

一般国道239号落合橋の架替えについて

網走開発建設部 興部道路事務所 工務課 ○武藤 翔吾
工務課 今野 昭二
計画課 鈴木 信

落合橋は、一般国道239号西興部村において供用中の二級河川興部川を渡河する建設後43年経過した単純鋼桁橋である。本橋は固定側橋台が底版前面の河川洗堀により傾斜し、その影響で可動側橋台に遊間異常が生じていた。対策工を比較検討した結果、補修工に比べ維持管理及び経済性で有利である架替えとした。

本発表は変状した落合橋における対策工の検討および施工状況について報告する。

キーワード：健全度、維持・管理、設計・施工

1. まえがき

落合橋は、一般国道239号 西興部村において供用中の二級河川興部川を渡河する河川橋である。本路線は道北圏とオホーツク圏を結ぶ地域の物流、観光を担う重要な幹線道路であり、落合橋は西興部村市街地から約5km興部町側に位置する。本橋では、橋梁定期点検と橋梁診断に基づき、部材の損傷程度を踏まえ、完成後の維持管理を総合的に考慮することとし、予防保全に向けた橋梁補修計画を行った。この結果、補修案と比較してイニシャルコスト、ライフサイクルコスト（以下「LCC」に省略）において有利となる「架替案」を採用することとした。

本論文では、落合橋の架替え検討および施工状況について報告する。



図-1 橋梁位置図

2. 現況の諸元

(1) 橋梁諸元

落合橋の橋梁諸元は、以下のとおりである。

- ① 上部構造：単純合成鋼桁（一等橋）
- ② 下部構造：逆T式橋台（直接基礎）
- ③ 橋長：40.6m（斜角90°、支間長40.0m）

- ④ 有効幅員：8.50m
- ⑤ 供用：昭和43年8月（S39道示準拠）

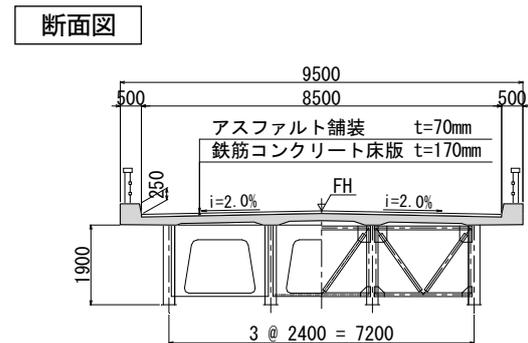
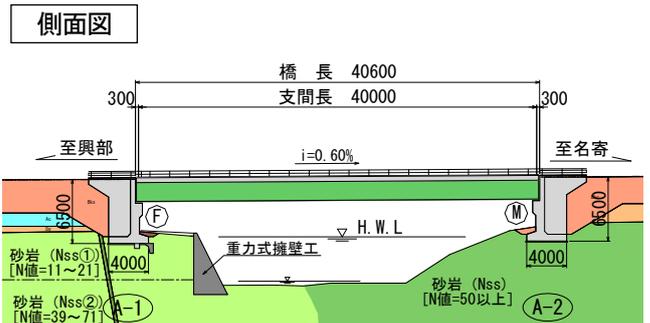


図-2 橋梁概要図

(2) 地質状況

架橋地点の地質は、粘性土層(Ac)、礫質土層(Dg)及び西興部層と称する砂岩(Nss)で構成される。岩盤層は地表より凡そ6~8m以深に確認されるが、固定側のA-1と可動側のA-2で性状が異なる。A-2側においては、N値50以上の安定した強度の岩盤が確認されているが、一方のA-1側においては、岩盤上層部のN値にばらつきがあり、11~21程度を示しており、凡そ深度が5.0mを超えた深さよりN値50以上の安定した強度の岩盤が確認されて

