過去から学び，未来へ繋げる橋梁技術

2024 年 10 月

SEEE 協会

土木分科会

まえがき

当分科会はメンバーに勉強の場を提供し，知識・意識を高め，個人資質の向上から最終的に業界全体の活性化につなげることを目的に活動しています。また，活動を通じたメンバー相互の交流も重視しています。

今回，勉強の題材として選定したテーマは「過去から学び，未来へ繋げる橋梁技術」です。選定に至った背景には「技術の変遷を知ることで橋梁構造の本質が理解できる」，「維持管理の上で有用となる」等，個人の資質向上につながるという期待がありました。

活動開始時には下記の方針を提示し，分科会員の皆さんの理解を得て取り組んでいただきました。新型コロナウイルスの影響で社外団体活動が制限され，働き方改革が進められ，建設業界の人員不足から技術者の育成が急務となりつつある時期に，冒頭の活動目的を十分に達成することを意図してのものです。

【活動方針】※第 72 回分科会（全体会議）で発表した内容

- 当会の目的は，エンジニア同士の交流を通じ，自身の資質を高めることにある。
- 上記目的に沿って，形はともかく気軽に興味を持って勉強すること，各位がよく調べ・よく聞き・よく語り・よく考えることを重視する。
- 業務でないのであまりヘビーにならないよう留意する。
- WEB 会議中心となるので，意見交換・討議は少人数の班単位を中心に行う。
- 一方の全体会議は，主に進め方についての連絡，各班からの報告など情報共有の場として活用する。

期間の後半には，道路橋の劣化事例に関連する出前講座を開催し，その内容をもとに分科会での討議がより充実したものとなりました。また，会員各社の社外団体参加に関する制限が緩和された 2023 年 5 月以降は，対面で存分に討議することができました。

3 年間に及ぶ分科会メンバーの精力的な取り組みにより，テーマ選定時の期待に応える成果が得られたのではないかと思います。

最後になりましたが，業務多忙の中，当分科会を下支えしていただいた土木分科会事務局のメンバー，出前講座講師をお引き受けいただいた一般社団法人 日本構造物診断技術協会の松村理事に感謝の意を表します。

2024 年 10 月

SEEE 協会　土木分科会会長

北　倫彦

SEEE協会　土木分科会　名簿

会社名		氏　名
分科会長		
飛島建設株式会社		北　倫彦
副分科会長		
ピーエス・コンストラクション株式会社		笛木　亮
分科会委員		
1班	昭和コンクリート工業株式会社	林　宏次朗
	佐藤工業株式会社	勝見　哲史（～2021年11月）
		豆田　憲章（2021年12月～2023年3月）
		高倉　佑規（2023年4月～）
	株式会社IHIインフラ建設	田中　慎也（～2023年3月）
		島野　孝則（2023年4月～）
	鹿島建設株式会社	川崎　文義（～2023年3月）
		工藤　宏生（2023年4月～5月，2024年4月～）
		阪口　達哉（2023年6月～2024年3月）
	川田建設株式会社	吉松　秀和（～2022年3月）
		川口　千大（2022年4月～）
2班	株式会社富士ピー･エス	渡邉　絵美
	清水建設株式会社	古屋　卓稔（～2023年5月）
		リニャン　カルロス（2023年6月～2024年3月）
		松吉　耕平（2024年4月～）
	日本高圧コンクリート株式会社	小野塚　豊昭
	株式会社安部日鋼工業	堀内　雄太（～2022年6月）
		堀池　琢人（2022年7月～）
	株式会社熊谷組	神田　裕史（～2023年3月）
		加来　千恵子（2023年4月～）
3班	鉄建建設株式会社	大野　俊平
	オリエンタル白石株式会社	藤原　康平（～2023年11月）
		野口　大智（2023年12月～）
	極東興和株式会社	高橋　弥成（～2022年3月）
		大野　哲也（2022年4月～）
	株式会社日本ピーエス	金枝　俊輔（～2022年3月）
		橋本　安弘（2022年4月～）
	株式会社大林組	釘宮　晃一（～2024年6月）
		寺島　洋平（2024年7月～）
4班	ドーピー建設工業株式会社	村井　弘恭
	三井住友建設株式会社	谷口　博胤
	株式会社錢高組	佐藤　千鶴
	大日本土木株式会社	藤田　徳昭
事務局		
株式会社エスイー		東　旭
		髙岡　政斗（2024年4月～）

目　次

まえがき

第 1 章　活動概要
1．1　活動内容 …… 1
1．2　活動スケジュール …… 1
1．3　活動の要点 …… 2
1．4　会議形態 …… 3
1．5　出前講座開催 …… 3

第 2 章　報告書概要
2．1　1 班報告書概要 …… 4
2．2　2 班報告書概要 …… 4
2．3　3 班報告書概要 …… 4
2．4　4 班報告書概要 …… 5

第 3 章　橋の新設から損傷事象，補修・補強まで（1 班）
3．1　概要 …… 6
3．2　雪沢大橋 …… 7
3．3　新石狩大橋 …… 12
3．4　浜名大橋 …… 18
3．5　瀬底大橋 …… 23

第 4 章　ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋における標準設計の変遷調査（2 班）
4．1　概要 …… 28
4．2　調査項目一覧 …… 28
4．3　調査内容 …… 30
4．4　標準設計改定への影響 …… 44
4．5　考察 …… 44

第 5 章　塩害の損傷事例からみる PC 橋の変遷と高耐久化に向けた対応策（3 班）
5．1　概要 …… 45
5．2　既往調査橋梁一覧 …… 45
5．3　傾向の分析 …… 46
5．4　架け替え事例 …… 51
5．5　凍結防止剤による損傷事例 …… 53
5．6　新設 PC 橋への適用 …… 55
5．7　新設 PC 橋の塩害対策への提言 …… 57

第 6 章　PC 橋に関する各種工法の変遷や衰退（4 班）
6．1　概要……59
6．2　調査項目一覧……59
6．3　調査内容……61
6．4　総括……88

第 7 章　振り返り……89

あとがき

第 1 章　活動概要

1．1　活動内容

活動の根幹は，過去の橋梁技術の変遷や古い橋梁の維持管理の実例から技術の本質を見出し，分科会メンバー自身の知見・ノウハウとして身に着けるとともに，今後の実務において参考資料となり得る報告書を作成することである。

過去の橋梁技術は多岐に渡るため，**表 1-1** に示す 4 つの着目点について，各班が分担して取り組んだ。

表 1-1　着目点と 2 次調査内容（第 73 回全体会議資料抜粋）

	着目点分類（調査の軸）
1 班	新設（竣工）から補修・補強（復元設計）まで一連の流れ網羅
2 班	橋梁形式を抽出（現在と過去の比較）
3 班	維持管理の切り口から，損傷事例の多い形式，構造，部材を探ってみる
4 班	過去主流となった工法の変遷や衰退，逆に信頼性の高い工法の分析

具体的な作業としては，調査文献を読み込んで得た情報の整理と分析，技術の変遷および背景に対する考察，その過程で学んだ点をもとに，これからの橋梁はどうあるべきかの討議がある。

1．2　活動スケジュール

以下の 4 つの段階を経て活動した。期間全体の活動スケジュールを**図 1-1** に，分科会日程の一覧を**表 1-2** 示す。

① 活動テーマ候補の選定・仮決定
② 資料調査と活動テーマ確定
③ 調査結果の共有と整理・分析・考察・討議
④ 活動成果まとめ

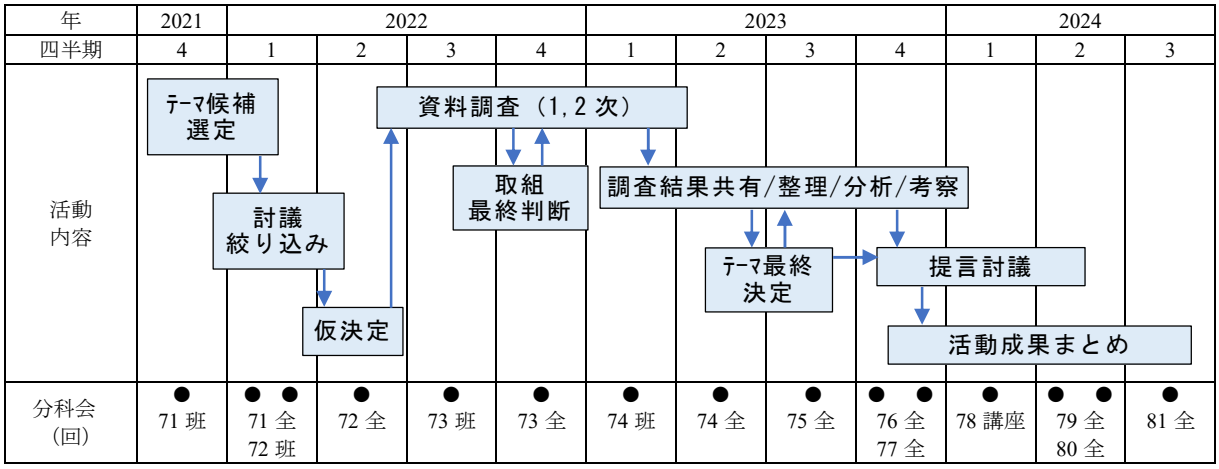


図 1-1　活動スケジュール

表 1-2　土木分科会日程一覧（2021 年 12 月～2024 年 8 月）

	会議形態	日時		会議形態	日時
第 71 回	班会議※	2021 年 12 月	第 75 回	全体会議	2023 年　8 月　2 日
	全体会議	2022 年　2 月 22 日	第 76 回		2023 年 10 月 13 日
第 72 回	班会議※	2022 年　3 月	第 77 回		2023 年 12 月　7 日
	全体会議	2022 年　5 月 16 日	第 78 回		2024 年　2 月 22 日
第 73 回	班会議※	2022 年　9 月	第 79 回		2024 年　4 月 19 日
	全体会議	2022 年 11 月 18 日	第 80 回		2024 年　6 月 21 日
第 74 回	班会議※	2023 年　3 月	第 81 回		2024 年　8 月 23 日
	全体会議	2023 年　5 月 31 日			

※班会議は表中の時期に班毎に日時を設定し開催

1．3　活動の要点

前節記載の段階毎に活動の要点を示す。

（1）活動テーマ候補の選定

各分科会メンバーが興味のあるテーマをアンケートで募集し,その中から情報の豊富さ,課題に対する討議・考察のし易さ，結果のまとめ易さ等考慮して複数の候補テーマに絞り込み，多数決で「古い PC 橋の図面・資料記録等を持ち寄って取りまとめる」を仮テーマに選定した。

上記仮テーマ選定時は,「技術の変遷を知ることで橋梁構造の本質が理解できる」,「維持管理の上で有用となる」等の意見が挙がっており，各員の興味・関心と成果の有用性に対する期待が，大きな決定要因といえる。

（2）資料調査と活動テーマ確定

調査開始時, 古い PC 橋の図面・資料記録等から何を学べるのか明確ではなかったため，ジャンルを問わず過去の橋梁に関する技術的資料を集める 1 次調査を行い，得られた情報から,「興味が持てること」,「十分な情報量があること」等確認し，テーマとして取り組むことを決定した。

次に，1 次調査の情報内容を分類し，本章冒頭に記載の 4 つの着目点（**表 1-1**）を抽出した後，着目点に沿った情報を増やすため，各班が着目点を分担して 2 次調査を行った。調査の結果，全ての班が着目点に沿った有意義な活動が可能と判断し，着目点をサブテーマに取り組むこととした。

（3）調査結果の共有と整理・分析・討議

2 次調査結果を整理し，各班で分析・考察の対象とする着目点を，これから自らが探求すべき題材として見直し，**表 1-3** のとおりより具体的なものに置き換えた。

対象が明確になった時点で分科会テーマタイトルについて再考し,「過去から学び, 未来へ繋げる橋梁技術」に確定した。

表 1-3　2 次調査結果を踏まえた具体的着目点

1 班	4 橋梁を対象に新設時から補修・補強・更新に至る変遷。
2 班	ポストテンション T 形桁における標準設計の変遷
3 班	塩害による劣化と補修補強対策の具体的内容と変遷
4 班	過去主流となった工法の変遷や衰退（定着工法や構造形式等多岐の内容）

以後，各班で分析と考察を行いながら，全体会議で有益な情報の有無，分析の視点，提言になりうる内容等について意見交換を繰返し，成果を積み上げていった。

（4）活動成果まとめ

前節（3）の成果を中心に，今後業務の上で参考となる資料作りを念頭に置き，成果報告書のまとめを行った。

1．4　会議形態

活動前半は新型コロナウイルスの影響により，会員各社の社外団体参加が制限されていた時期であり，第 71～74 回の分科会は全体会議，班会議とも WEB 会議形式で開催した。

WEB 会議の場合，情報共有や意見交換に対面方式より時間を要するため，活動内容自体の討議を行う班会議と，活動方針や宿題の伝達，班討議結果を発表する全体会議を交互に開催し，意思疎通の向上に努めた。

2023 年 5 月以降は会員各社の制限が緩和されたことから，会議は全て対面形式とした。

1．5　出前講座開催

2024 年 2 月に，一般社団法人 日本構造物診断技術協会理事の松村氏を講師に招き，「道路橋の診断事例から見えてくる的確な診断に必要な知識とは」のタイトルで出前講座を開催した。

講演内容は，診断事例における損傷原因の推定と対応策の考え方，適切に推定と対策決定を行うための知識についてであり，当分野に対する分科会員の資質を高めるとともに，本活動のテーマに新たな視点を与えるものであった。

第 2 章　報告書概要

2．1　1 班報告書概要

分析・考察の対象とする着目点を「橋の新設から損傷事象，補修・補強まで」として活動を行った。古い橋をピックアップし，新設時から損傷事象，補修・補強までの一連を調査することで，建設時の設計思想の弱点から改善に至る変遷を読み解き，新設時の留意点や維持管理時の重要事項をまとめた。

対象橋梁は，新設（設計・施工）から補修・補強までの成果が確認できた 4 橋（雪沢大橋，新石狩大橋，浜名大橋，瀬底大橋）を選定した。

雪沢大橋は 3 径間連続エクストラドーズド橋であり，構造成立に必要不可欠な斜材ケーブルの損傷に着目して選定した。原因となる劣化因子侵入防止の重要性や維持管理を見据えた防水対策などについて分析・考察を行った。

新石狩大橋は交通事情の変化による対策と経年劣化対策を並行して行った事例に着目して選定した。交通量増加に対しては新設橋梁施工で行い，既設橋梁は経年劣化対策を行った事例について分析・考察を行った。

浜名大橋は 5 径間連続 PC 有ヒンジラーメン箱桁橋であり，近年問題が顕著化している中央ヒンジ部の垂れ下がりに着目して選定した。原因となるコンクリートが負担できるせん断耐力の考え方や補修・補強対策などについて分析・考察を行った。

瀬底大橋は沖縄県本島と瀬底島を結ぶ全長 762.0m の海峡横断道路橋であり，架橋地点が海上であることから塩害に着目して選定した。加えて，設計当時の考えから橋脚中間部の柱鉄筋が段落としされていたため，耐震補強に着目して選定した。塩害対策手法や耐震補強方法について，分析・考察を行った。

2．2　2 班報告書概要

分析・考察の対象とする着目点を「ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋における標準設計の変遷調査」として活動を行った。PC 桁の変遷に関しては，「PC 技術の変遷（社）プレストレスト・コンクリート建設協会 2003 年 11 月」が発刊されているが，荷重条件や主ケーブル形状，材料および許容応力度や破壊に対する安全度，プレストレッシングの条件など，独自の視点で調査・集計・分析を行った。

H6 年から約 30 年間，ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋の標準設計の改訂が行われていないことに対しての考察や，改定を行う場合の考察も独自の視点で技術者としての立場で提言を行った。

2．3　3 班報告書概要

分析・考察の対象とする着目点を「塩害の損傷事例からみる PC 橋の変遷」として活動を行った。損傷事例の中から塩害に着目した調査を行い，橋梁形式や架橋位置，損傷部位や対応策等の傾向を整理した。

整理した結果から，独自の視点で分析結果を示し，海岸線からの飛来塩分や冬期に散布される凍結防止剤に起因した塩害により架け替えられた事例をもとに，新設 PC 橋の塩害

対策について，技術者としての視点で具体的な提言を行った。

2．4　4班報告書概要

分析・考察の対象とする着目点を「過去主流となった工法の変遷や衰退」として活動を行った。過去に使われていたが現在は衰退した工法や衰退しつつある定着工法，架設工法等の変遷について調査・分析した。具体的な調査項目は，(1) PC 定着工法，(2) 橋梁に関わる構造形式，(3) その他，施工技術の変遷として調査を行った。

調査結果から，衰退した理由を分析し，独自の視点で提言を行った。

調査結果においては，近年増加する修繕業務において，現況に使用されていた PC 定着工法や施工技術を知る材料として活用できるものと考える。

第 3 章　橋梁の新設から補修・補強まで（1 班）

3．1　概要

本章は，橋の新設から損傷事象，補修・補強までの一連の流れを調査しまとめたものである。古い橋の建設から補修・補強までを追いかけることで，建設時の思想の弱点から改善までの道筋を読み取ることを目的とし，調査の結果，新設(設計・施工)から補修・補強までの一連の流れの成果が揃った雪沢大橋，新石狩大橋，浜名大橋，瀬底大橋の 4 橋を対象とした。調査した橋梁および各橋梁の着目点を**表 3-1** に示す。

表 3-1　調査橋梁一覧表

橋名	建設年	架橋位置	着目点
雪沢大橋	2001 年	秋田県	斜材ケーブルの損傷
新石狩大橋	旧橋：1968 年 新橋：2022 年	北海道	交通事情の変化による拡幅
浜名大橋	1976 年	静岡県	中央ヒンジの垂れ下がり
瀬底大橋	1985 年	沖縄県	塩害および耐震補強

3．2　雪沢大橋

（1）橋梁概要

雪沢大橋は，秋田県大館市～小坂町間に供用されている橋梁であり，2001年1月に竣工した（**写真3-1**）。本橋は，観光道路としての性格を持つとともに，県北地域の重要路線となっている。

写真 3-1 雪沢大橋外観
（Google MAP より引用）

（2）構造形式

本橋は橋長177.1m，構造形式は3径間連続エクストラドーズド橋であり，支間長は70.3m+71.0m+34.4mである（**図3-1**）。**表3-2**に橋梁諸元を示す。斜材にはポリエチレン被覆された工場製作ケーブル（SEEE F500PH）を採用し，主塔部の斜材定着構造は斜材が主塔部を貫通して固定するサドル構造とした。この固定構造にはエクストラドーズド橋では初めて，現場組立ての鋼製スリーブを用いたねじ定着方式を採用した[1)]。

エクストラドーズド橋は，1988年にフランス人のJ. Mathivatにより提唱された構造形式である。エクストラドーズド橋は，桁橋と斜張橋の中間的な構造特性を有しており，この橋梁形式は，大きく偏心させた外ケーブル(斜材)を用いた構造により桁橋に比べて桁高を小さくでき，斜張橋に比べて主塔の高さを半分以下にすることができる特徴を有している[3)]。世

表 3-2　橋梁諸元

路線名	主要地方道大舘十和田湖線
工事場所	秋田県大舘市雪沢地内
道路規格	第3種３級B規格
構造形式	３径間連続エクストラドーズド橋
荷重	B活荷重
橋長	177.1m
支間	70.3m+71.0m+34.4m
幅員	車道7.0m～8.5m 歩道(2.0m～2.25m)×2
平面線形	R=400m～A=150m～∞
横断勾配	4.0%(片勾配)～2.0%(山勾配)
主桁形式	2室箱桁
主塔形式	独立2本柱
斜材ケーブル	ファン型2面吊り19S15.2(F500PH)

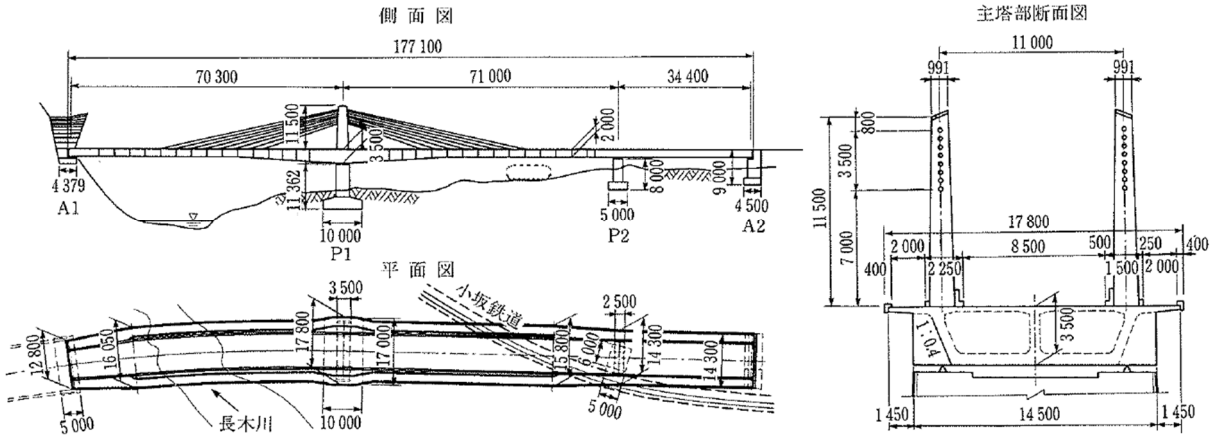


図 3-1 全体構造一般図 [1)]

界初のエクストラドーズド橋は，日本の小田原ブルーウェイブリッジである。

雪沢大橋では，以下の点よりエクストラドーズド橋を採用した[1)]。

①自然と調和する適当なボリューム感がある。

②(桁橋より)桁高が低く桁下の公園利用者への圧迫感が少ない。

③(斜張橋より)主塔高が低く山の稜線や鳥の飛翔経路を侵さない。

④斜材を架設に利用できる合理的な構造である。

図 3-2 に構造形式の比較図を示す。

(a)エクストラドーズド橋　　(b) PC 連続箱桁橋

図 3-2 橋梁形式比較[1)]

