

海上部橋脚及び地震時の構造系を変化させた P C連続箱桁の耐震補強設計

名古屋和史¹・石川義樹²・東田典雅³・齋藤正司⁴・下岡英智⁵・塩畑英俊⁶・宇山友理⁶

¹正会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部（〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8CSタワー）

²非会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部（〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8CSタワー）

³正会員 東日本高速道路株式会社 新潟支社 技術部（〒950-0917新潟市中央区天神1-1新潟プラウカ3）

⁴非会員 東日本高速道路株式会社 新潟支社 道路事業部（〒950-0917新潟市中央区天神1-1新潟プラウカ3）

⁵非会員 東日本高速道路株式会社 新潟支社 上越管理事務所（〒943-0173新潟県上越市大字富岡字引田1717-1）

⁶正会員 東日本高速道路株式会社 新潟支社 道路事業部（〒950-0917新潟市中央区天神1-1新潟プラウカ3）

1. はじめに

北陸自動車道（朝日 IC～糸魚川 IC 間）は、一般国道 8 号とともに、新潟県と富山県を結ぶ重要路線であり、大規模地震時に緊急輸送道路となることから、現行の道路橋示方書（以下、道示と略す）に基づいた耐震性能を確保すべく、耐震補強対策の計画・設計を進めている。本路線に架橋された親不知海岸高架橋（図-1、橋長 L=3373m）は、厳しい塩害環境にあるほか、起終点側のトンネル隣接区間では、国道、鉄道、河川に近接するため、耐震補強対策を実施する際に、以下に示す設計・施工上の制約条件が多い橋梁となる。①気象・海象条件から夏期（準備工を含む施工可能期間 4～10 月の 7 ヶ月間）の施工に限定される。②起終点側のトンネル隣接区間は、国道 8 号、鉄道、河川に近接する。

③H10～13 年度には波浪対策としてプレキャスト埋設型枠による耐摩耗層の補修工事が行われており、橋脚耐震補強後においても波浪や塩害に対する耐久性を確保する必要がある。④一部の区間において海上部の橋脚となるほか、全長に渡って塩害対策区分は S 区分となる。

本稿では「上り線 P4～P7 区間（図-2、写真-1）を代表区間とした海上部橋脚の急速施工と耐久性を両立した橋脚耐震補強設計」、および「下り線 P81～A2 区間（図-3、写真-2）の PC3 径間連続箱桁橋において、交差する国道への影響を最小限に抑えとともに、鉄道に近接する P83 橋脚の巻立て補強を回避するために地震時の構造系を変更した橋全体系の耐震補強設計」について報告する。