いる。

(3) 劣化・損傷の状況

平成21年度に実施した橋梁点検において「対策区分C」および「対策区分B」の損傷ランクは、以下のとおりである。

表-1 対策ランクー一覧

対策区分	部材名	損傷名
C	橋台胸壁(A2)	コンクリートの剥離
	伸縮装置(A2)	遊間異常
B	床版	鉄筋露出
		ひびわれ・遊離石灰
	橋台	ひびわれ、うき
		流水跡
	支承	傾斜(A2)
		モルタル割れ
	防護柵	腐食
地覆(下面)	剥離鉄筋露出	

本橋では、対策区分Cと対策区分Bの補修計画を実施することとした。なお、本文では架替えに至った対策区分Cについて重点的に報告する。

3. 橋台の変状

(1) 変状の状況

対策区分Cの損傷は、①A-2橋台の胸壁のコンクリートの剥離、②A-2側伸縮装置の遊間異常である。胸壁の剥離は、上部工が終点側に押し付けられることで、橋台地覆側面にせん断クラックが生じている(写真-1)。



写真-1 A-2胸壁のコンクリート剥離

伸縮装置には、定着部のひび割れ等の損傷は見られないが、フェイスプレートが橋台側に食い込み、約15mmの段差が生じている(写真-2)。



写真-2 A-2側伸縮装置の段差

また、主桁が終点側に移動し、可動支承のピンチプレ

ートが約36mm移動している(写真-3)。

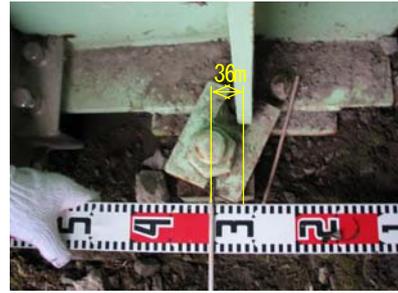


写真-3 A-2側支承の移動

これらのA-2側の変状は、上部工が終点側に移動したことが要因と推定されることから、A-1橋台側の現地調査を実施した。この結果、A-1側の支承には変状が生じておらず、A-1橋台の堅壁が約1度、A-2側に傾斜していたことから、A-1橋台の基礎または堅壁が変状したものと想定された。傾斜の要因には、以下の構造的要因が推定される。

- ① 地震力、土圧力等の作用による橋台堅壁の変状
- ② 支持地盤の地耐力低下による橋台基礎の変状

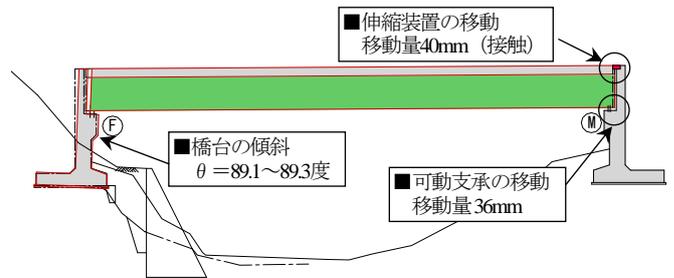


図-3 落合橋の変状概要図

遊間異常、伸縮装置の異常は、建設してから平成5年(橋梁点検)までの期間において変状していないため、平成5年~平成13年(橋梁点検)に変状が生じたものと推定された。また、平成13年と平成20年の橋梁点検結果を比較した結果、変状の進行が確認された。

(2) 橋台の耐荷力

1) 堅壁の耐荷力

堅壁の照査は、現行基準(H14道示)に基づき部材の応力照査を実施した。この結果、全ての荷重状態において許容応力度以下となっており、現状においてひび割れ等の変状が見られないことから、堅壁部材は健全であると判定した。

表-2 堅壁の応力度照査結果

荷重状態	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
	計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	3.1	7.0	88.0	160	OK
地震時	7.1	10.5	278.9	300	OK

2) 基礎の安定

A-1橋台は、平成13年以前の大雨で河川が増水し、底版前面の地山が洗堀されていたことから、重力式擁壁による対策が実施されていた。洗堀の範囲は、底版の先端部分にもおよび、洗堀の進行防止するため置換えコンク