(3) 斜材ケーブルの破断

2011 年 6 月 6 日にケーブルの破断が確認された（**写真 3-2**）。ケーブル破断の要因を調査した結果，および修復時に導入した対策について，「雪沢大橋ケーブル破断への対応と今後の維持管理について」[2)] より抜粋する。

ケーブル破断は，ケーブル防食部近傍において PC 鋼より線が著しく腐食したことにより生じたことが分かった（**写真 3-3**）。鋼管小口部で滞水が確認されたことや，ケーブル破断箇所の PC 鋼より線から塩分が計測されたことから，外部から定着鋼管内に浸入した水の影響を受けたものと考えられる。

防食部材において，ケーブルが破断するより前にあったものと想定される傷を認めたものの，今回の調査では鋼管内に浸入した水が，どのようにして PC 鋼より線に接触したかは明らかにできなかった。

写真 3-2 ケーブル破断時の状況[2)]

写真 3-3　破断したケーブル[2)]

(4) ケーブルの交換および防錆対策

ケーブルの交換では，以下の防錆対策を実施した。

①雨水やケーブルの伝い水，融雪水等を鋼管内部に浸入させないように，鋼管小口部の止水のため，以下に示す三重防水構造を設けることとした。

・ケーブルと鋼管小口部の隙間に弾性シール材を充填する（**写真 3-4**）。

・ケーブルと鋼管をウレタンシートで覆い，ウレタンシートの上から防食用ビニルテープを巻いて密閉した（**写真 3-5**）。

・最外層のケーブルゴムカバーの設置では，その接触部に両面ブチルテープを巻き，接着固定するようにした（**写真 3-6**）。

②ウレタン樹脂の充填によらない「マンションの防錆処理」

工場でのケーブル製作段階において「亜鉛アルミニウム擬合金溶射」を実施し防錆処理を行い，ウレタン充填を行わないことで，ケーブルの引き抜き調査や，老朽化によるケーブル交換等の維持管理性を向上させた。なお，亜鉛溶射によるマンションの防錆は，現在では一般的な仕様となっている。

③鋼管内に水が浸入した場合の「定着鋼管内の水抜き対策」

万が一定着鋼管内に水が浸入した場合でも，鋼管内から水が抜けるように溝切りワッシャーを使用した水抜き孔を設けることとした（**写真 3-7**）。

写真 3-4　弾性シール材充填

写真 3-5　防食用ビニルテープ巻きつけ

写真 3-6　ケーブルゴムカバー設置

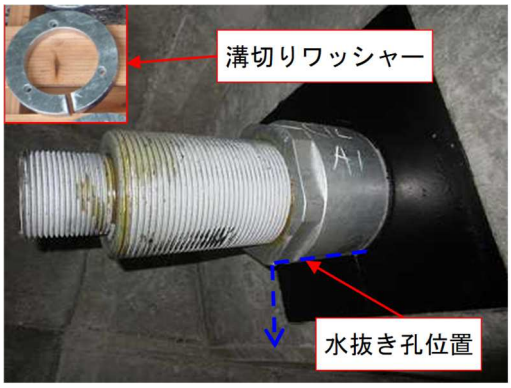


写真 3-7　溝切りワッシャーの使用

（5）波及効果

ケーブルの破断原因である PC 鋼より線の腐食は，鋼管小口部から浸入した水の影響によるものと考えられたことで，同様の設置環境にある残存ケーブルについても健全性を確認する必要が生じた。結果として調査で得られた知見をもとに，ケーブル復旧時におけるマンションの防錆構造の見直しや，三重防水及び定着鋼管内の水抜き孔といった止水対策工を実施したことのほか，秋田県独自ではあるが，昨今の「予防保全型維持管理」にも対応し得る橋梁点検マニュアルが作成された。

（6）他橋梁の事例について [4)]

嶮山(けんざん)中央橋は，横浜市青葉区に架かる橋長 80m，2 径間の PC 斜張橋であり，1974 年に竣工した。2014 年 8 月に，斜材ケーブルと主桁・主塔定着部の点検を実施した結果，ケーブル，定着部ともに腐食による損傷が判明した。主桁定着部を覆うコンクリートのひび割れにより内部に滞水が生じ，ケーブルの断線が一箇所確認されたほか，調査ケーブルのうち 1 本を除いて主桁定着部付近に腐食による断面欠損が多数見られた。ケーブル保護用の防食テープも経年劣化によりテープのはがれなどの損傷が発生しておりケーブル本体の腐食が進行していたほか，主塔定着部のソケット本体，ソケットカバー材でも腐食が見られ，コンクリート内部も損傷が発生していることが予測された。そのため，斜材ケーブル 12 本の交換を行うこととなった。

（7）斜材の防錆について

斜材の防錆は，PC 工学会が発刊した「PC 斜張橋・エクストラドーズド橋設計・施工・保全規準」[5)] において，マルチレイヤープロテクションの概念，すなわち全ての防錆に完全なものはないとの考えから，二重防錆以上の保護構造を選定することとしている。
以下に防錆材の例を示す。

① 保護管
　高密度ポリエチレン（PE）管・連続繊維補強プラスチック（FRP）管・鋼管・ステンレス鋼管（SUS）

② 充填剤
　セメント系グラウト（ポリマーグラウト）・ポリウレタン・その他樹脂系充填材

③ PC 鋼材の防食
　樹脂被膜（ポリエチレン，エポキシ樹脂）・亜鉛めっき

（8）考察・所感

エクストラドーズド橋や斜張橋では，斜材に使用されるケーブルは，構造を成り立たせるために必要不可欠な部材である。そのため，ケーブルを劣化要因より保護し，劣化を防止することは，構造物を維持していくうえで極めて重要であると考えられる。しかし，今回紹介した 2 橋でも，ケーブルの劣化要因である水を防ぐための防水対策を実施していたが，要因不明や防水テープの経年劣化によって，ケーブルに水分が接触し，腐食し破断した。

これを防止するためには，2 重，3 重の防水対策，水が浸入した際の水抜き対策を加える

など複合的な対策を実施することが重要である。また，これらの事象を踏まえ，損傷が発生しやすい箇所を点検し，損傷・劣化を早期に発見することが，構造物を維持管理していく上で必要であると考える。

雪沢大橋では，防水のため十分な防水対策を実施していたと思われた。しかし，対策は十分でなく，さらに，行った防水対策によって，点検やケーブル交換作業を難しくしてしまった。学ぶべき点として，新しいものの施工を行う際は，施工後（維持管理）も考えた計画を立てることや，失敗をしてしまっても，同じ事象を他で発生させないように，情報展開を行うことが，大切であると感じられた。

【参考文献】

1） 雪沢大橋(仮称)の設計と施工 プレストレストコンクリート vol.42 No.5 2000.9
2） 雪沢大橋ケーブル破断への対応と今後の維持管理について 秋田県
3） カンチレバー技術研究会 Q&A(https://www.cantilever-method.org/qa/q-30/)
4） 構造物ジャーナル NET「ベントと工事桁で主桁を支持　横浜市　嶮山中央橋で斜材ケーブル交換」(https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/11445/)
5） PC 斜張橋・エクストラドーズド橋設計・施工・保全規準 公益社団法人プレストレストコンクリート工学会編　技術堂

3．3　新石狩大橋

（1）概要

新石狩大橋は札幌市の北東へ約 16km，石狩川を横断する位置にあり，本橋の南側には江別工業団地を臨む交通の要所である。当該地域の交通量の増加に伴い，1968 年に新石狩大橋：現橋（橋長 917.8m，幅員 8.0m），2022 年に現橋に隣接する位置に新石狩大橋：新橋（橋長 919m，幅員 9.0m）が架設された。**写真 3-8** に全景を示す。

写真 3-8　新石狩大橋　全景（参考文献 [1] より写真を引用）

（2）構造形式についての説明

橋 梁 名：新石狩大橋
路 線 名：国道 275 号
発 注 者：北海道開発局
架 橋 地：江別市角山から江別市篠津
完 成 年：現橋：1968 年，新橋：2022 年
橋梁形式：現橋：5 径間連続合成鈑桁橋 2 連+3 径間ゲルバーランガー桁橋
　　+3 径間連続合成鈑桁橋
　　新橋：5 径間連続合成鈑桁橋+4 径間連続鋼床版箱桁橋+4 径間連続合成鈑桁橋
下部構造：現橋：ラーメン橋台，壁式 RC 橋脚（小判型）
　　新橋：逆 T 式橋台，壁式 RC 橋脚（小判型）
橋　　長：現橋：917.8m
　　新橋：919.0m
支 間 長：現橋：5@52.7+5@52.7+54.4+120.0+54.4+3@52.7(m)
　　新橋：53.5+3@52.7+51.7+105.1+105.3+108.2+119.2+2@53.2+52.7+52.0(m)
有効幅員：現橋：8.0m（2 車線）
　　新橋：9.0m（2 車線）+3.0m（歩道）

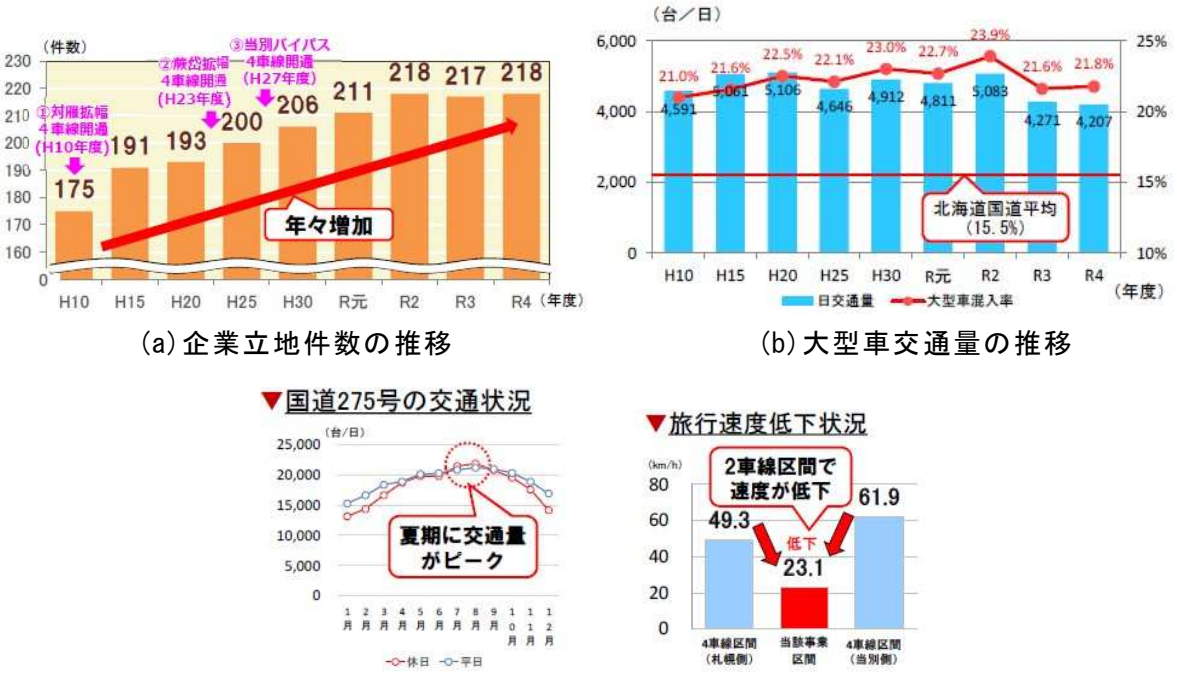
新石狩大橋が架設されるまでの経緯は古く，1968 年に現橋が架設されるまでは 1920 年架設の旧石狩大橋（木橋トラス：橋長 253m，1952 年に鋼トラス橋：橋長 193.8m に架け替え）が交通の要であった。橋長の違いについては，旧石狩大橋は新石狩大橋および現在の石狩大橋（1979 年に新石狩大橋の上流側に架設）とは別地点に架設されていたことが文献に記述されている [2]。

また，新石狩大橋の構造的な特長として，現橋の床版厚は 240mm で橋軸方向にプレストレスが導入された場所打ちの 1 方向 PC 床版である。後年の調査 [3] によると，橋軸方向への 1 方向プレストレスで床版全体にプレストレスを導入し，床版の耐久性を飛躍的に向上させた事例として報告されている。

（3）損傷事例

現橋は，1968 年竣工以降の長期供用に伴い合成桁部の PC 床版，支点部，バランストランガー部のアーチリブなどの経年劣化による損傷の蓄積が確認されており，2013 年，2019 年に補修工事が行われている。

新石狩大橋を通過する国道 275 号線江別北道路区間は札幌都市圏と道北地域を結ぶ放射道路として機能しており，**図 3-3**(a)，(b)に示す通り江別市周辺の工業団地の企業立地件数の増加に伴い交通事情が変化している [1]。また，橋近傍で国道 275 号線と国道 337 号線が交差する立地のため，夏季においては交通の混雑，冬季においては路面凍結による交通事故の多発が懸案となっていた。既往の補修工事において道路の拡幅やバイパス架設が行われているが，**図 3-3**(c)に示す 2019 年の交通量調査では夏季に最大約 20,000 台/日まで増加し [1]，同時期の旅行速度は 23.1km/h（8 月平均）[4] まで低下していることが確認されている。



(a)企業立地件数の推移　　(b)大型車交通量の推移

(c)2019 年度交通量調査の結果

図 3-3　国道 275 号の交通事情（参考文献 [1] より図を引用）

（4）補修・新橋架設・拡幅工事内容

新石狩大橋の補修・補強は**図 3-4** の現橋の側面図に示す通り，PC 床版部の断面修復工やアーチリブの塗装工など，主に橋体表面を対象とした補修が行われている。

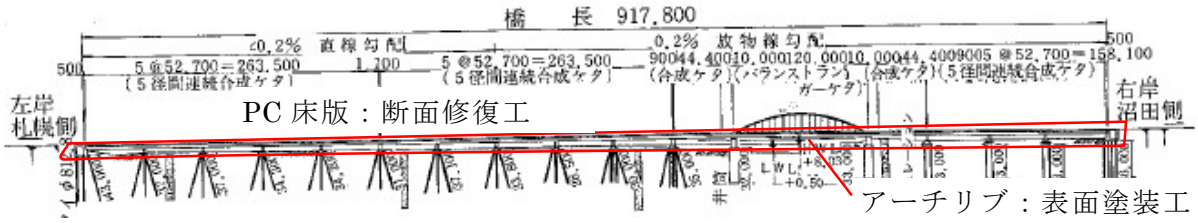


図 3-4　新石狩大橋（現橋）　側面図（参考文献 [5] より図を引用・加工）

また，現橋と隣接する位置に新橋（5 径間連続合成鈑桁橋＋4 径間連続鋼床版箱桁橋＋4 径間連続合成鈑桁橋）を架設した。**図 3-5** に架設概要を示す。

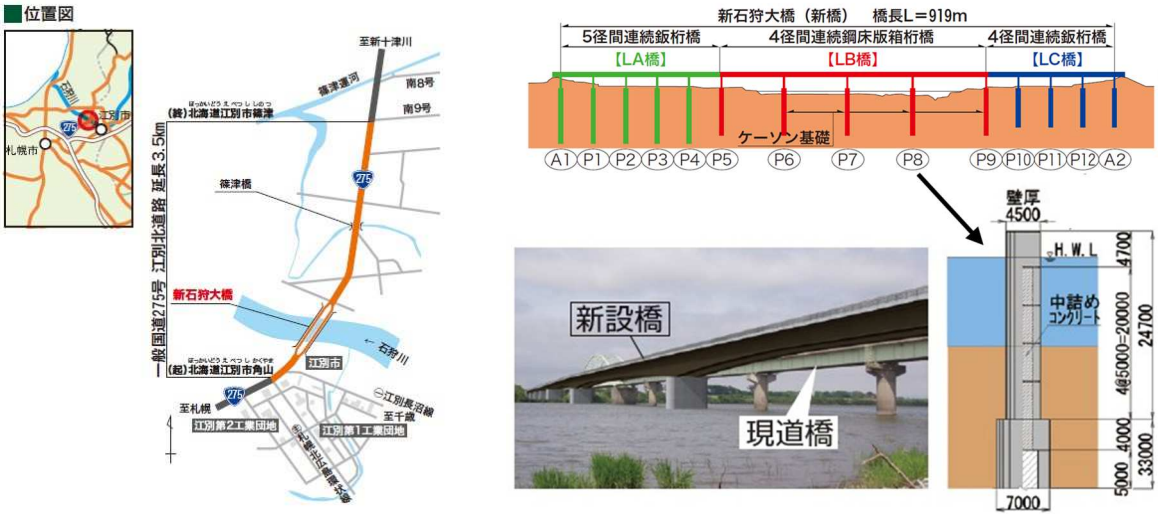


図 3-5　新石狩大橋(新橋)　架設概要（参考文献 [6], [7] より図・写真を引用・加工）

新橋架設後は 2023 年 8 月より現橋と新橋の 2 車線ずつの交通整備を行い，現橋が札幌市方面，新橋が当別町方面に向かう 4 車線に切り替わった。**図 3-6** に整備前後の横断構成を示す。幅員構成は整備前：8.0m（現橋のみ）から整備後： 8.0m（現橋）＋ 9.0m ＋ 歩道 3.0m（新橋）である。

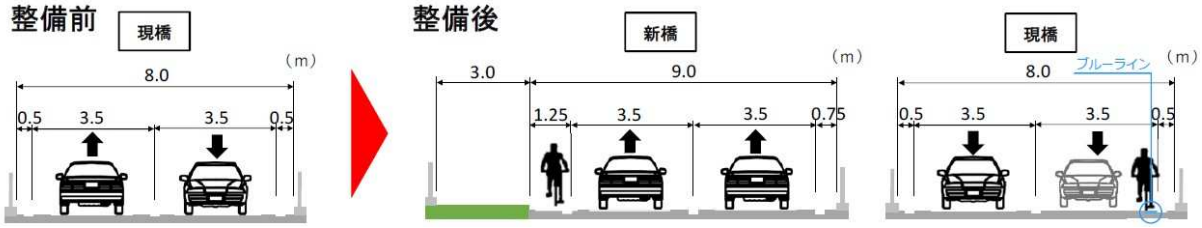


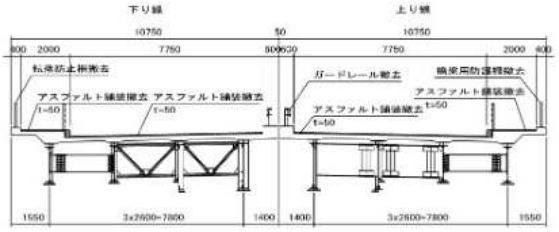
図 3-6　整備前後の横断構成（参考文献 [1] より図を引用）

(5) その他の補修・補強対策および工事例

図 3-7，**図 3-8** に石狩大橋以外の橋梁における幅員変化工事の事例を示す。

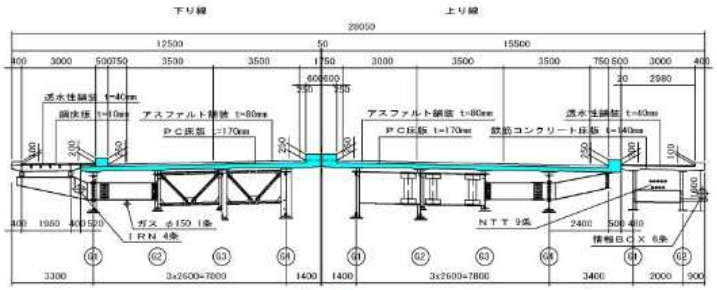
① 既設の床版を取替える際に床版を拡幅（拡幅部を増設した鈑桁で支持）

施工前



施工前

上り線施工完了



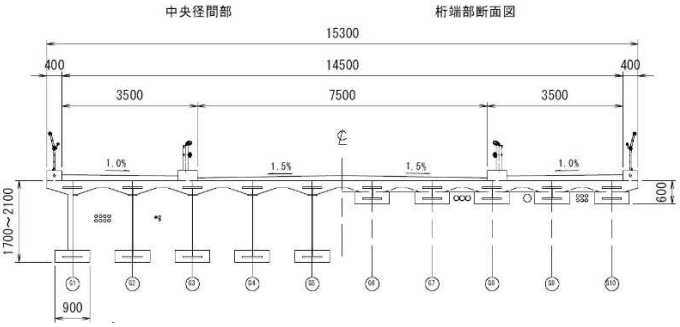
完　成

（参考文献 [8]より図・写真を引用・加工）

図 3-7　事例：国道 1 号　内部橋（三重県四日市市）

・拡幅前：21.5m ⇒　拡幅後：28.5m
・床版の切断には大型ブレードと連続コア削孔（部材が厚い箇所）を併用
・床版拡幅に伴い，橋体に鈑桁を増設

② 幅員の大きい新橋に架け替え（旧橋を撤去後，新橋に架け替え）



写真：令和 5 年 2 月撮影　　（参考文献 9), 10) より図・写真を引用・加工）

図 3-8　事例：国道 56 号 5 代目肱川橋（愛媛県大洲市）

・拡幅前（旧橋）：12.0m　⇒　拡幅後（新橋）：14.5m（歩道幅員を拡幅）
・橋脚は初代肱川橋 1913 年の架設から約 100 年にわたり供用（1961 年の 3 代目肱川橋架替え時に煉瓦造りの橋脚をコンクリートで補強）。耐震強度不足のため橋脚を新設し，橋脚の強度不足を解消
・橋脚数を 5 基から 3 基に削減し，河川の阻害や洪水時における流木の衝突リスクなどを低減

（6）考察および感想

本橋の補修および拡幅は長期間の供用に伴い変化した交通事情と経年劣化に対策した一例である。道路橋の拡幅は前項に示した事例のように橋体自体に処置を施すことが一般的であるが，本橋は新旧の橋梁を活用した事例としてみることができる。とくに橋長が 900m におよぶ現橋の補修と新橋の架設を並行し，さらに新橋架設後に 4 車線化へ切り替えた点は今後の補修と作業時の交通規制の参考になると考えられる。