図-1 親不知海岸高架橋 位置図

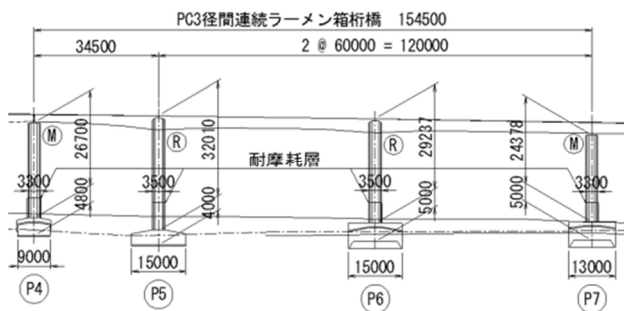


図-2 上り線P4～P7区間現況一般図

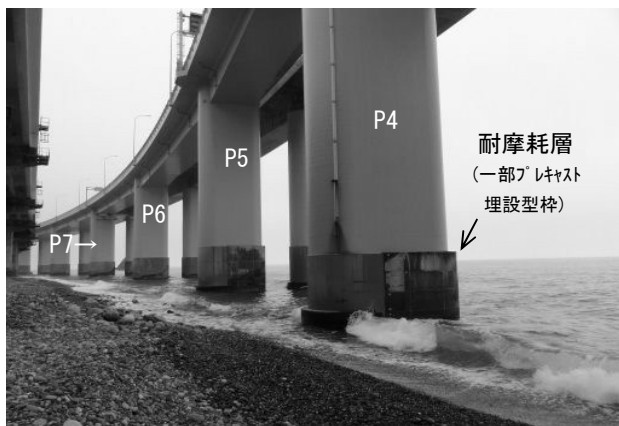


写真-1 上り線P4～P7区間現地状況

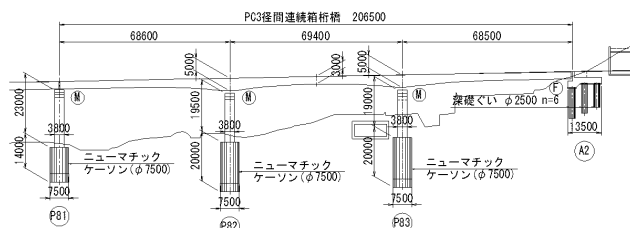


図-3 下り線P81～A2区間現況一般図



写真-2 下り線P83付近の状況

2. 既設橋梁の耐震性能

(1) 上り線P4～P7区間

本区間の耐震補強設計においては、B種の橋に該当するため、道示Vに示される耐震性能2を満足する

必要がある。そこで、既設橋梁に対して橋梁全体系の2次元非線形動的解析モデルによる動的照査を実施し、耐震性能の照査を行った。表-1に既設橋脚の諸元およびレベル2地震動に対する照査結果の概要を示す。

上り線P4～P7橋脚は、いずれも海上部のRC柱式橋脚であり、段落し部の曲げ耐力不足（上り線P4～P7橋脚）、せん断耐力不足（上り線P4～P7橋脚）のほか、上部構造と剛結合となる上り線P5、P6橋脚の柱上端部における塑性変形能不足が明らかとなった。

表-1 上り線P4～P7既設橋梁の耐震性能照査結果（レベル2地震動）

構造条件	支 承 部	支 承 形 式	P4 P5 P6 P7			
			BP-A	---	---	BP-A
下部構造	橋 脚	橋軸方向	可動	剛結	剛結	可動
		直角方向	固定	剛結	剛結	固定
	橋 脚 高	H(底版含む)	31.5m	32.2m	32.5m	31.4m
		D(橋軸方向)	3.3m	3.5m	3.5m	3.3m
橋脚方向照査結果	断面寸法	B(直角方向)	8.0m	8.0m	8.0m	8.0m
		基礎形式	直接	直接	ケーソン	ケーソン
	上部構造	曲 げ 照 査	OK			
		せん断照査	NG			
橋脚	支 承 部	支 承 耐 力 照 査	---			
		移 動 量 照 査	NG			
	曲 げ 照 査	柱 上 端	---	NG	NG	---
		段落し部	OK	OK	OK	NG
直角方向照査結果	橋 脚	柱 基 部	OK	OK	OK	OK
		せん断照査	---	OK	NG	---
	上部構造	柱 上 端	OK	NG	NG	OK
		一般部	OK	NG	NG	OK
橋脚	曲 げ 照 査	柱 上 端	OK	OK	NG	OK
		段落し部	NG	NG	NG	NG
	せん断照査	柱 基 部	OK	OK	NG	OK
		一般部	OK	OK	NG	OK

(2) 下り線P81～A2区間

本区間の既設橋梁の耐震性能照査は、橋梁全体系の2次元非線形動的解析によって実施した。表-2に照査結果の概要を示す。

橋軸方向は、橋脚の支持条件が可動であるため、橋脚の耐震性は満足するが、1点固定の下り線A2支承部に過大な水平力（＝約78,000kN）が作用し、最も耐力の低い部位であるピン（保有耐力＝12,954kN/一支承線当り）が破断するため、耐震性を満足しない。桁の過移動や支承破壊による支持機能の喪失等の被害が想定される。

橋軸直角方向は、橋脚段落し部の曲げ耐力およびせん断耐力の不足、橋脚基部の曲げ変形性能の不足、支承耐力の不足等により耐震性を満足しない。

以上より既設橋梁の耐震性能照査の結果、大規模地震に対する耐震性能を満足せず、橋脚は橋軸直角方向に対して補強が必要となり、支承部は全支点で対策が必要となることが明らかとなった。

表-2 下り線 P81～A2 既設橋梁の耐震性能照査結果
(レベル2地震動)

