

ゆるみ土圧の状態を模擬し、トンネル頂部側からジャ ッキ1本で載荷した無補強状態のホSlc-無V試験体は、 66kNでひび割れを生じ破壊荷重は76kNとなった.補強 したホS1c-V試験体は、100kNでひび割れが生じ113kNで 剥離した.ホSlc-V試験体は、ホSlc-無V試験体の破壊時 において69%の変位発生となった(測点8). さらに, CFSS補強層を2層にし水平方向ジャッキを追加したホ S2c-無VH試験体は、70kNでひび割れを生じ破壊荷重は 83kNとなった、補強後のホS2c-VH試験体は、170kNでひ び割れを生じ308kNで補強層が剥離した。ホS2c-VH試験 体は、ホS2c-無VH試験体の破壊時において33%の変位発 生となり(測点8),補強による変位抑制効果を確認し た.

4. 補強層の剥離について

CFSSおよび樹脂モルタルによって補強を施した試験 体は、破壊荷重の向上および変位抑制効果が確認された.











26 - 7

覆エコンクリート頂部背面の空洞を模擬した馬てい形試 験体の破壊荷重は、無補強状態に比べて2.2~3.0倍増加 した. 同様に変位抑制効果の割合は、トンネル頂部の覆 工厚が250mmの試験体では54~85%, 覆工厚が183mmの 試験体では20~30%となった.

試験体の破壊形態は、ほとんどが補強層の剥離による ものであり、試験体数の多い馬てい形試験体では、左右 どちらかの斜めジャッキ部の補強層が剥離するケースが 多く見られた. ここでは、覆工コンクリート頂部背面の 空洞を模擬した馬てい形試験体の補強層のひずみに着目 し、剥離との相関を検討した.

図-14は馬てい形とほろ形断面において、斜めおよび 水平部に載荷を行った試験体のひずみ (CFSS, 樹脂モ ルタルおよびコンクリート)と破壊荷重の関係を示した ものである、各材料のひずみは、補強層が剥離した領域 から最大値を抽出したものである.荷重が150kN程度以 上の領域において、各材料のひずみが1000 µ 程度を超え たあたりから、剥離発生が増加している. また、CFSS の層数や覆工厚の違いによる差異は見られなかった.

また、図-15は同試験体において剥離時の変位(頂部 方向/水平方向)の比率を算出し破壊荷重との関係を示 したものである. 値が大きいほどトンネル断面が縦長に

なっていることを示す.この変位比率は、馬てい形およびほろ形試験体において1.5~3.0の範囲となり、特に覆工厚が250mmの馬てい形試験体は、平均で2.1程度となった.

上記の検討結果はトンネル周方向のひずみに基づくも のであるが、補強後の実構造物のひずみや変位を補強前 と比較できるようなケースでは、維持管理時における補 強工法の状態や耐荷性能を評価できる可能性がある.た だし、補強層の剥離メカニズムは、覆工に対して法線方 向の付着強度なども影響することに留意が必要である. さらに、耐荷性能や変位抑制性能は、補強材と既設構造 物との付着特性に加え、補強材の引張剛性が大きく影響 することにも留意が必要である.なお、本研究で用いた CFSSの引張剛性は81.6kNであり、水路トンネル補強の従 来工法として多数実績のある、炭素繊維グリッドとポリ マーセメントモルタルを組み合わせた補強工法の引張剛 性(100kN、補強材断面積100mm²の場合)と同等である.

5. 結論

馬てい形およびほろ形断面の農業用水路トンネルに対 する補強として、CFSSおよび樹脂モルタルを組み合わ せた工法適用にあたり、以下の事項が明らかとなった.

- (1) CFSSおよび樹脂モルタルを用いた補強工法は、馬て い形およびほろ形の覆工コンクリートに対し補強効果 を発揮することができる.
- (2) 覆エコンクリート頂部の背面空洞がある状況においては、覆エコンクリートのひび割れの有無に関わらず、

本補強工法を適用することで耐荷性能および変位抑制 性能は向上する.

- (3) CFSSおよび樹脂モルタルによる補強では、インバートを除く覆エコンクリート全周を対象にCFSSを1層設置すれば、無補強状態に比べて耐荷性能は最大3倍向上し、変位は最大85%抑制することができる.
- (4) 覆エコンクリートの周方向において、樹脂モルタル を内面全周に塗布し、かつCFSSを途中定着する場合、 荷重の作用状況によっては樹脂モルタルが破断することに留意が必要である。
- (5) ゆるみ土圧の状況におかれる水路トンネルに対して も、本補強工法は有効である.

謝辞:本研究は,農林水産省官民連携新技術研究開発事業新規研究開発課題「無筋コンクリート水路トンネル覆 工に最適化した補強工法の開発」によって実施しました.

参考文献

- 1)森 充広,浅野 勇,渡嘉敷 勝,西原正彦:トンネルの構 造的安全性に関する研究動向~変状事例に基づく考察~,pp 31~76,農村工学研究所技報 第214号,2013
- 2) 農林水産省:無筋コンクリート水路トンネル覆工に最適化した補強工法の開発研究成果報告書,2020
- 3) 鈴木宣暁,小森篤也,森 充広,川上昭彦,堀越直樹,石井 将幸: CFRP ストランドシートとコンクリートとの付着特性, pp546~547,H30 農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 2018

(Received September 10, 2021)

OPTIMIZATION OF REINFORCEMENT METHOD FOR WATERWAY TUNNEL WITH LOAD RESISTANCE EVALUATION

Naoki HORIKOSHI, Atsuya KOMORI, Nobuaki SUZUKI, Mitsuhiro MORI, Masayuki ISHII and Kazuhiro UENO

In the development of reinforcement method for plain concrete lining of waterway tunnels reinforcement extent and area was examined with full scale specimens. A cavity on the outer surface of the tunnel crown and cracks in lining concrete were considered on experiments, and reinforcement effect was confirmed for various situations of cracks and thickness of concrete lining. Load bearing capacity and deformation suppressing performance were evaluated, changing the extent and area of CFRP strand sheet and embedding reinforcement bar into the tunnel invert where the application of CFRP strand sheet is difficult. Obtained results showed that the reinforcement with CFRP strand sheet and resin mortar could significantly improve load-resistant capacity and deformation suppressing performance of plain concrete lining of waterway tunnels in case of appropriate extent and area of reinforcement.