【参考文献】

1）国土交通省札幌開発建設部，国道 275 号 江別市 新石狩大橋の 4 車線化，2023.7
（https://www.hkd.mlit.go.jp/sp/release/e1lg9o000000eva8-att/e1lg9o000000ftn8.pdf）
2）建設図書，橋梁と基礎　新石狩大橋の架設，1969.11
3）第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，鋼道路橋に適用される PC 床版の現状と課題について，1998.11
4）ETC2.0（平均値），2018.8
5）国立研究開発法人土木研究所　寒地土木研究所，新石狩大橋主径間部(バランスドランガーけた)設計と架設について，1970.12
（https://thesis.ceri.go.jp/db/files/GR0002500709.pdf）
6）一般社団法人日本建設業連合会北海道支部，ほくと vol.36，2022.12
（https://www.nikkenren.com/about/hokkaido/pdf/hokuto_036.pdf）

7）国土交通省北海道開発局, 北海道開発局における CIM の取り組みについて≪後編≫,
8）川田技報 vol.32　国道 1 号における床版取替工事，2013.2
9）国土交通省四国地方整備局大洲河川国道事務所, 道ナビ　肱川橋架替事業　令和 4 年 3 月 12 日交通切替，2023.2（https://www.skr.mlit.go.jp/oozu/michi/hijikawa.html）
10）川田技報 vol.42　5 代目肱川橋架け替え上部工事の架設施工，2023.2

3．4　浜名大橋

（1）橋梁概要

浜名大橋は静岡県浜松市から湖西市に位置しており国道 1 号浜名バイパスの一部である。浜名湖の今切口に建設されており橋長 631.8ｍのプレストレストコンクリート大橋である。橋の南側は遠州灘（太平洋），北側は浜名湖である。

写真 3-9　浜名大橋全景

（2）構造形式についての説明

橋 梁 名：浜名大橋
路 線 名：国道 1 号（浜名バイパス）
発 注 者：日本道路公団
架 橋 地：浜松市西区舞阪町から湖西市新居町
完 成 年：1976 年
橋梁形式：5 径間連続 PC 有ヒンジラーメン箱桁橋
下部構造：中空式柱橋脚
橋　　長：631.8ｍ
支 間 長：55.0+140.0+240.0+140.0+55.0（ｍ）
有効幅員：9.0ｍ（2 車線）

浜名大橋は中央径間部にヒンジ構造（左右対称の張り出し構造の接続部を「ゲレンク沓」にて一体化）を有する 5 径間連続 PC ラーメン箱桁橋である。中央径間長 240m は 1976 年の建設当時，箱桁として最大支間長であった。

（3）損傷事例

竣工からおよそ 35 年経過した時点で，閉合時から約 80cm のたわみ量が発生しており，建設当時の設計たわみ量 60cm から更に 20cm 程度進行していた。

当初は「道路橋耐震設計指針・同解説（昭和 47 年 4 月）」で設計されていたが，補修時の設計基準「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編（平成 14 年 3 月）」で照査したところ，コンクリートが負担できるせん断耐力は，当初の 2.0N/mm^2 から 1.1 N/mm^2 と大きく半減する結果となった。

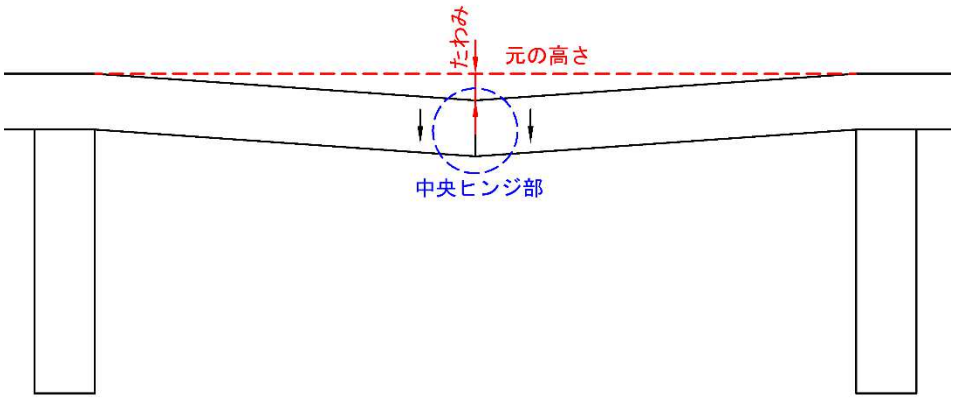


図 3-9　垂れ下がりイメージ

（4）補修・補強工事内容

中央ヒンジ部のたわみはほぼ収束したものの，補修直近の 15 年においては約 8cm のたわみが進行していた。このため，たわみの進行を抑制するために中央ヒンジ部を剛結し，構造系を「連続有ヒンジラーメン橋」から「連続ラーメン橋」に変更する対策を行った。

浜名大橋においては，PC 箱桁橋で桁内部に余裕があること，橋面高さが海面から高く桁外部の作業では安全性に問題があることを考慮し，有ヒンジラーメン橋の連結化工法として実績の多い箱桁内面における外ケーブル方式（たわみ対策）及び PC 鋼棒（中央連結）による連結を採用した。

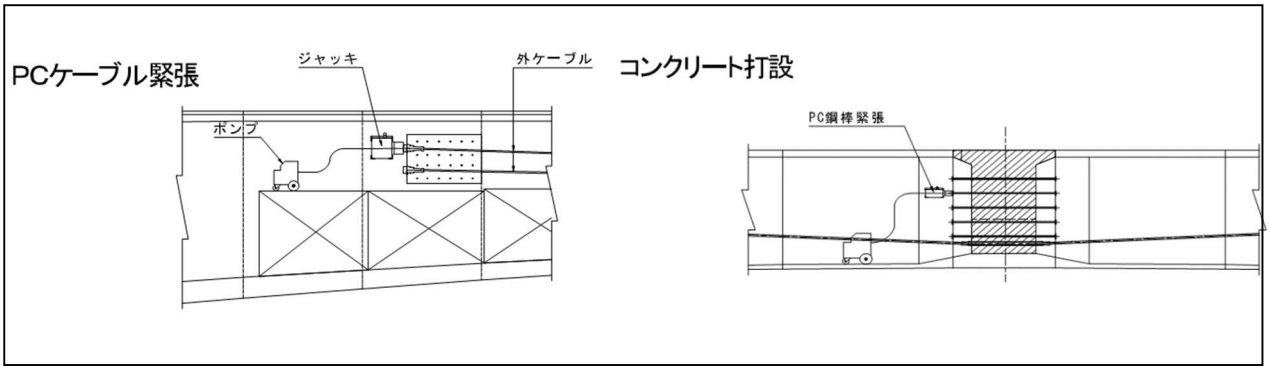


図 3-10　浜名大橋での補修イメージ [1)]

（5）その他の補修・補強対策および工事例

①連続有ヒンジラーメン橋が建設された背景

連続有ヒンジラーメン橋は，まだ電算機が発展していない 1960 年から 1980 年代において，構造計算の容易さや経済的優位性から長大スパン化が図れる構造として支間長 100m を超える橋梁が全国で多く建設された。

写真 3-10　支間中央部の垂れ下がり状況 [2)]

写真 3-11　ヒンジ部構造（ウェブ部分）[3)]

②変状した有ヒンジラーメン橋の補修補強工法

有ヒンジラーメン橋の垂れ下がり対策として実施された補修補強工法について以下に示す。

i）外ケーブル補強工法

ヒンジ構造はそのままで,調整コンクリートによる重量増を外ケーブルで補強する。

ii）主桁連続化工法

ヒンジ部にコンクリートを打設し，主桁を連続化する工法。

主桁の補強として，外ケーブルを配置する。

iii）橋脚設置工法

ヒンジ部の下部に橋脚を施工し，変位を抑制させる工法。

iv）桁下外ケーブル補強工法

v）橋梁架替え

③工事例

「阪神高速松原線（喜連瓜破付近）」

供用から約 40 年経過したコンクリート橋で，橋桁の中央付近にヒンジ部を設ける構造が採用されていた。そこで下図に示すとおり，2003 年にケーブルで左右から引き上げて中央を持ち上げる対策を実施した。

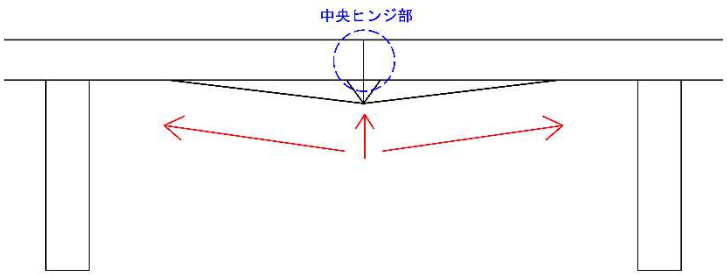


図 3-11　ケーブルでの補修イメージ

しかし，根本的な解決に至らないため，メンテナンスが容易に行える構造とするため，ヒンジ構造のない鋼製連続桁へと橋梁の架替えを実施することとし，現在工事中である。

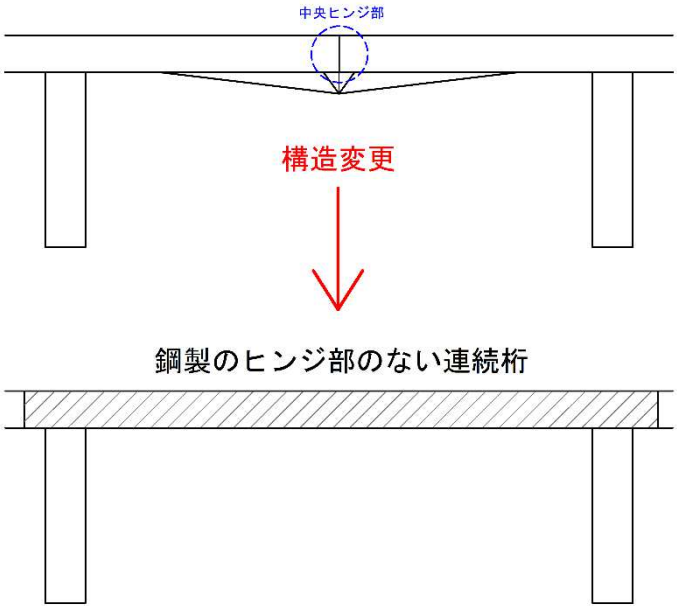


図 3-12　橋梁架替えイメージ

（6）考察および感想

浜名大橋と同じ構造の連続有ヒンジラーメン橋は，ヒンジ部の垂れ下がりによる走行性と維持管理に支障をおこすため，現在はほとんど採用されていない。補修・補強方法については各対象橋梁の条件が異なるため，様々な方法で施工しているのが現状である。

補強方法で実積が多いのは，最も経済的でヒンジ部の維持管理が不要となる「主桁連続化工法」である。しかし主桁を連続化した場合の問題点として，構造系の変化によりこれまで作用していなかった温度変化および外ケーブルによる水平力が，主桁・橋脚に作用することになる。そのため上部工連続化においては，橋脚の耐震性に与える影響について照査する必要がある。補修する場合は新たな構造系で上部工の応力状態を照査し，応力を超過している箇所については別途補強する必要がある。

工事例に示した橋梁自体の架替え工事については，周辺交通への影響が大きいため事例として少ないと考えられる。例えば，浜名大橋の場合，日当り交通量 44 千台であり，架替えは相当大きな影響がある。そのためヒンジ部の垂れ下がりについての補修工事では，様々な条件を総合的に判断して最適な補修方法を検討することが大事であると考えられる。

【参考文献】

1）中部地方整備局　浜松国道事務所　道路管理第二課：
平成の大改修「浜名大橋」橋梁補強について，2011 年
https://www.mlit.go.jp/chosahokoku/h23giken/program/kadai/pdf/innovation/inno1-03.pdf

2）株式会社開発工営社：有ヒンジ PC ラーメン橋に生じた変状とその影響について，発行論文集 NOTE KOEI，Vol.25，2017 年 11 月
https://www.kai-koei.co.jp/archive/notekoei/25-05.pdf
3）公益社団法人日本コンクリート工学会：ＰＣ３径間連続有ヒンジ箱桁橋の連続化について（東北自動車道八幡平橋），コンクリート工学年次論文集 Vol.7，No.2，pp.1501-1506，2009
https://data.jci-net.or.jp/data_pdf/31/031-02-2251.pdf
4）阪神高速道路株式会社ウェブサイト
https://www.hanshin-exp.co.jp/renewal/kireuriwari/about.html

3．5　瀬底大橋

（1）橋梁概要

瀬底大橋は，沖縄県本島と瀬底島を結ぶ全長 762.0m の海峡横断道路橋であり，沖縄県で初めての海上橋梁として 1985 年 2 月に完成した。当橋梁は，中央径間部にニールセンローゼ桁が採用されており，この形式の橋梁としては当時同県下で初の工事であった[1)]。

写真 3-12　瀬底大橋[2)]

（2）構造形式についての説明

橋 梁 名：瀬底大橋
路 線 名：一般県道瀬底健堅線
発 注 者：沖縄県北部土木事務所
架 橋 地：本部町健堅～瀬底島
完 成 年：1985 年
橋梁形式：鋼ニールセンローゼ橋+4@PC3 径間連続箱桁橋+PC2 径間単純 T 桁橋
下部構造：壁式橋台，逆 T 式橋脚，張出し式橋脚
橋　　長：762.00（m）
支 間 長：3@40.00+3@54.30+139.50+3@54.30+3@40.00+23.65+23.65（m）
有効幅員：車道 7.25（m）+歩道 2.5（m）

中央径間のタイプ決定に際して，比較検討された概略は以下の通りである。

①径間 141m に適合するアーチ系の桁として，ローゼ桁，ランガートラス桁，ニールセンローゼ桁などが考えられるが，経済性についてはいずれも大差はない。

②美観についてローゼ桁やランガ―トラス桁は，鉛直材により視界を遮り好ましくない。

③ニールセンローゼ桁は斜材が細く，軽快な感じを与え，遠方からはアーチ部材が映え景観にマッチする。

以上の理由により，ニールセンローゼ桁に決定された[3)]。中央径間以外の上部工形式は，鋼桁と PC 桁を比較した結果，沖縄では塗装周期が短くなることもあり維持管理等の経済性で有利となる PC 桁が採用された。PC 上部工の架設は，プレキャストブロック片持張出し架設工法で，台風や架橋地点の条件等を考慮し沖縄県で初めて採用された。また，側径間部の施工においては，日本で最初となる吊りブロック工法が試みられた。航路となる中央径間部分は，航路を閉鎖せず，台風の影響を考慮し短期間に施工する必要があったことから，フローティングクレーンによる大ブロック一括架設工法を採用している[4)]。

（3）強塩害対策

本橋梁は，海上橋梁であり，また沖縄県の特徴である強塩害を受けるため，様々な塩害対策が行われた[5)]。

①鉄筋の純かぶりを5cmとし，潮風の影響を受けない箱桁内面は純かぶり3cmとした。桁から露出する地覆鉄筋等の鋼材には防食保護材（ニコロコート，セメンテックス等）を繰り返し塗った。

②長期間グラウトされない部分のシースには亜鉛メッキを施した。

③スペーサーは側枠部を除いて富配合モルタルにより現場製作した。

④製作ベースの底枠に，特殊防食加工のメタルフォームを使用した。

（4）劣化や損傷，補修・補強の要因

①橋脚の段落とし部

土木分野では，地震力（水平力）による構造物の柱への応力は柱頭や柱脚部分などの接合部に集中し，柱中間部分には接合部付近ほど大きな応力が掛からないという考えから，鉄筋量の節約による経済的な合理化のため柱主筋の段落としを行うことが定石であった。

しかし，「道路橋示方書・同解説　社団法人　日本道路協会　昭和55年5月」（以下，道路橋示方書1980年）で，「軸方向鉄筋の段落としに関する規定」が追加された。

本橋は，1980年以前の道路橋示方書に準じて設計されたため，14橋脚のうち9橋脚に鉄筋の段落とし部が存在しており，耐震補強が必要であった。

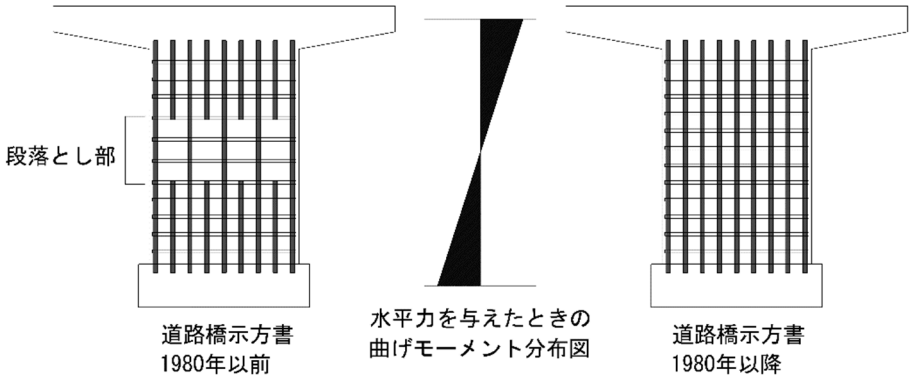


図 3-13　段落とし部概要

② 強塩害の影響

強塩害により既設鋼製支承が機能していないため支承の取替が必要であるなど，塩害の影響を多く受けていた。さらに 1985 年に供用開始以来，1995～1997 年に塗装の塗替えが行われたが，同要因により 2013 年頃には再度塗替えが必要な状況であった [6)]。

（5）補修・補強の内容

本橋の耐震補強に橋脚巻き立て補強工法等の従来の工法を適用した場合，止水工や仮桟橋工等に膨大な費用が必要であったため，高減衰免震ゴム支承，粘性ダンパーおよびせん断パネル型ダンパーを併用することにより，下部工の耐震補強工事量を最小限に抑え，従来の工法と比べ約 50%程度の工事費で橋脚の耐震性能 2 を確保した [7)]。

塗装に関しては，①本施工時の仮設工を含めた LCC（ライフサイクルコスト）（長期防錆），②環境負荷の低減（無溶剤），③施工性（塗装の層数が少なく施工性向上，工期短縮），④耐候性（紫外線劣化が少ない），⑤本橋の架設環境が海上架設であり，橋梁のたもとにはビーチがあるため，環境への負荷低減（VOC 排出抑制：揮発性有機化合物）などが検討された結果，30 年間での LCC が小さい無溶剤無機系封孔材塗料（パーミエイト）が採用された [7)]。

（6）波及効果

① 構造形式について

架橋ルートや橋梁形式等の選定にあたっては，海上橋という厳しい設計条件や高度な技術力を要することから，「技術検討委員会」を設置し，指導・助言を受けながら設計を取り纏めた。後に整備される離島橋梁の設計においても，同様の手法が踏襲されている [4)]。

② 塩害対策について

塩害環境下にある橋梁の鋼材腐食に起因する損傷について，コンクリート内部への塩分浸透や鉄筋の腐食進行といった劣化の予測手法が未だ解明されていないところも少なくなく，厳しい塩害環境下にある橋脚の調査対象となり調査・研究が進められている。

また，本橋のケーブルには，直径 62mm のロックドコイルが採用されているが，腐食環境に対応するため，亜鉛メッキ処理されたケーブル材の表面にペトロラタム（石油系グリス）を含んだ粘着テープを巻き，その上を紫外線硬化型の FRP テープで保護し，その上にポリウレタン系の塗装を施している [8)]。

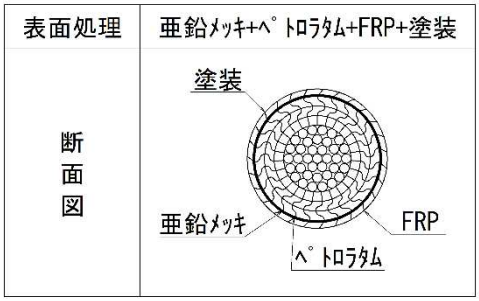


図 3-15　ケーブル断面図

この防食性能を調査するため 12 年間の暴露試験が行われたが，FRP 被覆があるケーブル表面には，錆びの発生は認められなかった。しかし，一旦被覆内部に水分が侵入すれば，内部に水分が滞留し，逆に錆びが発生しやすくなる可能性があることも確認された。また，亜鉛メッキ損失量を計測した結果，減少量が年間約 12g/m^2 となっており，腐食環境が厳しい場合の標準的な減少量が一般的に年間約 50g/m^2 といわれていることから，本橋に採用された防食処理は亜鉛めっきの損失防止に効果があることが確認されている。

（7）考察

本橋梁は海上橋，観光地である沖縄の橋梁であるため，塩害対策や景観対策に大きな影響を与えている。日本は島国であるため，このような環境下の橋梁について本橋梁で採用された工法は有効であると考えられる。塩害に対しては様々な対策がなされているが，今後の研究により予測手法や対策方法が高度化することを期待する。特に，ケーブルの暴露試験結果より，いくら防錆処理をしても内部に水が侵入し，滞留すると錆が発生しやすくなる可能性があることが確認されているため，防水対策，排水対策を綿密に計画する必要があると考える。

また，本橋梁の耐震補強は，免震支承，粘性ダンパー及びせん断パネルダンパーを併用して，下部工の耐震補強工事量を最小限に抑えている。下部工が海上や河川内にあるなど，止水工や仮桟橋工等に膨大な費用が掛かる場合に上記の方法は有効である。

【参考文献】

1）川田工業：瀬底大橋の設計と施工，川田技報 Vol.4，pp.137-148，1985 年
2）沖縄県ウェブサイト：「沖縄県の離島架橋 2016」
https://www.pref.okinawa.jp/_res/projects/default_project/_page_/001/020/538/bridge_2016-4.pdf
3）日本橋梁建設協会：虹橋-35 号，pp.14-16，1986 年 8 月
4）プレストレストコンクリート工学会：沖縄県における離島架橋-離島架橋の整備効果と技術的特色-，プレストレストコンクリート Vol.54，pp.49-52，2012 年 3 月
5）コンクリート工学会：プレキャストブロックカンチレバー工法による瀬底大橋の施工，コンクリート工学 Vol.22，pp．22-28，1984 年 4 月

6）道路構造物ジャーナル NET：「新本部大橋が進捗、管内の塩害などに対処」
https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/interviews/11045/?spage=5
7）ホープ設計：「北部土木事務所　瀬底大橋橋梁耐震補強設計業務委託（その３）」
https://www.hopedesign.co.jp/category/result/
8）土木学会：腐食環境下におけるニールセンローゼ橋ケーブルの性能調査～瀬底大橋のケーブル暴露試験～，土木学会第 53 回年次学術講演会，pp.522-523，1998 年 10 月