				P81	P82	P83	A2	
構造条件	上部構造		橋梁形式	PC3径間連続箱桁橋				
	支 承 部	支 承 条 件	橋軸方向 直角方向	BP-A	BP-A	BP-A	鋼製ピン	
				M	M	M	F	
	下部構造	橋 脚 形 式	RC柱式	RC柱式	RC柱式	---		
		橋 脚 高	H(底版含む)	23.0m	19.5m	19.0m	---	
		断面寸法	D(橋軸方向) B(直角方向)	3.8m 5.0m	3.8m 5.0m	3.8m 5.0m	---	
	基礎構造		基 礎 形 式	ケーソン	ケーソン	ケーソン	深礎杭	
	耐震性能照査結果	橋軸方向	支 承 部	支 承 耐 力 照 査	---	---	---	NG
橋 脚			移 動 量 照 査	OK	OK	OK	---	
			曲 げ 照 査	段落し部 柱 基 部	OK	OK	OK	---
			せん断照査	一 般 部 柱 基 部	OK	OK	OK	---
橋軸直角方向		支 承 部	支 承 耐 力 照 査	NG	NG	NG	NG	
		橋 脚	移 動 量 照 査	---	---	---	---	
			曲 げ 照 査	段落し部 柱 基 部	NG	NG	NG	---
			せん断照査	一 般 部 柱 基 部	NG	NG	OK	---

3. 耐震補強工法の検討および設計結果

(1) 上り線P4～P7区間

a) 補強工法の選定

耐震補強は、既設支承の免震化や制震ダンパーの設置により、地震時慣性力を低減し、橋全体の耐震性能を向上する補強工法を優先する。しかしながら、対象区間においては、図-4に示すように下床版にPC鋼棒が密に配置されており、支承アンカーボルト増設時の削孔におけるPC鋼棒の切断リスクを考慮した場合、ブラケットの設置が困難であるため、前者の補強工法は適用不可とした。

一方、海上部の橋脚に対する部材補強工法は、維持管理が比較的容易で経済的な図-5に示すRC巻立て工法を基本とし、急速施工や耐久性については別途検討するものとした。なお、鋼板巻立て工法や炭素繊維巻立て工法は、飛来塩分による塩害対策、防錆・防食、衝突、砂礫混じりの波浪による摩耗対策、およびLCCの観点から不採用とした。

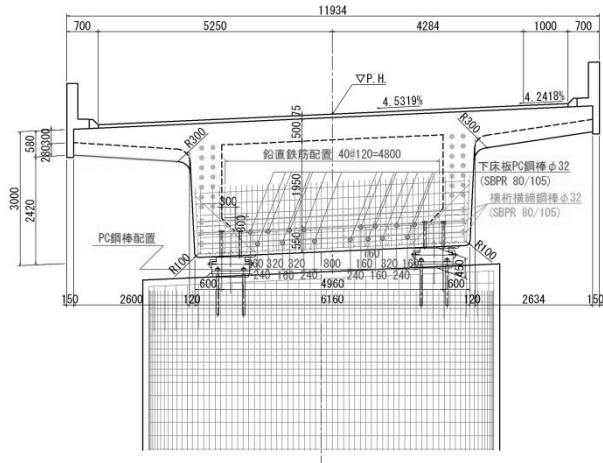


図-4 上り線P7（P6側）鋼材取合い確認図

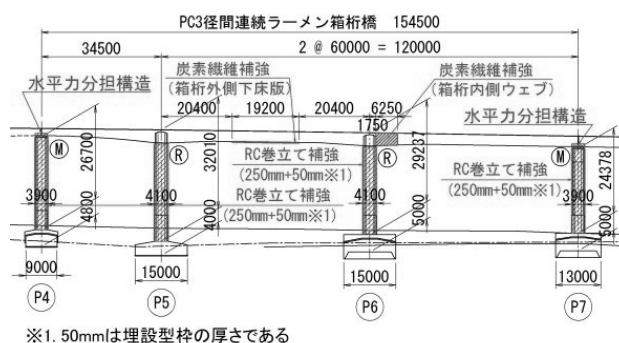


図-5 耐震補強構造（上り線P4～P7区間）

b) 橋脚耐震補強設計

海上部における橋脚の耐震補強は、構造的、維持管理性、施工性、および経済性を含めた総合評価により、プレキャスト埋設型枠併用RC巻立て工法を採用した。図-4にプレキャスト埋設型枠パネルの例を示す。これは、耐摩耗性に加え、遮塩性が高く（本橋で用いた埋設型枠の見かけの拡散係数：約0.0038cm²/年）、圧縮強度130N/mm²以上の繊維補強コンクリートで工場製作する。

本高架橋の海上部橋脚においては、H10～13年度に耐摩耗層の補修工事を実施しており、図-6に示すようにプレキャスト埋設型枠を沖側に対して使用している。モニタリングの結果、目地部の構造および橋脚躯体への固定方法によっては、パネルのズレや中詰めコンクリートの充填性が低下する課題がある。そこで、図-7に示すように目地部は、上下左右ともに鍵型目地とし、固定方法は、全ての金具類をステンレス仕様としたボルト方式を採用した。これにより、中詰めコンクリートの均一な充填性を確保することを可能とした。