リートが実施されていた。

支持力の照査においては、洗堀が生じた置換コンクリートの部分には、鉛直力を有効に支持させることができないため、洗堀箇所を減じた有効載荷幅で照査した。

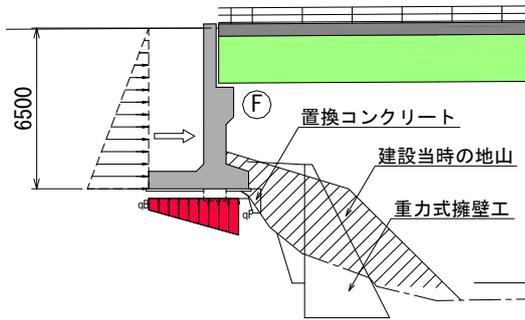


図4 洗堀後の支持力分布

なお、支持力の照査は、斜面上の直接基礎として許容支持力の低減を行った。計算の結果、河川洗堀なしの荷重状態では、地震時の支持力が超過しているが、常時状態においては、鉛直力が極限支持力以内である。一方、河川洗堀ありの荷重状態においては、常時、地震時ともに支持力の安全率が不足していた。

表-3 基礎の安定照査結果

照査項目	単位	河川洗堀なし		河川洗堀あり		
		常時	地震時	常時	地震時	
転倒	計算値	m	0.271	1.101	0.271	1.101
	許容値	m	0.667	1.333	0.667	1.333
滑動	計算値	—	3.38	1.12	3.38	1.12
	許容値	—	1.50	1.20	1.50	1.20
地盤反力	計算値	kNm ²	271	469	271	469
	許容値	kNm ²	400	600	400	600
鉛直支持力	計算値	kN	7,334	6,012	7,334	6,012
	極限值	kN	7,914	1,926	4,806	1,002
	許容値	kN	2,638	963	1,602	501
	安全率	—	1.08	0.32	0.66	0.17

※着色部は許容値が超過している項目を示す。

(3) 変状の要因

先述した変状の状況、橋台の耐力より、変状の要因およびA-2側のパラペット、伸縮装置、支承が変状したメカニズムを以下のとおり推定した。

① 変状した部位

橋台堅壁は、十分な耐力を有していることから、基礎地盤の支持力不足が要因であると推定される。

② 変状した時期

建設してから平成5年までは、遊間異常、伸縮装置の異常が見られないことから、洗堀が生じたのは平成5年以降である。

③ 変状の要因

建設当時の地山では、常時状態において安定計算上、転倒、滑動、支持力に対して安全率を有する。地震力が作用することで滑動した可能性も考えられるが、これまでに発生した地震が震度3が最大であることから、洗堀による支持力低下が要因であると推定される。

④ A-2側が変状したメカニズム

A-2側の胸壁、支承、伸縮装置の変状は、A-1橋台基礎の前方への傾斜により、上部工が移動することで損傷したものと推定した。

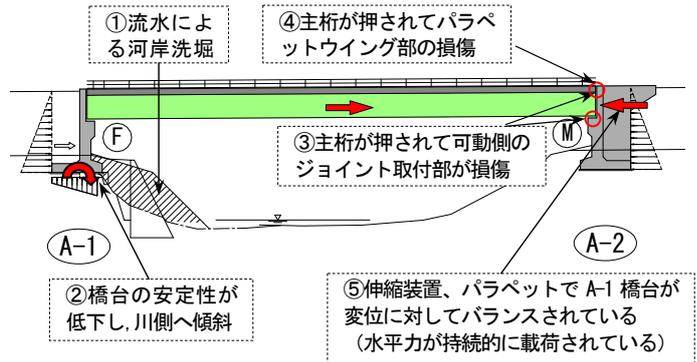


図5 変状のメカニズム

(3) 変状の評価

支持地盤の状態は、フーチング幅の約9割が極限支持力に達していることから、A-1橋台の安定性は、A-2橋台側のパラペット、伸縮装置等が荷重を分担することで安定し、今後も変状が進行する可能性が高いと考えられた。また、A-2側が抵抗していることから、伸縮装置、パラペットを単に補修すると、A-1基礎の傾斜の進行する可能性があった。