第 4 章　ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋における標準設計[1)]の変遷調査（2 班）

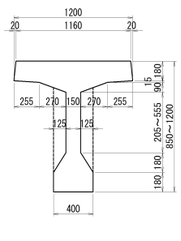
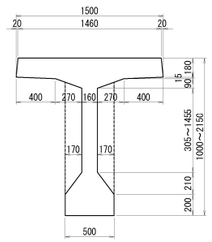
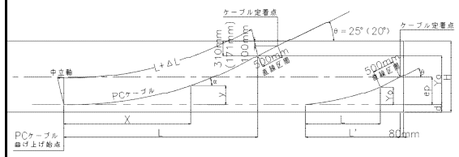
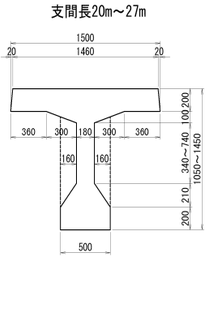
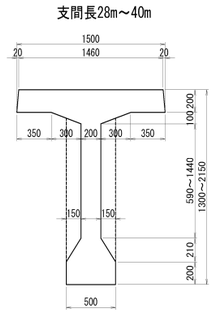
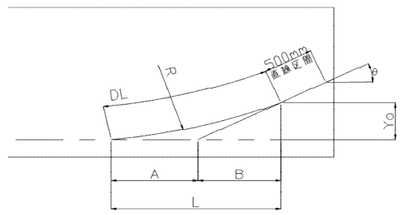
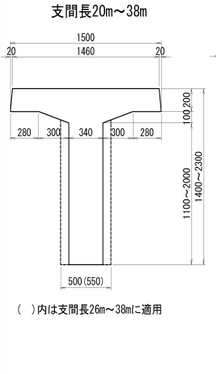
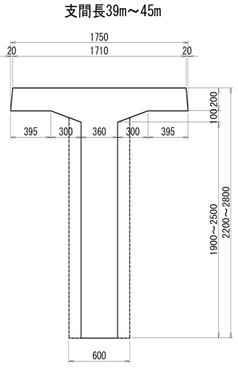
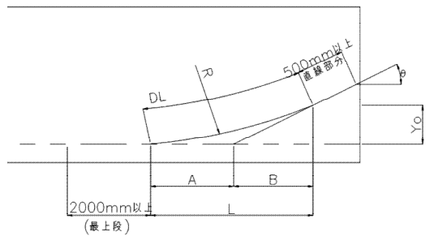
4．1　概要

本章は，ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋における標準設計の変遷について調査し，まとめたものである。

4．2　調査項目一覧

（1）適用支間
（2）幅員
　（a）幅員構成
　（b）主桁間隔
（3）荷重
（4）材料および許容応力度
　（a）コンクリート
　（b）PC 鋼材
　（c）鉄筋
（5）破壊に対する安全度
（6）たわみに対する安全度
（7）プレストレッシングの条件
（8）主ケーブルの配置形状
（9）主桁の形状

表4-1　調査内容まとめ

標準図 発行年	主桁断面	主ケーブルの配置形状	適用 支間	幅員	桁配置	荷重	材料および許容応力度 コンクリート	材料および許容応力度 PC鋼材	材料および許容応力度 鉄筋	破壊に対する 安全度	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｯｼﾝｸﾞ の条件
S44年 S33(1958年) 道路構造令 S43(1968年) PC道路橋 示方書	支間長14m～20m  支間長21m～40m 	 	14～20m 21～40m	・道路構造令による幅員 車道：6～9m 歩道：0.75～2.5m ・地覆幅 車道：350mm 歩道：400mm	・主桁間隔 1.45～1.95m ・間詰幅 0.25～0.75m ・主桁間隔 1.75～2.20m ・間詰幅 0.25～0.70m	TL-14、20 ・1等橋 主桁：L-20 横桁：T-20 床版：T-20 ・2等橋 主桁：L-14 横桁：T-20 床版：T-20	・設計基準強度 主桁　：400kg/cm² 床版横桁：300kg/cm² ・許容曲げ引張応力度 主桁　：15kg/cm² ・許容斜引張応力度 主桁設計荷重作用時 ：10kg/cm² 主桁破壊荷重作用時 ：20kg/cm² ・ヤング係数 主桁：3.5×10⁵kg/cm²	・主ｹｰﾌﾞﾙ SWPR1　12φ5 (上縁定着あり) SWPR1　12φ7 (上縁定着あり) ・横締めｹｰﾌﾞﾙ SWPR1　12φ5 ・許容引張応力度 設計荷重時:0.6σpu 導入直後　:0.7σpu 緊張中　:0.9σpy ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	・SD30 D10 D13 ・許容引張応力度 1800kgf/cm² ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	(a)1.3D+2.5L (b)1.8(D+L) D：死荷重 L：活荷重	・主桁 パーシャルプレストレス ・横桁 フルプレストレス ・床版 フルプレストレス
S55年 S45(1970年) 道路構造令 S53(1978年) 道路橋示方書 (Ⅲ)	支間長20m～27m  支間長28m～40m 	 20～27m（使用鋼材：12φ7mm） 上縁定着有。 28m～40m(使用鋼材：12T12.4mm) 上縁定着無。	20～27m 28～40m	・道路構造令による幅員 車道：7～11m 歩道：1.5～3.0m ・地覆幅 車道：400mm 歩道：600mm	・主桁間隔 1.75～2.15m ・間詰幅 0.25～0.65m	TL-14、20 ・1等橋 主桁：L-20 横桁：T-20 床版：T-20 ・2等橋 主桁：L-14 横桁：T-14 床版：T-14	・設計基準強度 主桁　：400kg/cm² 床版横桁：300kg/cm² ・許容曲げ引張応力度 主桁　：15kg/cm² ・許容斜引張応力度 主桁　：10kg/cm² ・ヤング係数 主桁：3.5×10⁵kg/cm²	・主ｹｰﾌﾞﾙ SWPR1　12φ7 (上縁定着あり) SWPR7A 12T12.4 ・横締めｹｰﾌﾞﾙ SWPR1　12φ5 SWPR1　12φ7 SWPR19 1T17.8 SWPR19 1T19.3 SWPR19 1T21.8 ・許容引張応力度 設計荷重時:0.6σpu 導入直後　:0.7σpu 緊張中　:0.9σpy ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	・SD30 D13 D16 ・許容引張応力度 1400kgf/cm² ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	(a)1.3D+2.5(L+i) (b)1.7(D+L+i) (c)1.0D+2.5(L+i) D：死荷重 L：活荷重 i：衝撃	・主桁 パーシャルプレストレス ・横桁 フルプレストレス ・床版 フルプレストレス
H6年 H2(1990年) 道路橋示方書 (Ⅲ) H5(1993年) 道路構造令 H6(1994年) 道路橋示方書 (Ⅲ)	支間長20m～38m  ( )内は支間長26m～38mに適用 支間長39m～45m 	 最上段直線距離の追加。 曲げ上げ半径の最小値を変更。	20～38m 39～45m	・道路構造令による幅員 車道：7～11m 歩道：3.0m ・地覆幅 車道：400mm 歩道：600mm	・主桁間隔 1.84～2.23m ・間詰幅 0.34～0.73m ※道示Ⅲ7.4(3)に「床版の場所打ち部の幅は一般に75cm以下」と記述あり ・主桁間隔 2.08～2.48m ・間詰幅 0.33～0.73m ※道示Ⅲ7.4(3)に「床版の場所打ち部の幅は一般に75cm以下」と記述あり	B活荷重 ※A活荷重は適用範囲外	・設計基準強度 主桁　：400kg/cm² 床版横桁：300kg/cm² ・許容曲げ引張応力度 主桁　：15kg/cm² ・許容斜引張応力度 主桁　：10kg/cm² ・ヤング係数 主桁：3.1×10⁵kg/cm²	・主ｹｰﾌﾞﾙ SWPR7B　7S12.7 SWPR7B 12S12.7 SWPR7B 12S15.2 ・横締めｹｰﾌﾞﾙ SWPR1　12φ5 SWPR1　12φ7 SWPR19 1T17.8 SWPR19 1T19.3 SWPR19 1T21.8 ・許容引張応力度 設計荷重時:0.6σpu 導入直後　:0.7σpu 緊張中　:0.9σpy ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	・SD295 D13 D16 D19 D22 ・許容引張応力度 1400kgf/cm² ・ヤング係数 2.0×10⁶kgf/cm²	(a)1.3D+2.5(L+i) (b)1.7(D+L+i) (c)1.0D+2.5(L+i) D：死荷重 L：活荷重 i：衝撃	・主桁 パーシャルプレストレス ・横桁 フルプレストレス ・床版 フルプレストレス

4．3　調査内容

（1）適用支間

適用支間は，**図 4-1** のように変遷している。

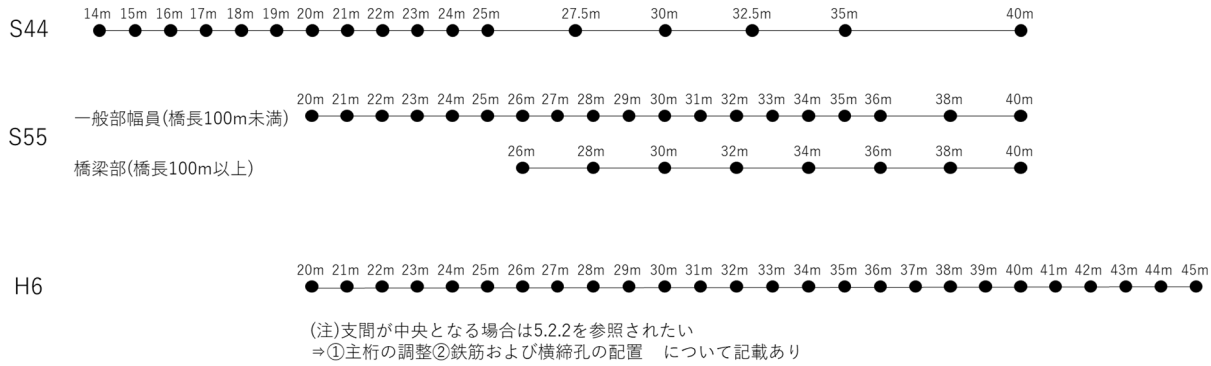


図 4-1　適用支間比較図

適用支間の一つ目の変遷として，昭和 44 年版から昭和 55 年版において 14m～20m の支間が適用されなくなっている。

プレストレストコンクリート工学会の JIS A 5316（桁橋用プレストレストコンクリート橋桁）に関する文献[2)]において，『昭和 43 年の建設省の鋼道路橋の床版の設計に関する暫定基準により，道路橋の床版の厚さが規定され，桁がそのままでは使用できなくなったのを機会に，市場調査等で将来の需要の方向および工場の能力を考慮して，改正案を検討し，昭和 46 年に改正された。その改正により，適用スパンは 10m より 21m までとなり，…(中略)…この改正により，20m 前後の橋梁には広く用いられるようになった』と記載がある。

従って，昭和 44 年以降にプレテンション T 形桁が広く普及したことからポストテンション T 形桁の適用支間も変わったものと考えられる。

また，二つ目の変遷として，昭和 55 年版から平成 6 年版において最大支間長が 40m から 45m に延長されている。これは，当時の施工実績及び架設能力の実態から最大支間長の拡大を図ったものと考えられる。

（2）幅員

（a）幅員構成

標準設計で対象としている道路幅員の変遷を**表 4-2～4-4** に示す。

表 4-2　昭和 44 年版標準設計で対象とした幅員

幅員番号	橋格	地覆幅L (m)	歩道幅員L (m)	車道幅員 (m)	歩道幅員R (m)	地覆幅R (m)	有効幅員 (m)	総幅員 (m)
S44-1	一等橋	0.350	2.000	9.000	2.000	0.350	13.000	13.700
S44-2	一等橋	0.350	2.000	8.000	2.000	0.350	12.000	12.700
S44-3	一等橋	0.350	2.500	7.500	2.500	0.350	12.500	13.200
S44-4	一等橋	0.350	2.000	7.500	2.000	0.350	11.500	12.200
S44-5	一等橋	0.350	1.500	7.500	1.500	0.350	10.500	11.200
S44-6	一等橋	0.350	0.750	6.500	0.750	0.350	8.000	8.700
S44-7	一等橋	0.400	0.000	7.000	0.000	0.400	7.000	7.800
S44-8	一等橋	0.350	0.750	6.000	0.750	0.350	7.500	8.200
S44-9	二等橋	0.400	0.000	6.500	0.000	0.400	6.500	7.300
S44-10	一等橋	0.350	0.750	7.000	0.750	0.350	8.500	9.200
S44-11	二等橋	0.350	0.750	6.500	0.750	0.350	8.000	8.700
S44-12	二等橋	0.350	0.750	6.000	0.750	0.350	7.500	8.200
S44-13	一等橋	0.400	0.000	6.500	0.000	0.400	6.500	7.300
S44-14	一等橋	0.350	1.500	8.000	1.500	0.350	11.000	11.700
S44-15	一等橋	0.350	2.000	7.000	2.000	0.350	11.000	11.700
S44-16	一等橋	0.350	1.500	7.000	1.500	0.350	10.000	10.700
S44-17	一等橋	0.350	2.000	6.500	2.000	0.350	10.500	11.200
S44-18	一等橋	0.350	2.000	6.000	2.000	0.350	10.000	10.700
S44-19	一等橋	0.350	0.750	8.000	0.750	0.350	9.500	10.200
S44-20	一等橋	0.400	0.000	8.000	0.000	0.400	8.000	8.800
S44-21	一等橋	0.350	0.750	7.500	0.750	0.350	9.000	9.700
S44-22	一等橋	0.350	1.500	6.500	1.500	0.350	9.500	10.200
S44-23	一等橋	0.350	1.500	6.000	1.500	0.350	9.000	9.700
最大値	－－－	－－－	2.500	9.000	2.500	－－－	13.000	13.700
最小値	－－－	－－－	0.750	6.000	0.750	－－－	6.500	7.300

昭和44年版と昭和55年版で同様の幅員構成
昭和55年版と平成6年版で同様の幅員構成
昭和44年版と昭和55年版、平成6年版で同様の幅員構成

表 4-2 には昭和 44 年版標準設計で対象とした幅員を示しているが，解説に道路構造令から第 3 種 2 級，3 級，4 級のうち 19 種類の幅員構成（昭和 44 年度制定予定）をそのまま適用できるとの記述があり，制定予定の幅員にて対象幅員，標準設計が決定したと思われる。

昭和 44 年の道路幅員の特徴としては，車道幅員の最大値は 9.0m，最小値は 6.0m，歩道幅員の最大値は 2.5m，最小値は 0.75m であった。

また，**表 4-2** の網掛け部より，昭和 44 年版標準設計と次に改訂された昭和 55 年版標準設計で対象とする共通の幅員は上記の薄黄色及び薄桃色の 3 つのみとなっていた。

表 4-3　昭和 56 年版標準設計で対象とした幅員

幅員番号	橋格	地覆幅L (m)	歩道幅員L (m)	車道幅員 (m)	歩道幅員R (m)	地覆幅R (m)	有効幅員 (m)	総幅員 (m)
S55-1	－－－	0.600	0.000	5.000	0.000	0.600	5.000	6.200
S55-2	－－－	0.400	1.500	6.500	1.500	0.400	9.500	10.300
S55-3	－－－	0.600	0.000	7.000	0.000	0.600	7.000	8.200
S55-4	－－－	0.600	0.000	7.500	0.000	0.600	7.500	8.700
S55-5	－－－	0.400	2.500	7.000	2.500	0.400	12.000	12.800
S55-6	－－－	0.400	2.500	7.250	0.000	0.600	9.750	10.750
S55-7	－－－	0.400	2.500	7.500	0.000	0.600	10.000	11.000
S55-8	－－－	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	8.000	9.200
S55-9	－－－	0.400	2.500	7.500	2.500	0.400	12.500	13.300
S55-10	－－－	0.400	2.500	8.000	0.000	0.600	10.500	11.500
S55-11	－－－	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	14.000	14.800
S55-12	－－－	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	8.500	9.700
S55-13	－－－	0.400	2.500	8.500	0.000	0.600	11.000	12.000
S55-14	－－－	0.600	0.000	9.000	0.000	0.600	9.000	10.200
S55-15	－－－	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	15.500	16.300
S55-16	－－－	0.400	2.500	8.500	2.500	0.400	13.500	14.300
S55-17	－－－	0.400	2.500	9.000	0.000	0.600	11.500	12.500
S55-18	－－－	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	9.500	10.700
S55-19	－－－	0.400	2.500	9.500	0.000	0.600	12.000	13.000
S55-20	－－－	0.400	2.500	9.500	2.500	0.400	14.500	15.300
S55-21	－－－	0.600	0.000	10.000	0.000	0.600	10.000	11.200
S55-22	－－－	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	16.000	16.800
S55-23	－－－	0.600	0.000	11.000	0.000	0.600	11.000	12.200
S55-24	－－－	0.400	2.500	11.000	0.000	0.600	13.500	14.500
S55-25	－－－	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	17.000	17.800
最大値	－－－	－－－	3.000	11.000	3.000	－－－	17.000	17.800
最小値	－－－	－－－	1.500	5.000	1.500	－－－	7.000	8.200

昭和44年版と昭和55年版で同様の幅員構成
昭和55年版と平成6年版で同様の幅員構成
昭和44年版と昭和55年版、平成6年版で同様の幅員構成

表 4-3 には昭和 56 年版標準設計で対象とした幅員を示している。

道路幅員について，昭和 44 年版からの標準設計改訂の際に昭和 50 年 7 月　建設省都計発第 40 号及び建設省道企発 51 号「道路の標準幅員に関する基準(案)について」により，基準に整合させる必要が生じたため，この道路の分類（主要幹線道路，幹線道路，補助幹線道路，特例又は暫定道路）ごとにまとめることを意図としたとの記述がある。

昭和 55 年の道路幅員の特徴としては，車道幅員の最大値は 11.0m，最小値は 5.0m，歩道幅員の最大値は 3.0m，最小値は 1.5m と昭和 44 年版から変更があった。具体的には，車道幅員の最大値が 1m 広く，最小値も 1m 狭くなっていることに加え，歩道幅員も最大値は 0.5m 広く，最小値は 2 倍の広さとなっていた。

また，**表 4-3** の網掛け部より，昭和 55 年版標準設計と次に改訂された平成 6 年版標準設計で対象とする共通の幅員は薄緑色及び薄桃色の 7 つとなっていた。

表 4-4　平成 6 年版標準設計で対象とした幅員

幅員番号	橋格	地覆幅L (m)	歩道幅員L (m)	車道幅員 (m)	歩道幅員R (m)	地覆幅R (m)	有効幅員 (m)	総幅員 (m)
H6-1	－－－	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	16.000	16.800
H6-2	－－－	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	17.000	17.800
H6-3	－－－	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	9.500	10.700
H6-4	－－－	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	12.500	13.500
H6-5	－－－	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	14.000	15.000
H6-6	－－－	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	14.000	14.800
H6-7	－－－	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	15.500	16.300
H6-8	－－－	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	13.500	14.300
H6-9	－－－	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	14.500	15.300
H6-10	－－－	0.400	3.000	8.000	0.000	0.600	11.000	12.000
H6-11	－－－	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	11.500	12.500
H6-12	－－－	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	8.500	9.700
H6-13	－－－	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	13.000	13.800
H6-14	－－－	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	8.000	9.200
H6-15	－－－	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	10.500	11.500
H6-15	－－－	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	10.500	11.500
最大値	－－－	－－－	3.000	11.000	3.000	－－－	17.000	17.800
最小値	－－－	－－－	3.000	7.000	3.000	－－－	8.000	9.200

昭和44年版と昭和55年版で同様の幅員構成
昭和55年版と平成6年版で同様の幅員構成
昭和44年版と昭和55年版、平成6年版で同様の幅員構成

表 4-4 には平成 6 年版標準設計で対象とした幅員を示している。

対象幅員について，建設省道路局，都市局において定められた道路の標準幅員（案）の中から選定した幅員で，積雪地域に対する幅員も考慮して定められ，歩道幅は 3m に統一したとの記述がある。また，基本的な道路の幅員構成の考え方は昭和 55 年の改定時の道路の分類（主要幹線道路，幹線道路，補助幹線道路，特例又は暫定道路）から変わりない。

平成 6 年の道路幅員の特徴としては，車道幅員の最大値は 11.0m と昭和 55 年から変更はないが，最小値は 7.0m，歩道幅員は 3.0m となった。具体的には，車道幅員の最小値が 2m 広くなり，歩道幅員は最大最小がなく一定となった。

また，**表 4-4** の網掛け部より，昭和 44 年版標準設計，昭和 55 年版標準設計とその次に改訂された平成 6 年版標準設計で対象とする共通の幅員は上記に示す薄桃色の僅か 1 つのみとなっていた。

これまで標準設計で採用されてきた幅員については，それが採用された時代背景が関連していると思われるが，実際の背景については文献もなく推測の域を出ないのが事実と思われる。しかしながら，幅員の変遷についてわからないながらに考察してみると，昭和 44 年に制定された歩道幅員の最小値は，現代では考えられない人もすれ違えないような幅 0.75m となっていた。あまり現実的ではなかった幅員だったこともあったためか，この次の改訂（昭和 55 年）では，これを改善させたのか歩道の最小幅員は 1.5m になり，更にその次（平成 6 年）についても歩道幅員に最大最小という概念がな