図-8に上り線P5橋脚基部断面の既設時と補強時の配筋状況対比図を示す。既設耐摩耗層を撤去したのち、補強断面は、埋設型枠厚50mm、中詰めコンクリート厚250mmを標準とした。なお、塩害対策S区分となるため、埋設型枠の内側面からかぶり90mmを確保するとともにエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。また、補強後構造に対する動的照査においては、埋設型枠は自重のみを考慮した。



図-6 プレキャスト埋設型枠パネルの例

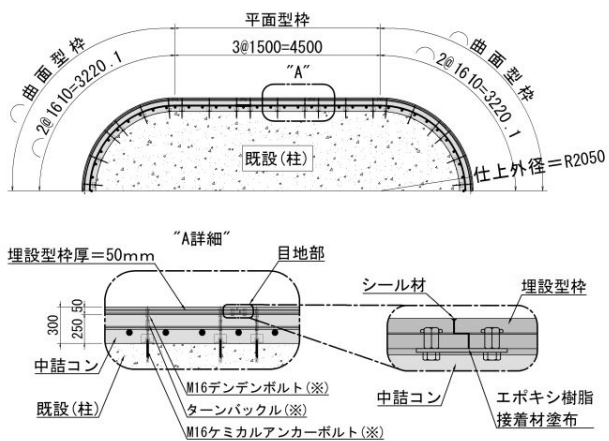


図-7 目地部の構造およびボルト固定方式

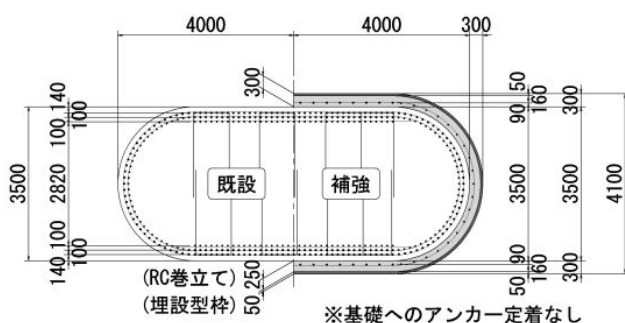


図-8 上り線P5橋脚断面（左：既設／右：補強）

c) 施工計画

プレキャスト化と脱型作業の省略によって約30日の工期短縮を図り、1橋脚あたりの施工日数を約150

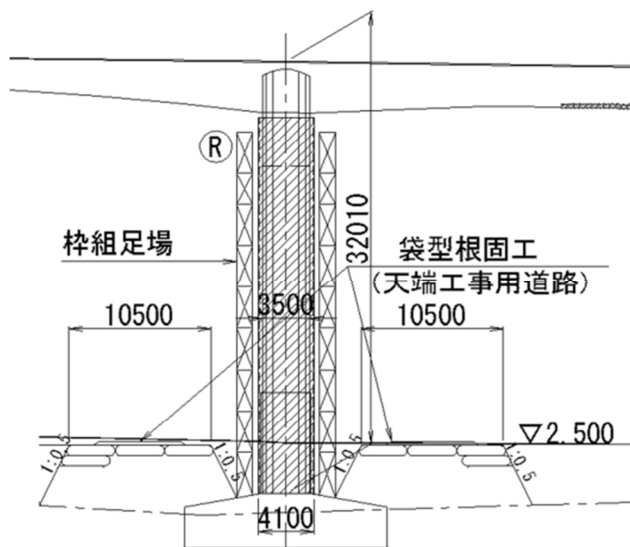


図-9 海上部橋脚の仮締切工（上り線P5橋脚の例）

日（仮締切工設置・撤去約45日，補強工・足場工約105日）と設定した．仮締切工は，図-9,写真-3に示すような設置・撤去が容易な袋型根固工を採用し，橋脚補強時はドライアップする．また，仮締切工の天端は工事用道路として利用する．