4. 補修計画

(1) 基礎の補修工法

対策工法は、大きく分けて「基礎の耐力増強」、「地盤の強固」、「荷重の軽減」の3種類に分類される。

A-1橋台のフーチング下面の地盤抵抗を考慮せずに、全鉛直力（死荷重および活荷重等）、全水平力（地震時水平力、土圧等）を基礎補強材に分担させて補強検討を行った。補修工法の比較検討結果を表4に示す。

表4 基礎の補修比較

	補強概要図	概算工費 (千円)	評価
増し杭+EPS案		56,000	◎
地盤改良案		71,000	△

この結果、経済性に優れる「増し杭+土圧軽減工法」を選定することとした。なお、増し杭工法、EPS工法単独では、補強の目的が達しないことから、増し杭工法とEPS工法を併用することとした。

(2) その他の損傷に対する補修工法

本橋における基礎の補強以外の補修箇所を表-5に示す。

表-5 その他の補修箇所に対する補修工法

部 位	損傷名	補修工法
A2 胸壁	コンクリートの剥離	パラペット打替え、桁端切断+断面補修
伸縮装置	遊間異常	伸縮装置の取替
床版	鉄筋露出	断面修復+防水層
	ひびわれ	防水層
A2 橋台	ひびわれ、うき	ひび割れ注入、断面修復
	流水跡	伸縮装置の取替
支承	傾斜 (A2)	支承の再設置
	モルタル割れ	モルタル打替、ひび割れ注入
防護柵	腐食	防護柵取替え
地覆	剥離鉄筋露出	断面修復
主桁	補修重量増加に伴う	主桁補強

(3) 補修と架替えの比較検討

本橋は、建設後40年以上経過している橋梁である。補修対策は、先述より増し杭+土圧軽減工法を選定した。しかしながら、増し杭工法は高価な工法であるため、架替え工法と補修工法を比較することとした。比較検討においては、建設後100年を考慮し、LCCによる比較検討を行った。比較検討によるLCCの評価を以下に示す。

- ① 初期コスト：補修補強の初期コストは約2.0億円となり、架替え費と同程度である。
- ② 維持コスト：塗装塗替が約20~25年経過しているため、今後10年後に再塗装を行う必要があり、LCCにおいて補修補強案が不利である。
- ③ 施 工：基礎補強は、施工実績が少なく既設の桁、下部工、重力式擁壁に対する安全対策を行う必要がある。

以上の事から、初期コスト、ライフサイクルコスト、施工性、構造の確実性を考慮し「架替え案」を選定することとした。

5. 架替え工事

(1) 新設橋の概要

新設する橋梁は、興部川の流下断面を満足し、河川洗堀の影響に配慮して橋梁計画を実施した。以下に新設橋の諸元を以下に示す。

- ① 上部構造：単純非合成鋼板桁 (B活荷重)
- ② 下部構造：逆T式橋台
- ③ 基礎構造：場所打ち杭基礎 (A-1) 直接基礎 (A-2)
- ④ 橋 長：43.2m(斜角65°, 支間長42.0m)
- ⑤ 有効幅員：8.50m