くなり，一定幅 3.0m となった。車道幅員についても同様に変遷を遂げ現在の幅員になっていることと思われる。

（b）主桁間隔

標準設計で対象としている道路幅員に対する主桁配置の模式図を**図 4-2** に各構造寸法の変遷を**表 4-5～4-9** に示す。

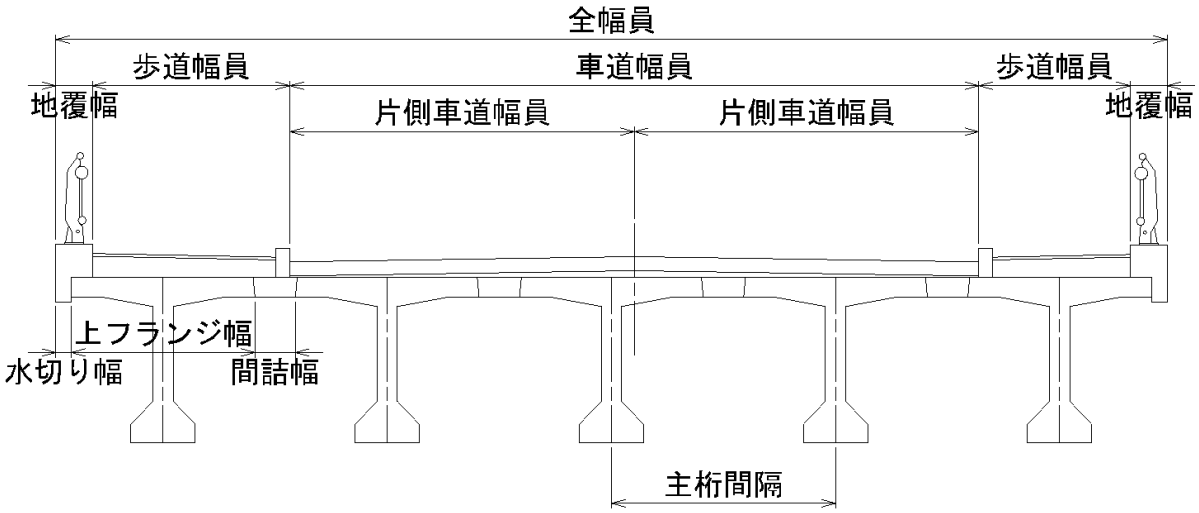


図 4-2　主桁配置断面模式図

表 4-5　昭和 44 年版標準設計幅員に対する主桁配置(1)

幅員番号	全幅員 (m)	上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (m)	主桁間隔 (m)	水切り幅 (m)	間詰幅 (m)	支間長
S44-1	13.700	1.200	1.750	0.125	0.550	14～20m
S44-2	12.700	1.200	1.850	0.200	0.650	14～20m
S44-3	13.200	1.200	1.950	0.150	0.750	14～20m
S44-4	12.200	1.200	1.800	0.100	0.600	14～20m
S44-5	11.200	1.200	1.950	0.125	0.750	14～20m
S44-6	8.700	1.200	1.800	0.150	0.600	14～20m
S44-7	7.800	1.200	1.550	0.200	0.350	14～20m
S44-8	8.200	1.200	1.700	0.100	0.500	14～20m
S44-9	7.300	1.200	1.450	0.150	0.250	14～20m
S44-10	9.200	1.200	1.550	0.125	0.350	14～20m
S44-11	8.700	1.200	1.450	0.125	0.250	14～20m
S44-12	8.200	1.200	1.700	0.100	0.500	14～20m
S44-13	7.300	1.200	1.900	0.200	0.700	14～20m
S44-14	11.700	1.200	1.700	0.150	0.500	14～20m
S44-15	11.700	1.200	1.700	0.150	0.500	14～20m
S44-16	10.700	1.200	1.850	0.125	0.650	14～20m
S44-17	11.200	1.200	1.600	0.200	0.400	14～20m
S44-18	10.700	1.200	1.850	0.125	0.650	14～20m
S44-19	10.200	1.200	1.750	0.125	0.550	14～20m
S44-20	8.800	1.200	1.450	0.175	0.250	14～20m
S44-21	9.700	1.200	1.650	0.125	0.450	14～20m
S44-22	10.200	1.200	1.750	0.125	0.550	14～20m
S44-23	9.700	1.200	1.650	0.125	0.450	14～20m
最大値	13.700	－－－	1.950	0.200	0.750	－－－
最小値	7.300	－－－	1.450	0.100	0.250	－－－

表 4-6　昭和 44 年版標準設計幅員に対する主桁配置(2)

幅員番号	全幅員 (m)	上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (m)	主桁間隔 (m)	水切り幅 (m)	間詰幅 (m)	支間長
S44-1	13.700	1.500	2.000	0.100	0.500	21～40m
S44-2	12.700	1.500	2.200	0.100	0.700	21～40m
S44-3	13.200	1.500	1.900	0.150	0.400	21～40m
S44-4	12.200	1.500	2.100	0.100	0.600	21～40m
S44-5	11.200	1.500	1.900	0.100	0.400	21～40m
S44-6	8.700	1.500	1.750	0.100	0.250	21～40m
S44-7	7.800	1.500	2.000	0.150	0.500	21～40m
S44-8	8.200	1.500	2.150	0.125	0.650	21～40m
S44-9	7.300	1.500	1.800	0.200	0.300	21～40m
S44-10	9.200	1.500	1.850	0.150	0.350	21～40m
S44-11	8.700	1.500	1.750	0.100	0.250	21～40m
S44-14	11.700	1.500	2.000	0.100	0.500	21～40m
S44-15	11.700	1.500	2.000	0.100	0.500	21～40m
S44-16	10.700	1.500	1.800	0.100	0.300	21～40m
S44-17	11.200	1.500	1.900	0.100	0.400	21～40m
S44-18	10.700	1.500	1.800	0.100	0.300	21～40m
S44-19	10.200	1.500	2.100	0.150	0.600	21～40m
S44-20	8.800	1.500	1.750	0.150	0.250	21～40m
S44-21	9.700	1.500	2.000	0.100	0.500	21～40m
S44-22	10.200	1.500	2.100	0.150	0.600	21～40m
S44-23	9.700	1.500	2.000	0.100	0.500	21～40m
最大値	13.700	－－－	2.200	0.200	0.700	－－－
最小値	7.300	－－－	1.750	0.100	0.250	－－－

表 4-5 及び**表 4-6** は昭和 44 年版標準設計で対象とした幅員に対する主桁配置を示しているが，この年の標準設計では主桁形状が支間長に応じて 2 種類あり，上フランジの幅が 1200mm と 1500mm となっていた。この差の 300mm が支間長に応じた主桁間隔の最大値，最小値どうしの差とほぼ一致していることから間詰幅には差が生じていなかったものと思われる。

表 4-7 は昭和 55 年版標準設計で対象とした幅員に対する主桁配置を示しているが，この年の標準設計は他の 2 つとは異なり，主桁形状は 1 種類のみとなっている。

また，**表 4-5** から **表 4-7** に示される昭和 44 年版及び昭和 55 年版標準設計の時代には道路橋示方書に間詰幅などに関する構造細目の記載はなかったが，間詰幅に大きな差はなかったことから，主桁間隔を設定する際にも間詰幅を考慮していたのではないかと推測する。

表 4-7　昭和 55 年版標準設計幅員に対する主桁配置

幅員番号	全幅員 (m)	上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (m)	主桁間隔 (m)	水切り幅 (m)	間詰幅 (m)	支間長
S55-1	6.200	1.500	2.150	0.200	0.650	－－－
S55-2	10.300	1.500	2.125	0.150	0.625	－－－
S55-3	8.200	1.500	2.140	0.140	0.640	－－－
S55-4	8.700	1.500	1.750	0.100	0.250	－－－
S55-5	12.800	1.500	1.840	0.130	0.340	－－－
S55-6	10.750	1.500	1.790	0.150	0.290	－－－
S55-7	11.000	1.500	1.840	0.150	0.340	－－－
S55-8	9.200	1.500	1.850	0.150	0.350	－－－
S55-9	13.300	1.500	1.920	0.140	0.420	－－－
S55-10	11.500	1.500	1.940	0.150	0.440	－－－
S55-11	14.800	1.500	1.860	0.140	0.360	－－－
S55-12	9.700	1.500	1.975	0.150	0.475	－－－
S55-13	12.000	1.500	2.040	0.150	0.540	－－－
S55-14	10.200	1.500	2.100	0.150	0.600	－－－
S55-15	16.300	1.500	2.080	0.120	0.580	－－－
S55-16	14.300	1.500	2.090	0.130	0.590	－－－
S55-17	12.500	1.500	2.140	0.150	0.640	－－－
S55-18	10.700	1.500	1.780	0.150	0.280	－－－
S55-19	13.000	1.500	1.870	0.140	0.370	－－－
S55-20	15.300	1.500	1.930	0.145	0.430	－－－
S55-21	11.200	1.500	1.880	0.150	0.380	－－－
S55-22	16.800	1.500	2.150	0.125	0.650	－－－
S55-23	12.200	1.500	2.080	0.150	0.580	－－－
S55-24	14.500	1.500	2.120	0.140	0.620	－－－
S55-25	17.800	1.500	2.000	0.150	0.500	－－－
最大値	17.800	－－－	2.150	0.200	0.650	－－－
最小値	9.200	－－－	1.750	0.100	0.250	－－－

表 4-8　平成 6 年版標準設計幅員に対する主桁配置(1)

幅員番号	全幅員 (m)	上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (m)	主桁間隔 (m)	水切り幅 (m)	間詰幅 (m)	支間長
H6-1	16.800	1.500	2.140	0.160	0.640	20～37m
H6-2	17.800	1.500	1.990	0.190	0.490	20～37m
H6-3	10.700	1.500	2.220	0.160	0.720	20～37m
H6-4	13.500	1.500	1.940	0.180	0.440	20～37m
H6-5	15.000	1.500	2.190	0.180	0.690	20～37m
H6-6	14.800	1.500	2.160	0.170	0.660	20～37m
H6-7	16.300	1.500	2.060	0.190	0.560	20～37m
H6-8	14.300	1.500	2.080	0.160	0.580	20～37m
H6-9	15.300	1.500	2.230	0.210	0.730	20～37m
H6-10	12.000	1.500	2.030	0.175	0.530	20～37m
H6-11	12.500	1.500	2.130	0.175	0.630	20～37m
H6-12	9.700	1.500	1.970	0.160	0.470	20～37m
H6-13	13.800	1.500	1.990	0.180	0.490	20～37m
H6-14	9.200	1.500	1.840	0.170	0.340	20～37m
H6-15	11.500	1.500	1.930	0.175	0.430	20～37m
最大値	17.800	－－－	2.230	0.210	0.730	－－－
最小値	9.200	－－－	1.840	0.160	0.340	－－－

表 4-9　平成 6 年版標準設計幅員に対する主桁配置(2)

幅員番号	全幅員 (m)	上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (m)	主桁間隔 (m)	水切り幅 (m)	間詰幅 (m)	支間長
H6-1	16.800	1.750	2.450	0.175	0.700	38～45m
H6-2	17.800	1.750	2.240	0.185	0.490	38～45m
H6-3	10.700	1.750	2.150	0.175	0.400	38～45m
H6-4	13.500	1.750	2.280	0.175	0.530	38～45m
H6-5	15.000	1.750	2.150	0.175	0.400	38～45m
H6-6	14.800	1.750	2.120	0.165	0.370	38～45m
H6-7	16.300	1.750	2.370	0.165	0.620	38～45m
H6-8	14.300	1.750	2.440	0.175	0.690	38～45m
H6-9	15.300	1.750	2.200	0.175	0.450	38～45m
H6-10	12.000	1.750	2.480	0.165	0.730	38～45m
H6-11	12.500	1.750	2.080	0.175	0.330	38～45m
H6-12	9.700	1.750	2.480	0.255	0.730	38～45m
H6-13	13.800	1.750	2.340	0.175	0.590	38～45m
H6-14	9.200	1.750	2.370	0.170	0.620	38～45m
H6-15	11.500	1.750	2.350	0.175	0.600	38～45m
最大値	17.800	－－－	2.480	0.255	0.730	－－－
最小値	9.200	－－－	2.080	0.165	0.330	－－－

表 4-8 及び**表 4-9** は平成 6 年版標準設計で対象とした幅員に対する主桁配置を示しているが，この年の標準設計では主桁形状が支間長に応じて 2 種類あり，上フランジの幅が 1500mm と 1750mm となっている。この差の 250mm が支間長に応じた主桁間隔の最大値，最小値どうしの差とほぼ一致していることから間詰幅には差が生じていなかったものと思われる。

この主桁間隔については，平成 6 年の標準設計の改定の際に，主桁の基本断面寸法（フランジ幅，ウェブ厚）を含め経済性と架設時の安全性を勘案して定められた記述されている。

この年の標準設計は他の 2 つとは異なり，間詰幅と配筋の関係について平成 2 年版道路橋示方書にはじめて記載され，それが標準設計にも適用されていた。

(3) 荷重

標準設計の発行年別に，適用している死荷重（雪荷重含む），活荷重，衝撃荷重を整理した。

(a) 死荷重

死荷重は，**表 4-10** のように変遷している。雪荷重は，道路橋示方書の改定に合わせて，昭和 55 年版標準設計から荷重を考慮されている。

表 4-10　死荷重比較表

項目	S44年	S55年	H6年
コンクリート	2,500 kg/m^3	2,500 kg/m^3	2,500 kg/m^3
鋼材	－	7850 kg/m^3	－
アスファルト舗装	2,300 kg/m^3	2,300 kg/m^3	2,300 kg/m^3
粒調砕石（歩道間詰め）	－	1,900 kg/m^3	－
無筋コンクリート（歩道間詰め）	－	－	2,350 kg/m^3
高欄荷重	100 kg/m	60 kg/m	60 kg/m
雪荷重	見込まない	100 kg/m^2	100 kg/m^2

(b) 活荷重

活荷重は，**表 4-11** のように変遷している。

平成 5 年の車両制限令改訂により，車両総重量が 25t に引き上げられたことに伴い，活荷重は，道路の重要度や大型車の交通量に応じ「A 活荷重」及び「B 活荷重」の 2 種類が使い分けられるようになった。

表 4-11　活荷重比較表

項目	S44年	S55年	H6年
T，L荷重			
主桁の設計	L-20，L-14	L-20，L-14	B 活荷重 ※A活荷重は適用範囲外
横桁の設計	T-20	L-20，L-14	
床版の設計	T-20	T-20，T-14	
歩道の分布荷重			
主桁，横桁の設計	－	350 kg/m^2	350 kg/m^2
床版の設計	－	500 kg/m^2	500 kg/m^2

(c) 衝撃荷重

衝撃荷重は，**表 4-12** のように変遷している。

表 4-12　衝撃荷重比較表

項目	S44年	S55年	H6年
主桁の設計	$i=\frac{10}{25+L}$	$i=\frac{10}{25+L}$	$i=\frac{10}{25+L}$
横桁，床版の設計	$i=\frac{20}{50+L}$		

L：支間（m）

(4) 材料および許容応力度

(a) コンクリート

コンクリートの設計基準強度および許容応力度は**表 4-13** のように変遷している。

表 4-13 コンクリート比較表

項目			単位	S44		S55		H6	
				主桁	床版横桁	主桁	場所打ち	主桁	場所打ち
設計基準強度		σck	kg/cm²	400	300	400	300	400	300
プレストレッシング時の強度		σck(S44のみ0.85)	kg/cm²	340	255	340	250	340	250
許容曲げ圧縮応力度	部材圧縮部	σca	kg/cm²	130	110				
	部材引張部	σcat	kg/cm²	180	—				
	プレストレッシング導入直後	長方形断面	kg/cm²	—	—	190	150	190	150
		T形断面	kg/cm²	—	—	180	140	180	140
	設計荷重時	長方形断面	kg/cm²	—	—	150	120	150	120
		T形断面	kg/cm²	—	—	140	110	140	110
許容曲げ引張応力度	部材圧縮部	σcat'	kg/cm²	-15	—				
	部材引張部	σca'	kg/cm²	-15	—				
	プレストレッシング導入直後		kg/cm²	—	—	-15	0	15	0
	設計荷重時	σca'	kg/cm²	-15	—	-15	0	15	0
許容せん断応力度	設計荷重時の検証値		kg/cm²	—	—	5.5	—	5.5	—
	設計荷重時の最大値		kg/cm²	—	—	53	40	53	—
許容斜引張応力度	設計荷重作用時	σ1a	kg/cm²	10	—				
	破壊荷重作用時	σ1a	kg/cm²	20	—				
			kg/cm²	-	-	10	—	10	—
コンクリートヤング係数			kg/cm²	3.5×10^5	3.0×10^5	3.5×10^5	3.0×10^5	3.1×10^5	2.8×10^5

昭和 44 年度から昭和 55 年度で床版横桁，部材圧縮部，部材引張部，設計荷重作用時 σ1a，破壊荷重作用時 σ1a などの表記を一部変更及び削除している。

更に昭和 55 年度から平成 6 年度で許容せん断応力度のうち場所打ちの終局荷重時の最大値(40kg/cm²)の表記を削除している。

また，昭和 55 年度まではコンクリートヤング係数は 3.5×10^5(kg/cm²)で変わっていなかったが，平成 6 年度で 3.1×10^5(kg/cm²)に変更している。

これらの変更は，道路橋示方書の更新に準拠している。

(b) PC 鋼材

PC 鋼材は，**表 4-14**，**表 4-15** のように変遷している。

表 4-14　主ケーブル比較

項　目		単位	S44年		S55年		H6年		
支間長		m	14≦ℓ≦20	21≦ℓ≦40	20≦ℓ≦27	28≦ℓ≦40	20≦ℓ≦25	26≦ℓ≦38	39≦ℓ≦45
鋼材種別			SWPR1	SWPR1	SWPR1	SWPR7A	SWPR7B	SWPR7B	SWPR7B
			12φ5	12φ7	12φ7	12T12.4	7S12.7	12S12.7	12S15.2
引張強度		kgf/mm²	165	155	155	175	190	190	190
降伏強度		kgf/mm²	145	135	135	150	160	160	160
許容引張応力度	設計荷重時	kgf/mm²	99	93	93	105	114	114	114
	導入直後	kgf/mm²	115.5	108.5	121.5	122.5	133	133	133
	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｯｼﾝｸﾞ中	kgf/mm²	130.5	121.5	108.5	135	144	144	144
ﾘﾗｸｾｰｼｮﾝ率		%	5	5	5	5	5	5	5
ヤング係数		kgf/cm²	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6
PC鋼材配置本数		本	6～10	7～13	8～10	4～5	4～5	4～5	4～5

表 4-15　横締めケーブル比較表

項　目		単位	S44年	S55年					H6年				
鋼材種別			SWPR1	SWPR1	SWPR1	SWPR19	SWPR19	SWPR19	SWPR1	SWPR1	SWPR19	SWPR19	SWPR19
			12φ5	12φ5	12φ7	1T17.8	1T19.3	1T21.8	12φ5	12φ7	1S17.8	1S19.3	1S21.8
引張強度		kgf/mm^2	165	165	155	190	190	185	165	155	190	190	185
降伏強度		kgf/mm^2	145	145	135	160	160	160	145	135	160	160	160
許容引張応力度	設計荷重時	kgf/mm^2	99	99	93	114	114	111	99	93	114	114	111
	導入直後	kgf/mm^2	115.5	115.5	121.5	133	133	129.5	115.5	121.5	133	133	129.5
	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｯｼﾝｸﾞ中	kgf/mm^2	130.5	130.5	108.5	144	144	144	130.5	108.5	144	144	144
ﾘﾗｸｾｰｼｮﾝ率		%	5	7	7	7	7	7	5	5	5	5	5
				アスファルト舗装時の温度上昇を考え+2%									
ヤング係数		kgf/cm^2	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6

昭和 45 年頃までは，主に PC 鋼線が使用されていた。その後，PC 鋼より線が導入され，改定の度に大容量の PC 鋼材が用いられるようになった。現在用いられている 12S15.2(マルチストランドシステム)は，12φ7(マルチワイヤーシステム)の 4 倍程度の緊張力となっている。大容量 PC 鋼材の導入により，PC 鋼材配置本数が減少し，桁端部定着のみで対応可能となり，また設計荷重の増加，適用支間長の延長に対応できるようになった。

（c）鉄筋

鉄筋は，**表 4-16** のように変遷している。

表 4-16　鉄筋比較表

項　目	単位	S44年	S55年	H6年
		SD30	SD30	SD295
鉄筋径	—	D10,D13	D13～D16	D13～D22
降伏強度	kgf/cm^2	3000	3000	3000
許容引張応力度	kgf/cm^2	1800	1400	1400
ヤング係数	kgf/cm^2	2.0×10^6	2.0×10^6	2.0×10^6

鉄筋強度に変化はないが，配置鉄筋径は太径鉄筋が用いられるようになっている。

平成 6 年版では，主桁下縁の引張鉄筋に D19，D22 が用いられている。**4．3（9）**に示すように平成 6 年版より主桁形状が変更され，引張鉄筋の配置本数が減少していることが要因の一つと考えられる。

(5) 破壊に対する安全度

破壊に対する安全度は，**表 4-17** のように変遷している。

表 4-17　破壊に対する安全度の比較表

S44年	S55年	H6年
(a)1.3×(死荷重)+2.5×(活荷重)	(a)1.3(死荷重)+2.5(活荷重+衝撃)	(a)1.3(死荷重)+2.5(活荷重+衝撃)
(b)1.8×(死荷重+活荷重)	(b)1.7(死荷重+活荷重+衝撃)	(b)1.7(死荷重+活荷重+衝撃)
	(c)1.0(死荷重)+2.5(活荷重+衝撃)	(c)1.0(死荷重)+2.5(活荷重+衝撃)

表 4-17 より，昭和 44 年版から昭和 55 年版において係数が変わり，項目が追加されている。

この変化に関して，「昭和 53 年 1 月 道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編 Ⅲコンクリート橋編」[3] 2 章に，『係数は従来 1.8 であったが，14 章の施工の条件を付すことにより，1.7 に減じた。また，死荷重の係数が 1.3 よりも 1.0 の方が危険となる場合があるので，各項目を追加した』と記載がある。

従って，施工の条件が新たに追加されたことにより，係数が変わったものと考えられる。

（6）たわみに対する安全度

標準設計の発刊・改訂により，たわみに対する安全度の考え方が変わっている。

たわみに対する安全度は活荷重たわみに対する照査を示し，**表 4-18** に示すように標準設計の改訂のタイミングで許容値が変わり，最終的（平成 6 年版）には照査を省略することとなっている。