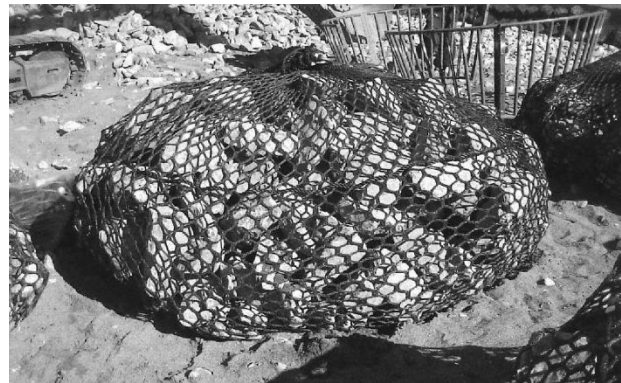


写真-3 袋型根固工の施工例

(2) 下り線P81～A2区間

a) 耐震補強工法の選定における課題と検討方針

現況照査結果に基づき，耐震補強工法を検討する．制約条件として，下り線P83橋脚は基部のじん性補強が必要なるが，橋脚の根入れが深く国道8号や鉄道に近接するため，巻立て補強工法を選定した場合，足場設置や掘削等による鉄道への影響が大きくなる（図-10）．補強工法の選定方針は，以下を考慮して検討する．

- ① 交差する国道8号への影響を最小限に抑え，鉄道近接となる下り線P83橋脚の巻立て補強を回避するように橋全体での耐震補強工法を基本とする．
- ② 支承部の補強は，免震支承への取替による維持更新についても考慮する．

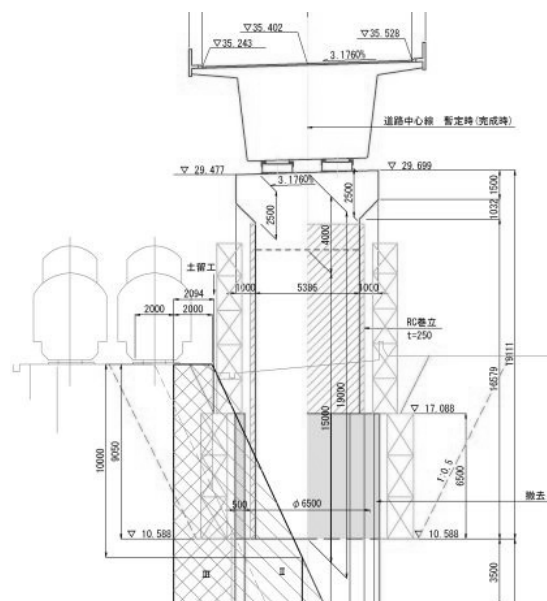


図-10 掘削の影響範囲(下り線P83橋脚)

b) 耐震補強工法の検討結果

耐震補強工法の検討は、制約条件が無い下り線P81、P82橋脚は、経済性で優位なRC巻立て工法（アンカー非定着）で補強し、下り線P83橋脚は無補強とした条件で構造系を検討した。この結果、下り線P83橋脚が橋軸直角方向で耐震性を満足しないため、橋軸直角方向の構造が成立する支持条件を検討後、橋軸方向の補強構造を検討した。

①橋軸直角方向の構造系検討

P83橋脚の巻立て補強を回避するため、支承部は免震支承に取替え、支持条件を表-3に示すとおり、検討した。Case-1～Case-3のいずれも下り線P83橋脚の耐震性を満足できるが、Case-1は下り線P81支承取替時に上部構造の横桁下面と下床版のPC鋼材が錯綜して取替が困難であり、Case-2はCase-1の理由に加えて、P81支点の支承高が現況の支承高555mm以上となるため取替が難しい。Case-3は中間支点のみの取替で構造が成立する。したがって、橋軸直角方向は端支点をRCブロックで固定し中間支点を免震化する。なお、レベル1地震時の支持条件は現況と同様にするため、免震支承にサイドブロックを設置しレベル2地震時は破断する構造とした。

表-3 補強構造系の検討結果(橋軸直角方向)

			Case-1	Case-2	Case-3
支 承 部	支 承 条 件 (直 角 方 向)	P81	E (免 震)	E (免 震)	F (固 定)
		P82	E (免 震)	E (免 震)	E (免 震)
		P83	E (免 震)	E (免 震)	E (免 震)
		A2	E (免 震)	F (固 定)	F (固 定)
	支 承 移 動 量 UB (mm)	P81	338. 8	562. 9	---
		P82	325. 6	334. 3	292. 6
		P83	338. 9	244. 4	375. 0
		A2	110. 3	---	---
P83橋脚 基 部 (無補強)	応答曲率 ϕ max (1/m)		8. 45E-4	1. 02E-3	7. 45E-4
	許容曲率 ϕ a (1/m)		1. 18E-3	1. 18E-3	1. 18E-3
	照査結果 ϕ max $\leq\phi$ a (応答値/許容値)		OK (0. 71)	OK (0. 86)	OK (0. 63)
	補強構造の成立性		△	△	○
			P81取替困難	P81取替困難	取替可能