なお、A-1橋台の基礎は、岩盤の風化が無く、強度が安定して確認できる深さまで根入れを確保することとし、場所打ち杭基礎を採用することとした。

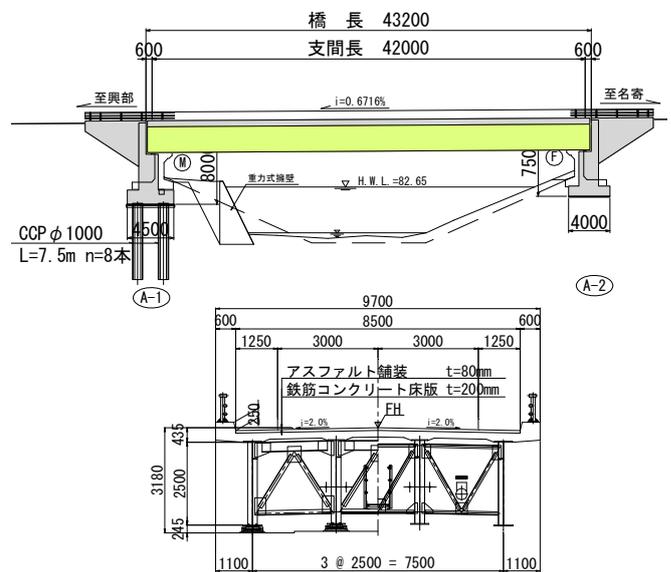


図-6 新設橋の概要図

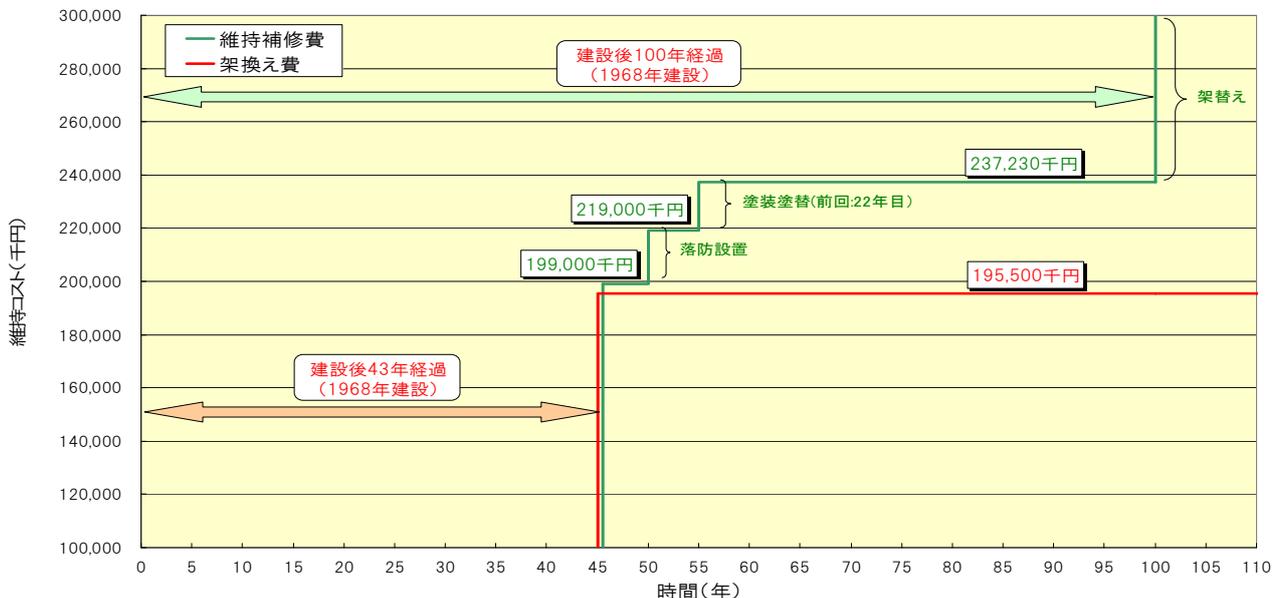


図-7 補修と架替えのLCC比較

(2) 施工手順

A-1橋台の傾斜は、A-2橋台のパラペット、伸縮装置が抵抗し、A-1橋台の変状の進行を食い止めている。また、過年度の点検結果より進行している可能性が考えられた。このため、A-2橋台の撤去は、A-1橋台の荷重を除去し、基礎を安定させてから施工しないと危険である。このため、図-8に示す施工手順で工事を行う必要があった。