また，この活荷重たわみに対する照査については，道路橋示方書においても鋼橋編には示されていたが，コンクリート橋編には示されていない内容となっており，標準設計独自の考え方とも受け取ることができる。

表 4-18　活荷重たわみに対する照査の比較表

S44年	活荷重によるたわみに対する許容値	$\frac{L}{500.00}$
S55年	活荷重によるたわみに対する許容値	$\frac{L}{600.00}$
H6年	記載なし	---

L：支間

（7）プレストレッシングの条件

標準設計の発行年別に，適用しているプレストレッシングの条件を整理した。

昭和 53 年に，道路橋示方書が改定され，曲げ圧縮応力度の許容値に床版およびセグメントの継ぎ目部に対して，引張応力の発生を許容しないフルプレストレスが規定された。

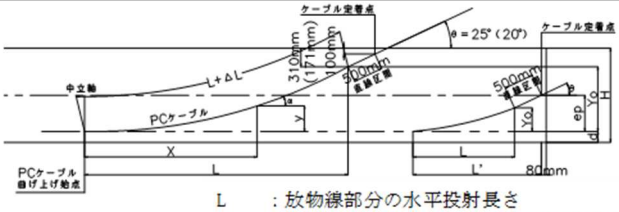
表 4-19　死荷重比較表

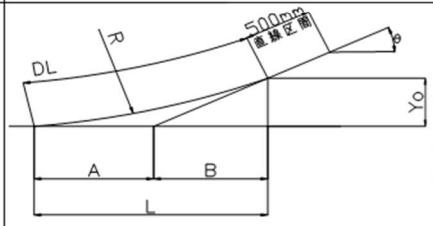
項目	S44年	S55年	H6年
主桁	パーシャルプレストレス	パーシャルプレストレス	パーシャルプレストレス
横桁	フルプレストレス	フルプレストレス	フルプレストレス
床版	フルプレストレス	フルプレストレス	フルプレストレス

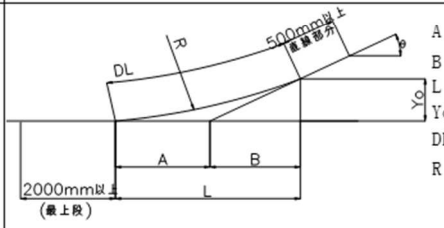
（8）主ケーブルの配置形状

主ケーブルの配置形状は，**表 4-20** のように変遷している。

表 4-20　主ケーブルの配置形状比較表

<table>
<tr><th>年度</th><th>配置形状</th><th></th></tr>
<tr><td>S44年</td><td> 

L　：放物線部分の水平投射長さ
X　：曲げ上げ始点から,任意点までの水平投射長さ
Yo　：放物線部分の鉛直投射長さ
y　：曲げ上げ始点から，任意点までの鉛直投射長さ
L+△L：放物線部分の長さ</td><td></td></tr>
<tr><td>S55年</td><td> 

A　= Rtan$\frac{\theta}{2}$
B　= Acos θ
L　= Rsin θ
Yo = Asin θ
DL = R・θ
R　= A/tan$\frac{\theta}{2}$
Rの最小値は次のとおりとした。
<table>
<tr><th>PC鋼材</th><th>Rmin</th></tr>
<tr><td>12φ7mm</td><td>500cm</td></tr>
<tr><td>12T12.4mm</td><td>600cm</td></tr>
</table></td><td>放物線配置から、
円曲線配置へ変更。
最小曲げ上げ半径の
最小値を追加。
支間長によって定着
方法を区分。
20～27m（使用鋼
材：12φ7mm）
上縁定着有。
28m～40m(使用鋼
材：12T12.4mm)
上縁定着無。</td></tr>
<tr><td>H6年</td><td> 

A　= Rtan$\frac{\theta}{2}$
B　= Acos θ
L　= Rsin θ
Yo = Asin θ
DL = R・θ
R　= A/tan$\frac{\theta}{2}$
PC鋼材の曲げ上げ半径の最小値は,PC鋼材の後挿入による施工（ブロック工法等）を考慮し次のとおりとした。
<table>
<tr><th>PC鋼材</th><th>Rmin</th></tr>
<tr><td>7S12.7B</td><td>700cm</td></tr>
<tr><td>12S12.7B</td><td>800cm</td></tr>
<tr><td>12S15.2B</td><td>900cm</td></tr>
</table></td><td>最上段直線距離の追
加。
曲げ上げ半径の最小
値を変更。</td></tr>
</table>

昭和 44 年度から昭和 55 年度で PC 鋼線から PC 鋼より線に一部材料が変わることで，28m 以上のスパンで上部定着を不要とした。太径の PC 鋼より線が製造されていなかった。

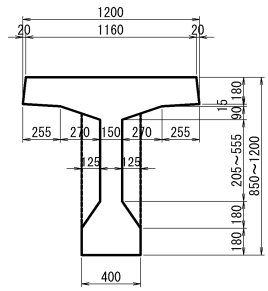
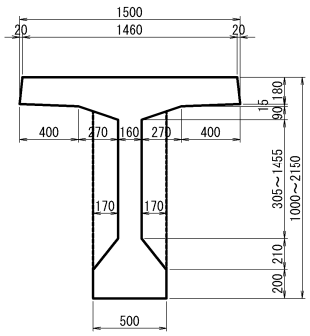
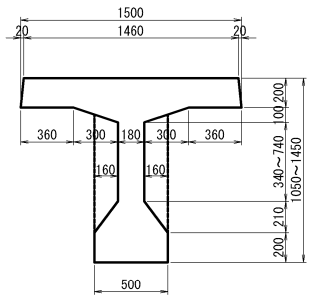
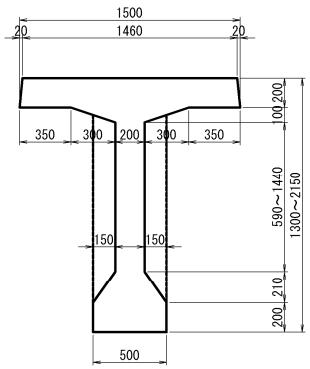
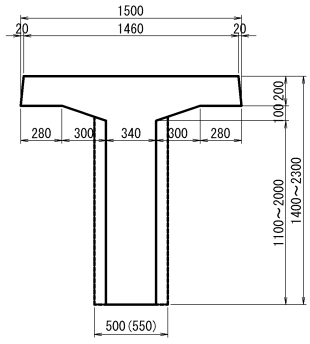
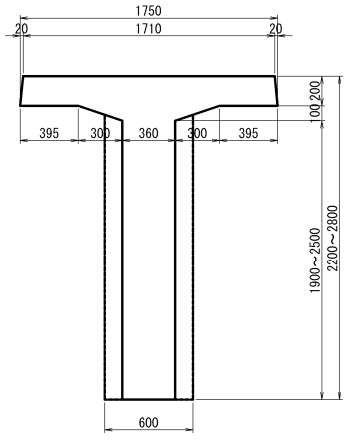
また，ケーブル曲げ上げ部のすり付け方法についても放物線配置から円曲線配置に変更となっている。

昭和 55 年度から平成 6 年度で，緊張作業の省力化および上部定着を起因とした劣化要因の侵入を防ぐため，PC 鋼材容量を増大させる等して上部定着を廃止した。

（9）主桁の形状

主桁断面形状は，**表 4-21** のように変遷している。

表 4-21　主桁断面比較表

S44年	支間長14m～20m 	支間長21m～40m 
S55年	支間長20m～27m 	支間長28m～40m 
H6年	支間長20m～38m  （ ）内は支間長26m～38mに適用	支間長39m～45m 

昭和 55 年版から平成 6 年版でウエブ形状をストレートにすることで，施工の合理化を図っている。昭和 55 年版と平成 6 年版の同桁高での型枠周長は，5～15%の減となる。

コンクリート上部構造の塩害による損傷は，桁下フランジ隅角部に多く見られる。平成 6 年版のように隅角部が少なく，塩分付着面積が小さい断面とすることによって，塩害を受けにくい構造とすることができる。

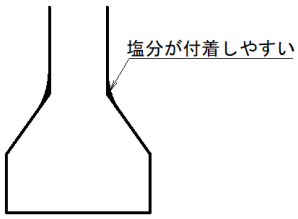


図 4-3　下フランジ隅角部

4．4　標準設計改訂への影響

調査結果から，下記項目が影響していると考えられる。

・道路構造令の改訂
・道路橋示方書の改訂
・新素材の導入

これらの動きがみられた際には，標準設計が改訂されるタイミングとなるだろう。

4．5　考察

平成 6 年版から約 30 年間，ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋の標準設計の改訂が話題にも上らず，実際の作業もされず改訂されていないこと，旧建設省の標準設計とは異なるバルブ T 桁橋が採用された設計による工事発注が増加していることを考えると，標準化する必要がなくなってきているとも考えられる。近年はパソコンの高性能化に伴い電算ソフトも高性能なものが出てきているため，種々の構造形式による設計が可能となり，構造を標準化しなくても十分な成果を得られる時代になってきたのかもしれない。

それを踏まえた上でポストテンション方式 PC 単純 T げた橋の標準設計を改訂するのであれば，「種類を絞る」，「桁配置など標準配置を規定する」，「道路橋としての幅員，橋長，斜角等を限定する」などの内容になると，省人化，省力化が図れるだろう。

【参考文献】

1）建設省：土木構造物標準設計 13~17，昭和 44 年 9 月
建設省：土木構造物標準設計 13~17，昭和 55 年 2 月
建設省：土木構造物標準設計 13~16，平成 6 年 3 月
2）プレストレストコンクリート工学会：3.JIS A 5316（桁橋用プレストレストコンクリート橋桁），PC 橋桁 JIS A5313,5316,5319 について，特集 プレキャスト PC 部材，pp.7-8，2022 年 4 月 3 日
3）国土交通省：2 章 設計計算に関する一般事項，道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編 Ⅲコンクリート橋編，p.93，昭和 53 年 1 月

第 5 章　塩害の損傷事例からみるＰＣ橋の変遷と高耐久化に向けた対応策（3 班）

5．1　概要

本章は，損傷事例の中から塩害に着目して調査を行い，橋梁形式，架設位置，損傷部位，対応策等の傾向を整理，分析し，塩害劣化が想定される新設 PC 橋に対して，事前効果的対策を提言するものである。

5．2　既往調査橋梁一覧

調査を実施した，橋名，主な橋梁形式，建設年，供用期間，架橋位置，および対応策（補修，架け替え等表示）について**表 5-1** に示す。

表 5-1　調査橋梁一覧表

橋名	橋梁形式	建設年	供用期間	架橋位置	対応策
興亜橋	T桁	1952年	約71年	広島県	補修
野辺地橋		1955年	約52年	青森県	補修
猿骨橋（上り線）		1956年	約67年	北海道	補修？
暮坪陸橋（国道7号）		1965年	約33年	山形県	架け替え
屋嘉比橋		1965年	約33年	沖縄県	架け替え
不明（海岸線に位置）		1966年	約57年	不明	補修?
能生大橋		1967年	約42年	新潟県	架け替え
弁天大橋（国道8号）		1971年	約47年	新潟県	架け替え
和瀬川橋		1971年	約44年	静岡県	架け替え
大慶寺川橋		1972年	約51年	石川県	補修
歌高架橋		1975年	約42年	新潟県	架け替え
野甫大橋		1978年	約22年	沖縄県	架け替え
瀬底大橋		1985年	約38年	沖縄県	補修
浜名大橋	箱桁	1976年	約35年	静岡県	補修
浜比嘉大橋		1997年	約26年	沖縄県	未補修
中学橋	RC桁橋	1952年	約54年	沖縄県	架け替え
不明（都市内環境）	中空床版	1976年	約47年	不明	補修
村中橋	RC床版橋	1959年	約50年?	石川県	架け替え
北蔵橋		1972年	約35年	山形県	架け替え

＊架け替えにより対策した橋梁の形式・供用期間は旧橋の情報を記載

5．3　傾向の分析

（1）架橋位置（日本地図）

道路橋示方書に記載されている塩害の影響の度合いの地域区分図（**図 5-1**）および，調査した橋梁を示した分布図（**図 5-2**）を以下に示す。比較すると，今回調査した橋梁については，道路橋示方書に記載されている塩害の影響を受ける地域（S 区分：海上部及び海岸線から 100m まで）と殆ど同じ，海岸部付近に集中していることが分かる。

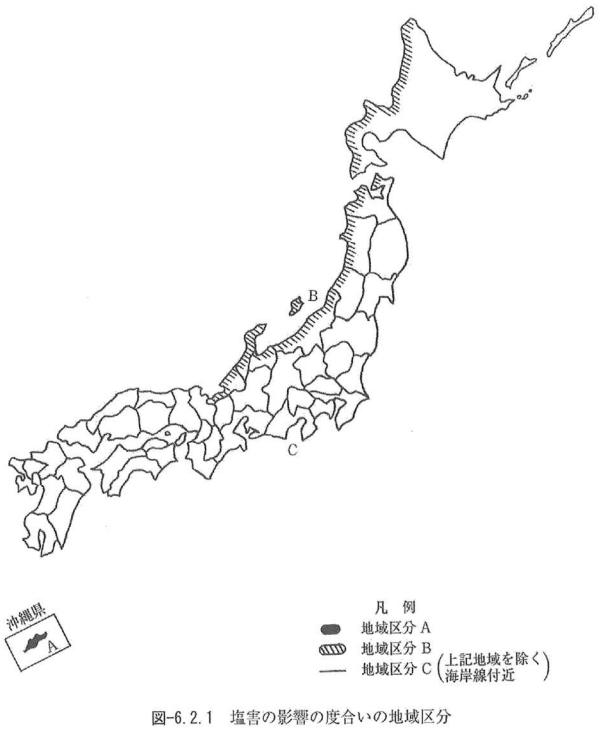


図-6.2.1　塩害の影響の度合いの地域区分

図 5-1　塩害の影響の度合いの地域区分図 [1)]

図 5-2　調査橋梁の分布図

（2）損傷事例（橋梁形式・損傷部位）

橋梁形式ごとの損傷部位について，**表 5-2** に示す。損傷部位が不明な橋梁もあるが，損傷を受けている橋梁形式としては，表面積の大きいT桁橋に多い傾向があるということが分かる。

表 5-2　橋梁形式と損傷部位

橋梁形式		備考	部位
T桁	1	興亜橋	主桁ウェブ、主桁下面
	2	野辺地橋	主桁下面
	3	猿骨橋（上り線）	PC鋼材の破断
	4	暮坪陸橋（国道7号）	主桁下面,PC鋼材破断
	5	屋嘉比橋	主桁下面(写真より)
	6	不明（海岸線に位置）	かぶりコンクリートの剥離、鉄筋腐食
	7	能生大橋	主桁下面?
	8	弁天大橋（国道8号）	主桁下面
	9	和瀬川橋	PC鋼材腐食によるたわみ
	10	大慶寺川橋	床版部、主桁ウェブ・下フランジ、PCケーブル
	11	歌高架橋	鉄筋の発錆，主桁断面剥離
	12	野甫大橋	鉄筋、PC鋼材の破断
	13	瀬底大橋	上減材，下弦材補修履歴あり
箱桁	14	浜名大橋	中央ヒンジの垂れ下がり
	15	浜比嘉大橋	補修なし
RC桁橋	16	中学橋	主桁ウェブ、主桁下面
中空床版	17	不明（都市内環境）	床版上面
RC床版橋	18	村中橋	床版下面
	19	北蔵橋	床版下面

（3）基準類・規定の変遷と調査橋梁の比較

かぶりの規定の変遷と調査橋梁施工年の比較（**図 5-3**）および，基準類の変遷と調査橋梁施工年の比較（**図 5-4**）を以下に示す。比較すると，今回調査した橋梁の殆どは，建設当時の基準が改定された後に補修または架け替えが行われていることが分かる。

<table>
<tr><th>変遷
年度</th><th>かぶりの規定の変遷
道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編</th><th>塩害に対するかぶりの規定の変遷
①道路橋の塩害対策指針(案)・同解説
②道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編</th><th>調査橋梁</th></tr>
<tr><td>1968年
昭和43年

当初は「プレストレストコンクリート道路橋示方書」</td><td>プレテンション方式の場合のPC鋼材かぶりは，一般に下表の値以上，もしくは，PC鋼材直径の2.5倍以上でなければならない。
P鋼材のかぶり
<table><tr><td>一　般　の　場　合</td><td>2.5cm</td></tr><tr><td>ばい煙，酸，油，塩類などの有害な化学作用を受ける恐れのある部分を有効な保護層で保護しない場合，または，土に接する場合</td><td>3.5cm</td></tr></table>ポストテンション方式の場合，シースのかぶりは4cm以上としなければならない。その他の場合におけるかぶりは，土木学会”鉄筋コンクリート標準示方書”128条によらなければならない。</td><td></td><td>1. 興亜橋
2. 野辺地橋
3. 猿骨橋
4. 暮坪陸橋
5. 屋嘉比橋
6. 不明（海岸線に位置）
7. 能生大橋
8. 弁天大橋
9. 和瀬川橋（上り）
10. 大慶寺川橋
11. 歌高架橋
14. 浜名大橋
16. 中学橋
17. 不明（都市内環境）
18. 村中橋
19. 北蔵橋</td></tr>
<tr><td>1978年
昭和53年</td><td>鋼材のかぶりは，下表の値以上とし，かつ，鉄筋のかぶりは，鉄筋の直径以上としなければならない。ただし，プレキャスト部材のPC鋼材の最小かぶりは2.5cmとする。
最小かぶり（cm）
<table><tr><th>部材の種類
環境の条件</th><th>床版</th><th>けた</th><th>柱</th></tr><tr><td>一般の場合</td><td>3</td><td>3.5</td><td>4</td></tr><tr><td>水中の場合（注）</td><td>—</td><td>—</td><td>7</td></tr></table>（注）コンクリートを水中で打込む構造物は除く。</td><td></td><td>9. 和瀬川橋（下り）
10. 大慶寺川橋（補修）
12. 野甫大橋</td></tr>
<tr><td>1984年
昭和59年</td><td></td><td>①
(1) 鋼材のかぶりは，下表の値以上とし，かつ鉄筋のかぶりは鉄筋の直径以上としなければならない。
最小かぶり（cm）
<table><tr><th rowspan="3">対策区分</th><th colspan="3">上部構造</th><th colspan="2">下部構造</th></tr><tr><th colspan="2">けた</th><th rowspan="2">梁</th><th rowspan="2">柱</th></tr><tr><th>床版下面，地覆・高欄</th><th>プレテンション方式によるプレキャストPC桁</th><th>左記以外のけた</th></tr><tr><td>Ⅰ</td><td>5.0</td><td>5.0</td><td>7.0</td><td>7.0</td><td>7.0</td></tr><tr><td>Ⅱ</td><td>4.0</td><td>3.5</td><td>5.0</td><td>5.0</td><td>5.0</td></tr><tr><td>Ⅲ</td><td>3.0</td><td>2.5</td><td>3.5</td><td>3.5</td><td>4.0</td></tr></table>(2) 塗装鉄筋のかぶりは，(1)項にかかわらず，道路橋示方書の規定によってよい。
(3) コンクリート舗装を行う場合の鋼材のかぶりは，(1)項にかかわらず，道路橋示方書の規定によってよい。
対策区分
<table><tr><th>地域区分</th><th>地域</th><th>海岸からの距離</th><th>対策区分</th></tr><tr><td rowspan="2">A</td><td rowspan="2">沖縄県</td><td>海上部及び海岸線から100mまで</td><td>Ⅰ</td></tr><tr><td>上記以外の範囲</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td rowspan="3">B</td><td rowspan="3">地域区分図に示す地域</td><td>海上部及び海岸線から100mまで</td><td>Ⅰ</td></tr><tr><td>100mこえて200mまで</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td>200mこえて300mまで</td><td>Ⅲ</td></tr><tr><td rowspan="3">C</td><td rowspan="3">上記以外の地域</td><td>海上部</td><td>Ⅰ</td></tr><tr><td>海上部及び海岸線から100mまで</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td>100mこえて200mまで</td><td>Ⅲ</td></tr></table></td><td>8. 弁天大橋（補修）
10. 大慶寺川橋（補修）
13. 瀬底大橋</td></tr>
</table>

次頁に続く

凡例

- 黒字：当初建設時
- 赤字：補修，補強時
- 青字：架け替え時

<table>
<tr><th>変遷
年度</th><th>かぶりの規定の変遷
道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編</th><th>塩害に対するかぶりの規定の変遷
①道路橋の塩害対策指針(案)・同解説
②道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編</th><th>調査橋梁</th></tr>
<tr><td>1990年
平成2年

1994年
平成6年

1996年
平成8年</td><td>(1) 鋼材のかぶりは，下表の値以上とする。
(2) 鉄筋のかぶりは(1)項の規定によるほか，鉄筋の直径以上としなければならない。
最小かぶり（cm）
<table><tr><th rowspan="2">部材の種類
環境の条件</th><th rowspan="2">床版，地覆，高欄，支間10m以下の床版橋</th><th colspan="2">け</th><th rowspan="2">柱</th></tr><tr><th>工場で製作されるプレキャスト部材</th><th>左記以外のけた及び支間が10mをこえる床版橋</th></tr><tr><td>一般の場合</td><td>3</td><td>2.5</td><td>3.5</td><td>4</td></tr><tr><td>水中・土中の場合(注)</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>7</td></tr></table>（注）コンクリートを水中または土中で直接で打込む構造物は除く。
※1996年；環境の条件がなくなり，部材の種類のみになった。</td><td></td><td>4. 暮坪陸橋(架替)
5. 屋嘉比橋(架替)
8. 弁天大橋(補修)
13. 瀬底大橋(補修)
15. 浜比嘉大橋</td></tr>
<tr><td>2002年
平成14年