②橋軸方向の構造系検討

橋軸方向は、レベル1地震動に対し、下り線A2支承部を固定しない場合、下り線P82、P83橋脚の軸方向鉄筋の許容応力度の超過、および下り線A2橋台の伸縮装置の遊間量が満足しない。また、レベル2地震動に対し、下り線A2支承部を1点固定とした場合、支承や基礎への負担が大きくなり、橋全体系の耐震性確保に課題が生じる。

そこで、下り線A2支承部を免震支承に取替え、レベル1地震時の固定条件を満足するように支承のサイドブロックを設計し、レベル2地震時にはボルトが破断して基礎に過大な水平力が作用しない構造系

とした。また、桁両端に制震ダンパーを設置して、桁端衝突を緩和するとともに、弾性支持に変更された下り線P83橋脚の補強を回避した。なお、下り線A2橋台の桁遊間は100mmのため桁端部の衝突回避は困難であることから、橋軸方向の免震支承は履歴減衰を期待しない構造として安全側の設計とした。表-4および図-11に補強構造と設計結果を示す。

表-4 耐震補強設計結果

			Case-1	Case-2	Case-3
支承部	支承条件 (直角方向)	P81	E (免震)	E (免震)	F (固定)
		P82	E (免震)	E (免震)	E (免震)
		P83	E (免震)	E (免震)	E (免震)
		A2	E (免震)	F (固定)	F (固定)
	支承移動量 UB (mm)	P81	338. 8	562. 9	---
		P82	325. 6	334. 3	292. 6
		P83	338. 9	244. 4	375. 0
		A2	110. 3	---	---
P83橋脚 基 部 (無補強)	応答曲率 ϕ_{max} (1/m)	8. 45E-4	1. 02E-3	7. 45E-4	
	許容曲率 ϕ_a (1/m)	1. 18E-3	1. 18E-3	1. 18E-3	
	照査結果 $\phi_{max} \leq \phi_a$	OK	OK	OK	
	(応答値/許容値)	(0. 71)	(0. 86)	(0. 63)	
	補強構造の成立性	△	△	○	
		P81取替困難	P81取替困難	取替可能	

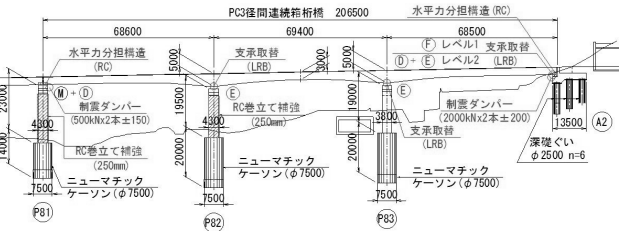


図-11 耐震補強構造（下り線P81～A2区間）

4. まとめ

(1) 上り線P4～P7区間

上り線P4～P7区間をはじめとする親不知海岸高架橋の海上部橋脚を有するPCラーメン箱桁区間は、既設PC鋼材との取合いの関係やPC鋼材の削孔時の切断リスクを回避するために端部可動支承の免震支承への取替や制震ダンパーの設置を行わず、橋脚のRC巻立て工法を採用した。気象・海象条件から施工可能期間は7ヶ月に限定されるが、プレキャスト埋設型枠併用RC巻立て工法の採用によって1橋脚あたりの施工期間は約5ヶ月となり、工事遅延リスクに対しても配慮した工程計画とした。また、塩害環境下での耐久性確保には、プレキャスト埋設型枠の適用のほか、目地部、パネル固定方法など細部構造を工夫して対処した。

(2) 下り線P81～A2区間

下り線P81～A2区間の耐震補強においては、支承

取替による構造系変更や免震・制震デバイスの採用により、国道や鉄道に近接する施工条件が厳しいP83橋脚の補強を回避した。また、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する構造系の変化を考慮した合理的な設計を行い、橋全体の耐震性向上を図った。

最後に本事例が今後の耐震補強設計の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3
- 2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，2015.3
- 3) NEXCO：設計要領第二集 橋梁建設編，2015.7
- 4) NEXCO：設計要領第二集 橋梁保全編，2015.7