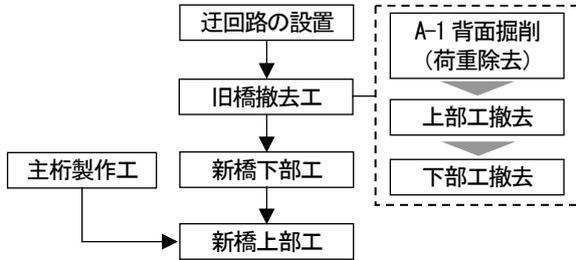


図-8 施工手順

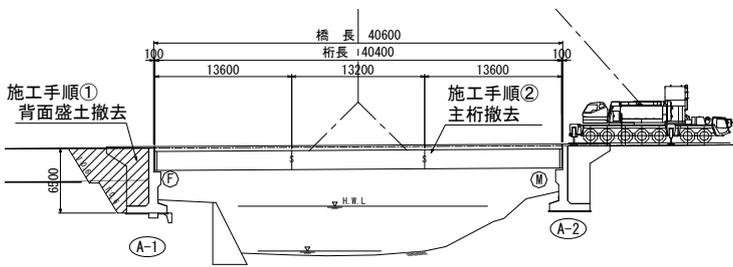


図-9 撤去概要図

(3) 施工工程

落合橋の工事は、平成24年9月から2ヵ年で工事を行うこととし、施工工程表を表-6に示す。

表-6 施工工程表

H24年/月	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
迂回路												
仮道工							設置					
仮橋工												
旧橋撤去												
上部工												
下部工												
新橋構築												
場所打杭												
橋台工												
主桁製作												

H25年/月	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
迂回路												
仮道工									撤去			
仮橋工												
新橋構築												
主桁架設												
床版地覆												
橋面・付帯												

※ 施工期間：H24.9～H25.12 (16ヶ月)

(4) 施工状況

1) 迂回路の設置状況

新橋の架替えを行うにあたって、現橋の下流側に迂回路を構築した。



写真-4 仮道の設置



写真-5 一般交通用仮橋の設置

2) 旧橋の撤去状況

旧橋の撤去は、床版撤去後に橋台背面を掘削し、主げたに作用している荷重を開放した後、主桁を撤去した。A-2橋台背面より400tクレーンで主桁を撤去した後、橋台は大型ブレイカーで解体した。



写真-6 A-1背面盛土の撤去



写真-7 床版の撤去



写真-8 主桁の撤去



写真-9 橋台の解体

3) 新橋下部工の設置状況

A-1橋台の施工は、場所打ち杭を全周回転式工法で打設した後、オープン掘削で橋台を構築する。



写真-10 場所打ち杭の打込み

4) 新橋上部工の製作状況

主桁製作は、平成24年度に下部工の施工している期間に施工する。なお、主桁の架設は平成25年度を予定している。



写真-11 主桁の製作

6. まとめ

落合橋の補修計画では、橋梁定期点検、現況の詳細調査に基づき、損傷原因の究明および確実な評価をすることにより、補修対策とその施工方法を明確にすることができた。本橋における対策工の比較結果は、架替え工法がライフサイクルコスト、イニシャルコストにおいて補修工法より有利であり、今後、安全に本路線を供用していくためには、予防保全の観点からも最適な方法であったと考える。

本橋は高度経済成長期に建設された橋梁であり、建設後50年以上経過した同様の橋梁は、北海道内においても数多く存在する。これらの橋梁を維持管理していくためには、点検、診断、評価が重要であり、今後も補修技術の向上およびコスト縮減に取り組んでいく所存である。

最後に本報告にご協力いただきました関係各位に感謝の意を表します。