2012年
平成24年</td><td>(1) コンクリートと鋼材の付着を確保し，鋼材の腐食を防ぎ，火災に対して鋼材を保護するために必要なかぶりを確保するものとする。
(2) かぶりは，鉄筋の直径以上かつ下表の値以上とする場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
最小かぶり（mm）
<table><tr><th rowspan="2">部材の種類</th><th rowspan="2">床版，地覆，高欄，支間10m以下の床版橋</th><th colspan="2">け</th><th>た</th></tr><tr><th>工場で製作されるプレキャスト部材</th><th>左記以外のけた及び支間が10mをこえる床版橋</th></tr><tr><td>最小かぶり</td><td>30</td><td>25</td><td>35</td></tr></table></td><td>②
(1) かぶりの最小値を下表に示す値以上とする。
塩害の影響による最小かぶり（mm）
<table><tr><th>塩害の影響の度合い
対策区分
構造</th><th>(1)
工場で製作されるプレストレストコンクリート構造</th><th>(2)
(1)以外のプレストレストコンクリート構造</th><th>(3)
鉄筋コンクリート構造</th></tr><tr><td>影響が激しい</td><td>S</td><td colspan="3">70※1</td></tr><tr><td rowspan="3">影響を受ける</td><td>Ⅰ</td><td>50</td><td>70</td><td rowspan="2"></td></tr><tr><td>Ⅱ</td><td>35</td><td>50</td><td>70</td></tr><tr><td>Ⅲ</td><td colspan="2"></td><td>50</td></tr><tr><td>影響を受けない</td><td colspan="3">6.6.1「鋼材のかぶり」による</td></tr></table>※1：塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装を併用
塩害の影響地域
<table><tr><th rowspan="2">地域区分</th><th rowspan="2">地域</th><th rowspan="2">海岸からの距離</th><th colspan="2">塩害の影響の度合いと対策区分</th></tr><tr><th>対策区分</th><th>影響度合い</th></tr><tr><td rowspan="3">A</td><td rowspan="3">沖縄県</td><td>海上部及び海岸線から100mまで</td><td>S</td><td>影響が激しい</td></tr><tr><td>100mこえて300mまで</td><td>Ⅰ</td><td rowspan="2">影響を受ける</td></tr><tr><td>上記以外の範囲</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td rowspan="4">B</td><td rowspan="4">地域区分図に示す地域</td><td>海上部及び海岸線から100mまで</td><td>S</td><td>影響が激しい</td></tr><tr><td>100mこえて300mまで</td><td>Ⅰ</td><td rowspan="3">影響を受ける</td></tr><tr><td>300mこえて500mまで</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td>500mこえて700mまで</td><td>Ⅲ</td></tr><tr><td rowspan="4">C</td><td rowspan="4">上記以外の地域</td><td>海上部及び海岸線から200mまで</td><td>S</td><td>影響が激しい</td></tr><tr><td>20mこえて50mまで</td><td>Ⅰ</td><td rowspan="3">影響を受ける</td></tr><tr><td>50mこえて100mまで</td><td>Ⅱ</td></tr><tr><td>100mこえて200mまで</td><td>Ⅲ</td></tr></table></td><td>1. 興亜橋(補修)
2. 野辺地橋(補修)
3. 猿骨橋(補修)
7. 能生大橋(架替)
8. 弁天大橋(架替)
9. 和瀬川橋(架替)
11. 歌高架橋(架替)
12. 野甫大橋(架替)
13. 瀬底大橋(補修)
16. 中学橋(架替)
17. 不明(都市内環境)(補修)
18. 村中橋(架替)</td></tr>
</table>

凡例

- 黒字：当初建設時
- 赤字：補修，補強時
- 青字：架け替え時

図 5-3　かぶりの規定の変遷と調査橋梁施工年の比較 [2)]

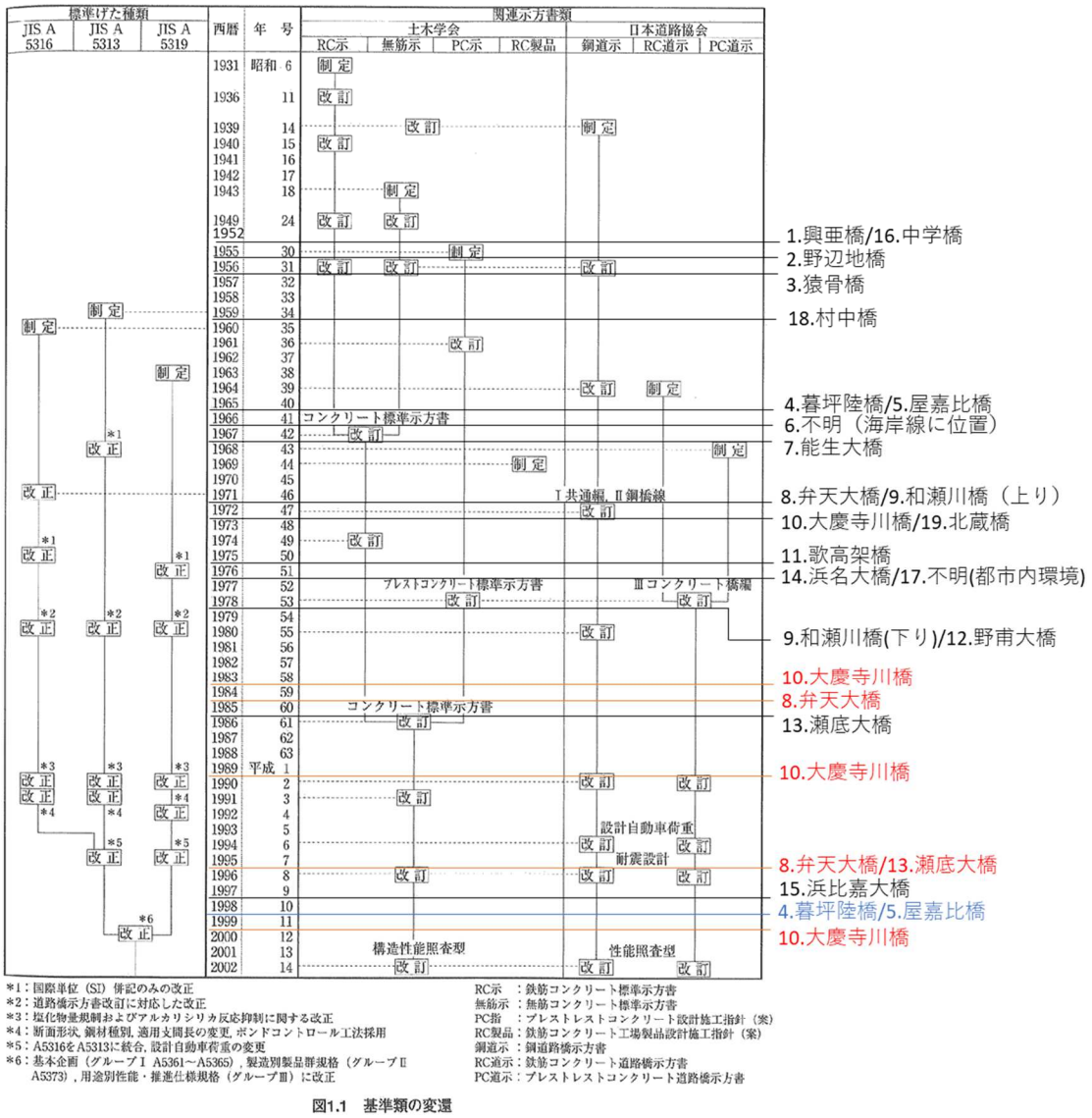


図1.1　基準類の変遷

2004～2023年：架替【12.野甫大橋】
2005年：電気防食、アラミド繊維シート補修【1.興亜橋】
2005年：架替【16.中学橋】
2006～2013年：耐震補強（支承取替工）、上部工補修工、下部工補修工、付属施設補修工【13.瀬戸大橋】
2007年：補修工【2.野辺地橋】
2009～2011年：床版防水工【17.不明（都市内環境）】
2009～2011年：架替【18.村中橋】
2013年：架替【7.能生大橋】
2015年：架替【9.和瀬川橋】
2017年：架替【11.歌高架橋】
2019年：架替【8.弁天大橋】
2021年：補修工（予定）【3.猿骨橋】

凡例

・黒字：当初建設時
・赤字：補修，補強時
・青字：架け替え時

図 5-4　基準類の変遷と調査橋梁施工年の比較 [3)]

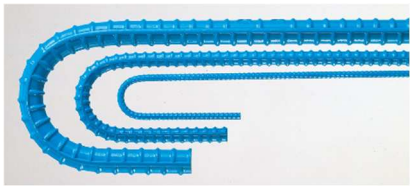
5．4　架け替え事例

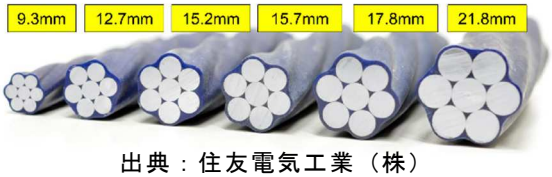
（1）旧橋の損傷状況

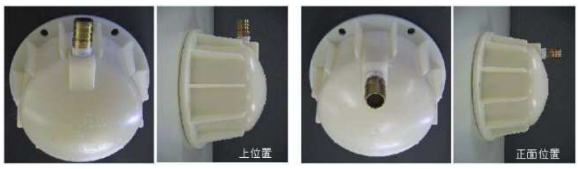
本調査において架け替えを行った橋梁はすべて，海岸線に位置しているか，離島架橋であり，海からの潮風等により塩化物イオンの供給が著しい S 区分に分類される位置である。劣化の状況はどの橋梁も，かぶりコンクリートの剥離，鋼材（鉄筋，PC 鋼材）の腐食・破断が確認されており，中には建設後，約 10 年で架け替えに至った橋梁もあった。

（2）新橋への対策

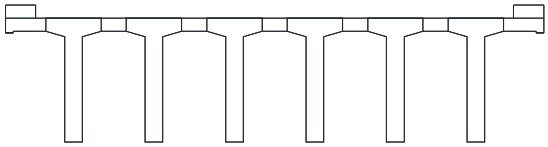
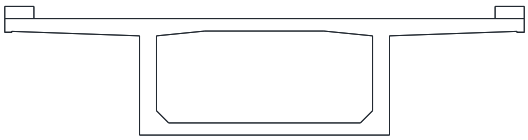
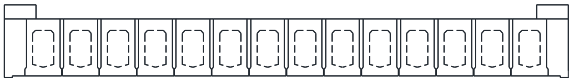
本調査で架け替えを行った橋梁で対応した塩害対策を以下に示し，対応表を**表 5-3** に示す。

<table>
<tr><td>①エポキシ樹脂塗装鉄筋の採用</td><td>②ステンレス鉄筋の採用</td></tr>
<tr><td>コンクリート内部に塩化物イオンが浸入しても，鉄筋が腐食しないようにエポキシ樹脂で塗装することで，塩化物イオンを鉄筋から遮断する。
 
出典：安治川鉄工（株）</td><td>コンクリート内部に塩化物イオンが浸入しても，腐食しないステンレスを鉄筋の材質とする。

出典：愛知製鋼（株）</td></tr>
<tr><td>③エポキシ塗装 PC 鋼材の採用</td><td>④ポリエチレンシースの採用</td></tr>
<tr><td>コンクリート内部に塩化物イオンが浸入しても，PC 鋼材が腐食しないようにエポキシ樹脂で塗装することで，塩化物イオンを PC 鋼材から遮断する。
 

出典：住友電気工業（株）</td><td>シースに塩化物イオンを遮断するポリエチレンシースを採用することで，外部由来の塩化物イオンの浸入を抑制する。
 </td></tr>
<tr><td>⑤エポキシ樹脂粉体塗装定着具の採用</td><td>⑥樹脂製グラウトキャップの採用</td></tr>
<tr><td>かぶり部分に配置される定着具にエポキシ樹脂塗装を施すことで，鋼製部材の腐食を防止する。
 </td><td>グラウトキャップを樹脂製にすることで定着部への塩化物イオンの浸入を抑制する。
 
</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>⑦表面含浸材の塗布</td><td>⑧高炉スラグ微粉末の採用</td></tr>
<tr><td>コンクリートの表面に含浸材を塗布することで，コンクリート表面を緻密化し，塩化物イオンの浸入を防止する。

出典：日本躯体処理（株）</td><td>塩化物イオンの遮蔽性を向上させるために，セメントの一部を高炉スラグ微粉末に置換する。
 </td></tr>
<tr><td>⑨低水セメント比の採用</td><td>⑩橋面防水工の採用</td></tr>
<tr><td>水セメント比を低くすることで，コンクリートを緻密化し，塩化物イオンの浸入を抑制することで，塩化物イオンが鋼材に到達する期間を長くする。</td><td>橋面防水を行うことで，橋面からの塩化物イオンの浸入を防止する。</td></tr>
<tr><td colspan="2">⑪構造形式の変更</td></tr>
<tr><td colspan="2">T 桁や I 桁は表面積が大きく，外部から塩化物イオンが浸入する経路が多くなる。表面積の小さい箱桁や床版橋へ変更することで，外部から浸入する塩化物イオン量を低減させる。</td></tr>
<tr><td>既設構造
 
T 桁の例</td><td>更新後構造
 
箱桁の例
 
中空床版橋の例</td></tr>
</table>

⑫かぶり厚の確保	⑬フルプレストレス設計	⑭プレキャスト化
かぶり厚を標準よりも厚く確保することで，鋼材へ塩化物イオンが到達する期間を長くする。	設計で引張力を許容しないことで，設計段階でコンクリートのひび割れを制御する。	プレキャスト化することで，主桁製作場所を覆うことが可能になり，製作時に混入する塩化物イオンを抑制する。

表 5-3　塩害対策対応表

	橋名	橋梁形式	対応策	① エポキシ鉄筋	② ステンレス鉄筋	③ 被覆PC鋼材	④ ポリエチレンシース	⑤ エポキシ樹脂粉体塗装定着具	⑥ 樹脂製グラウトキャップ	⑦ 表面含浸材	⑧ 高炉スラグ微粉末の採用	⑨ 低水セメント比	⑩ 橋面防水	⑪ 構造形式変更	⑫ かぶり厚確保	⑬ フルプレストレス設計	⑭ プレキャスト化
4	暮坪陸橋（国道7号）	T桁	架け替え	○		○	○					○		○	○	○	
5	屋嘉比橋		架け替え	○		○	○				○		○	○	○		○
7	能生大橋		架け替え	○	○	○	○							○			○
8	弁天大橋（国道8号）		架け替え	○		○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
9	和瀬川橋		架け替え	○		○	○	○		○	○			○	○		○
11	歌高架橋		架け替え	○		○	○		○			○		○	○		○
12	野甫大橋		架け替え	○		○	○							○	○		
16	中学橋	RC桁橋	架け替え	○		対応策不明									○		
18	村中橋	RC床版橋	架け替え	対応策不明													
19	北蔵橋		架け替え	対応策不明													

（3）その他の対策

上記項目に記載した内容以外の塩害対策として，①鋼材以外の新部材の採用：鉄筋や PC 鋼材の替りにアラミド FRP ロッドを補強材として使用するなど。②ジョイントレス構造の採用：ジョイントレス構造とすることで，伸縮装置部材からの漏水や凍結防止剤の劣化因子の浸入防止を行う。

5．5　凍結防止剤による損傷事例

（1）凍結防止剤がコンクリート構造物に及ぼす影響

塩化物イオン（Cl^-）がコンクリート内に浸入する原因として①海砂，混和剤，セメント，練混ぜ水などの材料に最初から含まれている場合の内在塩化物イオンと，②海水飛沫や飛来塩化物，凍結防止剤などの塩化物イオンがコンクリート表面から浸透する場合の外来塩化物イオンがある。

ここでは，凍結防止剤の散布について，主に山間部でのコンクリート構造物の塩害劣化について紹介する。また，（2）b）では塩害と凍害による複合劣化事例も紹介する。

（2）山間部における損傷事例

a）RC 床版の損傷事例

本橋は，山間部の高速道路に架橋される鋼橋（RC 床版）であり，冬期に散布される凍結防止剤の影響により塩害劣化が顕在化した事例である。建設は 1977～1982 年であり，25～30 年が経過した橋梁を対象に調査[1)]を実施したものである。

主な劣化状況[4)]としては，床版下面の鉄筋腐食を伴ったコンクリートの浮き・剥落

（**写真 5-1**），一部では最下縁の主鉄筋位置とその上の配力筋位置の二層で浮き・剥離（**写真 5-2**）が生じている。損傷は局所的に発生しており，その周辺には漏水や漏水跡が見られること，浮き・剥離や漏水の発生箇所には多量の塩分が含まれていることが確認されている。

劣化メカニズムは，床版上面から多量の塩分を含んだ橋面水がひび割れなどを介して浸透し，鉄筋の不働態被膜を破壊して腐食させたものと考えられる。

対策としては，劣化傾向や劣化メカニズムから床版防水工などによって橋面からの水分共有を遮断することが有効と考えられる。床版下面に浮き・剥離，漏水が生じている箇所については,すでに断面全体に多量の塩分が浸透していると考えられる。また，舗装が敷設された床版上面の調査手法を確立することが課題として挙げられている。

写真 5-1　床版下面の浮き・剥離 [4)]

写真 5-2　二層化した浮き・剥落 [4)]

b）凍結防止剤による塩害と凍害の複合劣化に起因した PC 橋の損傷事例

本橋 [5)] は，1975 年に建設されたプレテンションホロースラブ桁橋であり，山間部の急峻な斜面に架設され，早期劣化により約 34 年で解体撤去に至った。

2010 年に発見された損傷は，主桁下面の一部にコンクリートの剥離や PC 鋼材の露出および破断などが確認（**写真 5-3**）されている。その後の現場調査において主桁の一部でコンクリート強度の低下も確認されている。本橋の劣化要因は凍結防止剤による塩害と考えられた。

写真 5-3　主桁下面損傷状況 [5)]

なお，本橋は，2008 年に気泡混合軽量盛土（FCB 工法）にて架け替えが行われている。

当時としては事例の少ない損傷のため，この実態把握を目的とした追加調査が行われることとなった。追加調査では,劣化桁の下フランジに塩化物イオンが浸透しており，このことが塩害に加えて凍害を促進していたことが明らかとなった。

架橋位置に近い測候所の冬期気温データは，日平均気温が 0℃未満の日数が 65 日，最高気温が 0℃未満の日数が 30 日，最低気温が-10℃以下になる日も確認されている。冬期間中には凍結防止剤が散布（平均約 40ton/km/年）されていた。

判明した損傷内容をまとめる。

・本橋は同一架橋地点にありながら，径間，桁，ブロックごとに劣化の状況が著しく異

なっていた。

・損傷は，主桁中空内における湛水が原因と推察され，湛水の有無とその量が劣化度を変化させたものと推察された。

・本橋には片勾配が設けられており，下方側の主桁に凍結防止剤を含む水が集まりやすい状況にあった。

本橋が早期に解体撤去に至った要因は，凍結防止剤による塩害が主要因であることが明らかとなったが，凍結防止剤の本格散布から 20 年弱という短い期間での損傷状況である。その後のさらなる追加調査ではエントレンドエアの量が非常に少なく，Non-AE コンクリートに近いことが判明し，塩害に加えて凍害との複合劣化と考えられた。

5．6　新設 PC 橋への適用

PC 橋の塩害には，海からの潮風や波しぶきよって飛来した塩分によって生じるもの他に，5．5 で紹介したような塩化カルシウム等の凍結防止剤の散布によって生じるもの，海砂その他コンクリート材料に含まれる塩化物によって生じるものがあるが，ここでは，本調査において架け替え事例の多い海岸線付近の飛来塩分に起因する塩害に着目して，新設 PC 橋への適用事例を示す。

(1) 一般に弱点となりやすい箇所と損傷事例について

PC 橋の塩害による損傷について，以下の事象が一般的である。

・床版橋や箱桁橋に比べ T 桁橋及び I 桁橋に多く生じている。(**図 5-5**)

→表面積が大きいほど外気にふれる面積が大きくなり，塩分の付着量が多くなると考えられる。

・構造各部を比較すると主桁下フランジの隅角部に塩分の付着が多くみられる(**図 5-6**)。

→隅角部はコンクリートの打込み，締固め等，施工上の弱点になりやすい，水平・鉛直の 2 方向から塩化物イオンが浸透し，他の部分より塩化物イオン量の割合が大きくなる等の理由によるものと考えられる。

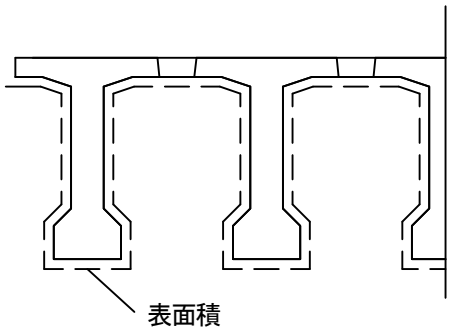


図 5-5　表面積の大きい断面例

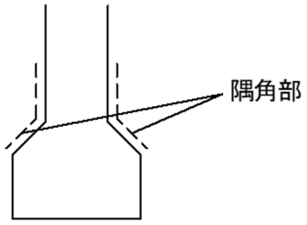


図 5-6　隅角部の例

今回の調査事例 19 橋のうち，T 桁橋が全体の約 7 割を占める 13 橋となっていることより，今回の調査事例からも一般的な事象と同様に，表面積が大きい構造形式ほど塩害が発生しやすい傾向があるといえる。

また，損傷部位については詳細な記載がされていない例もあり，一般的に弱点となりや

すいといわれる主桁下フランジの隅角部との関連については不明であったが，主桁下面に損傷が発生したとされる橋梁が T 桁橋で興亜橋他 5 橋，RC 桁橋では中学橋でみられたことから，主桁下面も損傷が発生しやすい部位と考えられる。

(2) 塩害による劣化を想定した事前効果的対策

海岸線付近における海からの飛来塩分による塩害劣化は，図 5-7 に示すように「海塩の飛来→構造物表面に塩分が付着→コンクリート内部へ浸透→鋼材の腐食」の過程で進行し，それぞれの過程において様々な要因が作用している。(**表 5-4**)

新設時はこれらの過程と要因に着目した対策が効果的であり，架橋地点の自然条件等を事前に把握した上で，塩害対策を検討するのが良い。

新設 PC 橋における塩害への事前効果的対策について，主桁及び内部鋼材に対して次のような対策が考えられる。

a) 主桁への対策

・塩分の付着を少なくする観点から表面積が小さい構造形式を選定する。
・隅角部のような塩分が付着しやすい主桁形状を避ける。
・施工上の弱点となりやすい部位の少ない構造とする。
・コンクリート内部への塩化物イオンの浸透速度を遅くする。
・部材表面で浸透を阻止または抑制する。

b) 内部鋼材への対策

・塩化物イオンが鋼材に到達するまでの時間を遅らせる。
・防食効果を有した鋼材を使用する。

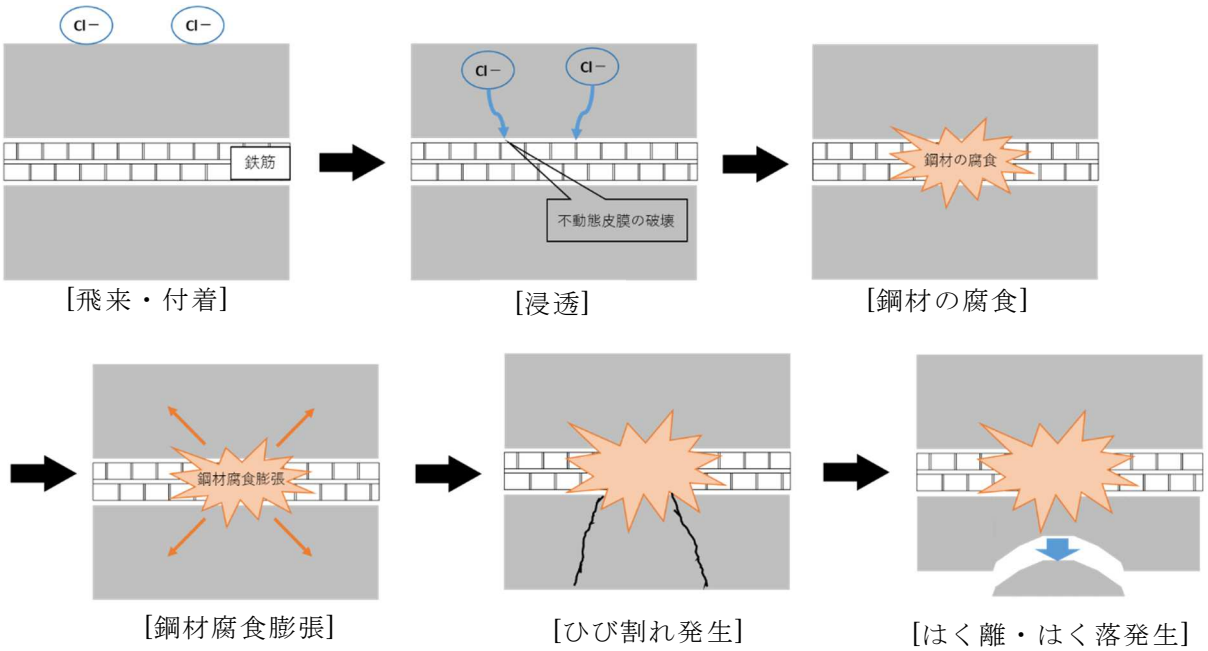


図 5-7　海からの飛来塩分による塩害劣化の過程

表 5-4　コンクリート構造物の塩害に影響を与える主な要因 [6)]

過程	海塩粒子の発生および飛来 ⇨	付　着 ⇨	浸　透 ⇨	鋼材の腐食
要因	1．気象条件 2．海象条件 3．海岸状況 地形、海岸線からの距離	1．構造物の形状 2．コンクリート表面状態	1．コンクリートの健全度 2．コンクリートの密実性 3．供用年数	1．鋼材のかぶり 2．鋼材の種類 3．コンクリートの密実性 4．供用年数 5．温度・湿度

5．7　新設 PC 橋の塩害対策への提言

本項では，PC 橋の塩害劣化に着目し，架橋位置や損傷事例，基準類および架け替え事例に至るまでの変遷について調査を行った。PC 橋にとって，海岸線からの飛来塩分や冬期に散布される凍結防止剤に起因した塩害劣化は長期耐久性の低下の要因となり，鉄筋腐食や主桁の剥離だけでなく，PC 鋼材の破断など甚大な影響を及ぼす。このため，損傷した旧橋を撤去し，架け替えに至った事例が多数確認されている。したがって，新設 PC 橋の塩害対策として，塩害劣化により架け替えられた事例をもとに対策を提案する。

（1）主桁

塩害環境下における新設 PC 橋の主桁には，表面積の小さいホロー桁形状（**図 5-8**）が多く採用されている。また，比表面積の大きい T 桁から工場製品によるポストホロー桁（プレキャストセグメント工法）に架け替えられた事例も多く見られた。

以下にポストホロー桁（プレキャストセグメント工法）の優位性および主桁への塩害対策を示す。

①セグメント工法は，品質管理の行き届いた工場で製作されるため，沿岸部での飛来塩分の付着による内在リスクに対して優位となる。

②外気に曝させる比表面積が主桁底面のみとなり，露出する面積を最小限に抑えることが可能となることから飛来塩分の付着を低減できる。

③露出した下面やセグメント目地にはシラン系含浸材等の表面保護を施すことで，塩分の浸透を抑制できる。また，主桁の弱点となる箇所が底面に限定できるため，塩害対策箇所も小さくできる。

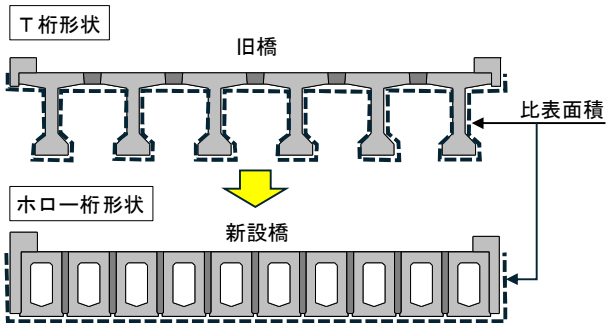


図 5-8　ホロー桁形状の採用

④緊張力を保持する定着部が密集し，伸縮部などから劣化因子の浸入が懸念される桁端部には表面保護を施す。

（2）内部鋼材

主桁に配置する内部鋼材については，架け替え事例にて採用された PC ケーブル，鉄筋およびかぶり厚についての塩害対策を示す。

a）PC ケーブル

架け替え後の PC ケーブルには，マルチレイヤプロテクションの観点から多重防食機構が採用されている。

以下に PC ケーブルの仕様を示す。

①PC 鋼材には内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線（ECF ストランド）を採用する（**写真 5-4**）。

②シース材には，塩害対策区分Ｓと同様にプラスチック製シース（PE シース）を採用する（**写真 5-5**）。

③セグメント工法では，劣化因子の浸入が懸念されるセグメント目地部にセグメントカップラーを採用する。

④定着具にはエポキシ樹脂粉体塗装定着具を採用する。

⑤グラウトキャップには水密性に優れた樹脂製グラウトキャップを採用する。

出典：神鋼鋼線工業（株）

写真 5-4　ECF ストランド

写真 5-5　PE シース

b）鉄筋およびかぶり厚

セグメント工法における鉄筋およびかぶり厚の仕様を以下に示す。

①鉄筋にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を採用する。

②かぶり厚は，塩害対策区分Ｓと同様に 70mm を採用する。

③特殊事例として，負曲げの発生する部位（中間支点横桁）や，桁端部などの補修の困難な箇所にはステンレス鉄筋を採用する。

【参考文献】

1）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，pp.183-187，平成 29 年 11 月

2）プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 構造物の維持保全，pp.36-39，平成 27 年 3 月

3）プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 技術の変遷，p.3，2003 年 11 月

4）本荘 清司・横山 和昭・藤原 規雄・葛目 和宏・牧 博則：凍結防止剤による鋼橋ＲＣ床版の塩害劣化に関する実橋調査,コンクリート構造物の補修,補強,アップグレード論文報告集，No.8，p125-130，2008 年 10 月 31 日

5）高田 教継：国道 46 号仙岩道路における湖山橋の架替について，土木学会東北支部技術研究発表会（平成 21 年度）

6）日本道路協会：２章 対策の基本，道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，pp6-11，昭和 59 年 2 月

第 6 章　PC 橋に関する各種工法の変遷や衰退（4 班）

6. 1　概要

本章は，過去に使われていたが現在は衰退した，または衰退しつつある定着工法，架設工法等の変遷について調査しまとめたものである。

6. 2　調査項目一覧

（1）PC 定着工法

①マニエル（マグネル）工法（1951 年）…… 61
②BBRV 工法（1957 年）…… 62
③バウル・レオンハルト工法（1958 年）…… 64
④SWA 工法（1959 年）…… 67
⑤MDC（Metalic Double Cone method）工法（1960 年）…… 69
⑥レオバ工法（1961 年）…… 71
⑦OBC 工法（旧）（1965 年）…… 72
⑧フープコーン工法（1965 年）…… 72
⑨OSPA 工法（1967 年）…… 75

（2）橋梁に関わる構造形式

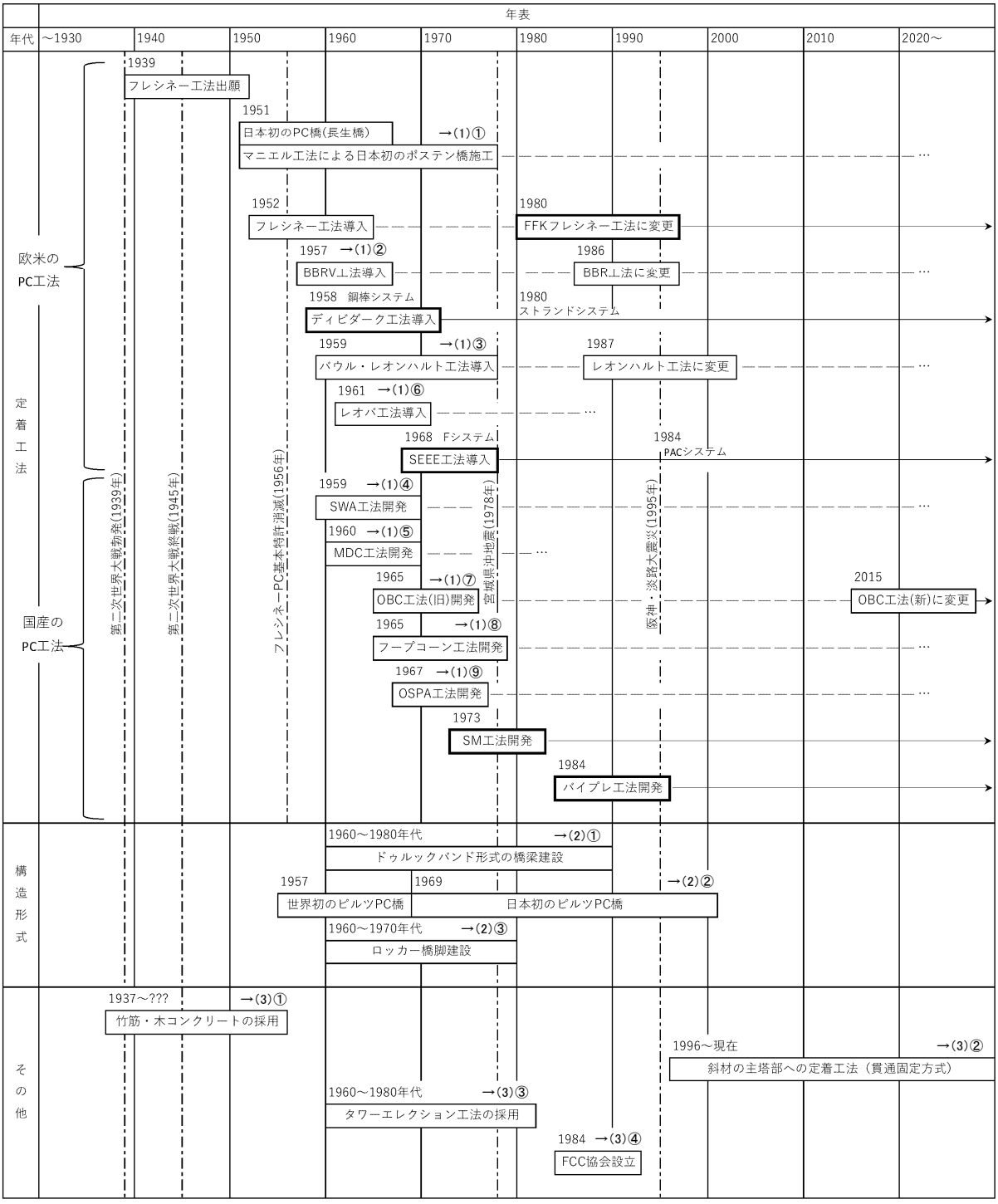
①ドゥルックバンド…… 76
②ピルツ PC 橋…… 77
③ロッカー橋脚…… 81

（3）その他，施工技術の変遷

①竹筋コンクリート，木コンクリート…… 82
②斜材の主塔部への定着方法（分離固定方式，貫通固定方式）…… 83
③プレキャスト桁の架設工法－タワーエレクション工法…… 84
④FCC 工法…… 86

以下に，今回調査した技術がどの年代で使用されていたのか，年表にまとめて示す。

我が国における橋梁技術の変遷年表



凡例

□枠(太字)：2024年現在で主流となっている工法
——→　：現在まで続いている
——…　：衰退し国内における施工実績が確認できない

6. 3　調査内容

(1) PC 定着工法

①マニエル（マグネル）工法（1951 年）

a) 概要

マニエル（Magnel）工法は，1943 年にベルギーのマニエル氏の発案した工法で，その特色は PC 鋼線を各々2 本ずつ同時に緊張することである。我が国では 1951 年に施工された東京駅プラットホームのポストテンション方式の桁（全長 5.2m）にマニエル工法が採用されている。

その利点は以下の通りである。

(イ) PC 鋼線はでたらめにケーブル内に配置せずに一定の順序に配置しているため，PC 鋼線相互の摩擦による緊張力の減少がない。

(ロ) 万が一，1 本の PC 鋼線が切断されても，他の PC 鋼線が緩んだりしないような定着体となっている。

(ハ) 緊張は比較的軽いジャッキが使用され，操作は 2 人で可能である。

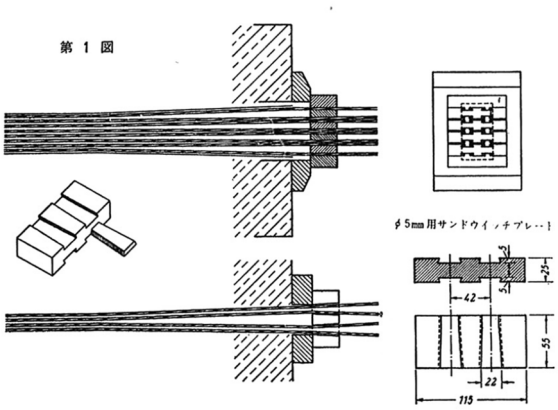


図 6-1　定着具の構造 [1)]

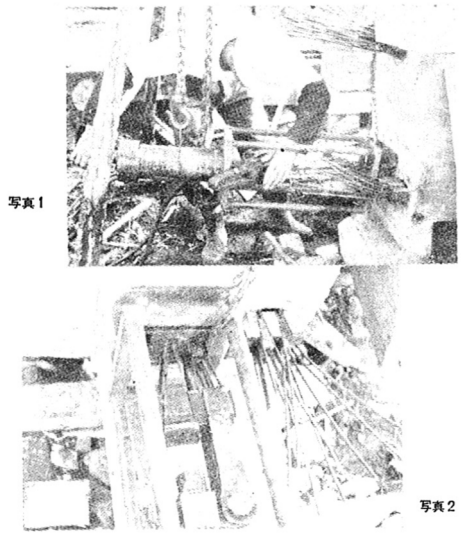


写真 6-1　緊張状況 [1)]

b) 施工実績

名称	場所	供用年
増幌橋，新十津川橋，觀月橋，比布大橋ほか 10 数橋	北海道	不明

c) 衰退理由および原因推定

フレシネー工法より後から開発された工法であり，2 本ずつ緊張することで施工の確実性を向上させた工法である。しかし，おそらくその分緊張の手間がかかるということでフレシネー工法等に取って代わられたものと思われる。

【参考文献】

1) 菱川　幸雄，上田　滋美：マニエル工法によるPC橋の施工について，第14回土木学会年次学術講演会講演概要集，Ⅳ-55，pp.115-116，1959

②BBRV 工法（1957 年）

a）概要

BBRV 工法は，1945 年にスイスで開発されたもので，昭和 32 年 9 月に白石基礎工事（株）（現　オリエンタル白石株式会社）とスイス BBR 社との技術援助契約に基づいて正式に日本へ導入された技術である。この工法は一般に内外にねじを有する円筒形アンカーヘッドの蜂の巣状の孔に PC 鋼線を通し，その先端に特殊な製頭機を用いて冷間加工でボタン上の頭を作ってアンカーヘッド面に支持させ，緊張後アンカーナットで定着する工法である。

写真 6-2　製頭機 [1)]

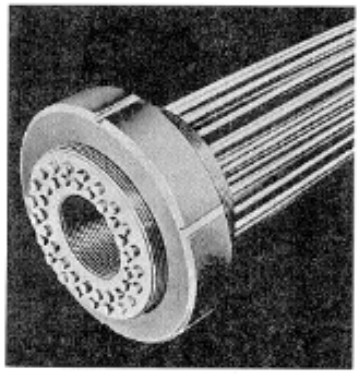


写真 6-3　定着具 [1)]

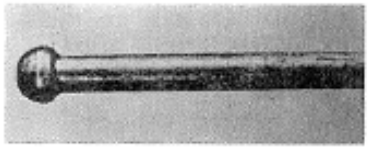


写真 6-4　鋼線頭 [1)]

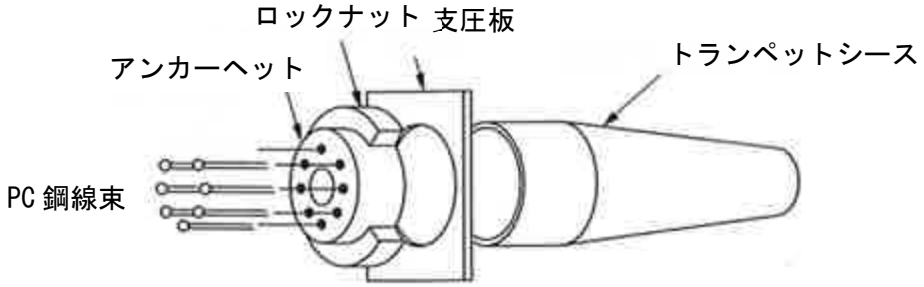


図 6-2　V システム [2)]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
谷川橋（群馬県）	群馬県水上市	1958 年～不明	PC 単純 T 桁橋 [3)]
両神橋（北海道開発局）	北海道旭川市	1960 年～不明	PC5 径間連続箱桁橋 [4)]
永田橋（東京都）	東京都福生市	1961 年～不明	PC4 径間連続ポストテンション式 T 桁橋 [5)]
上湧別橋（北海道開発局）	北海道湧別町	1965 年～不明	PC3 径間連続箱桁橋 [6)]

c）衰退理由および原因推定

以下,「コンクリート工学　プレストレストコンクリートの材料・施工の進歩」より引用する。本工法はヘッド加工を要するため，現場での加工作業が必要となる。引張強度の高いものでは，このテンションロッドの製作の困難さが懸念される。また，定着板（ロックナット）の外側のねじ部を引張ることで緊張力を与えるため，PC ケーブルの伸びによる空間にシム（はさみ板）を挿入している。伸びの大きい PC ケーブルでは，シムの安定上，緊張作業を 2 回以上に分けて行うなどの作業場からの制限が生じる。これらのデメリットを避けるため，ボタンヘッドを作らずにくさびで定着する工法が実用化されている。

上記により，近年の橋梁の長大化に伴い，BBRV システムの特徴であるアンカーヘッドの利便性が失われたことが衰退の理由ではないかと推察する。

一方，Dywidag Systems International 社の外ケーブルアンボンドポストテンションシステムでは，風力発電用のタワーを PC 製と鋼製のハイブリットタワーとして構築している案件において，タワーに鉛直方向プレストレストを導入するためにヘッド加工仕様の外ケーブルを現役で使用している事例がある。恐らく橋梁などに比べて応力変動が大きな PC ケーブルの定着に対してくさび定着よりヘッド定着の方が鋼線へ与える疲労の影響が小さいためではないかと考えられる。

2050 年カーボンニュートラルの実現に向けた再生エネルギー導入を政府も積極的に推し進めている昨今，日本の風力発電市場においても同様の PC システムとしてヘッド定着仕様の利用拡大も可能性としては考えられる。

【参考文献】

1）（社団法人）プレストレストコンクリート技術協会：PC定着工法（2000年版），pp.18-23，平成12年12月

2）プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol．19，No.3，pp.10-13，1977.6

3）プレストレストコンクリート工学会：谷川橋完成，Vol.1，No.3，pp.31，1959.7

4）杉山　秀夫・上田　滋美：両神橋の設計と施工について，プレストレストコンクリート Vol.3，No.4，pp.34-36，1961.8

5）土屋　昭：永田橋の設計と施工について－4径間連続PC桁（BBRV工法）－，プレストレストコンクリートVol.3，No.2，pp.28-32，1961.4

6）工藤和雄・畑山　斉・遠峯　孝栄・岡部　一宏：上湧別橋架換工事について―BBRV工法によるプレストレストコンクリート長径間連続桁，土木学会北海道支部技術資料第22号，pp.20-27

③バウル・レオンハルト工法（1958 年）

a）概要

バウル・レオンハルト工法は，所要の PC 鋼材をまとめて大断面のシースに収めて配置する工法である。この工法の PC ケーブルにはシースと PC 鋼材の摩擦抵抗が少なくなるよう工夫が施されており，PC ケーブルを継ぐことなしに百m以上の長さの橋梁の架設を行うことができた。また，PC ケーブルの配置はあらかじめ配置したシースに PC 鋼線を通す方法を前提としているため，場所打ちコンクリートの場合のみに適用ができる[2)]。

PC 鋼材の定着はループ定着法（**図 6-3**）と扇状定着法（**図 6-5**）の 2 種類が用いられている。

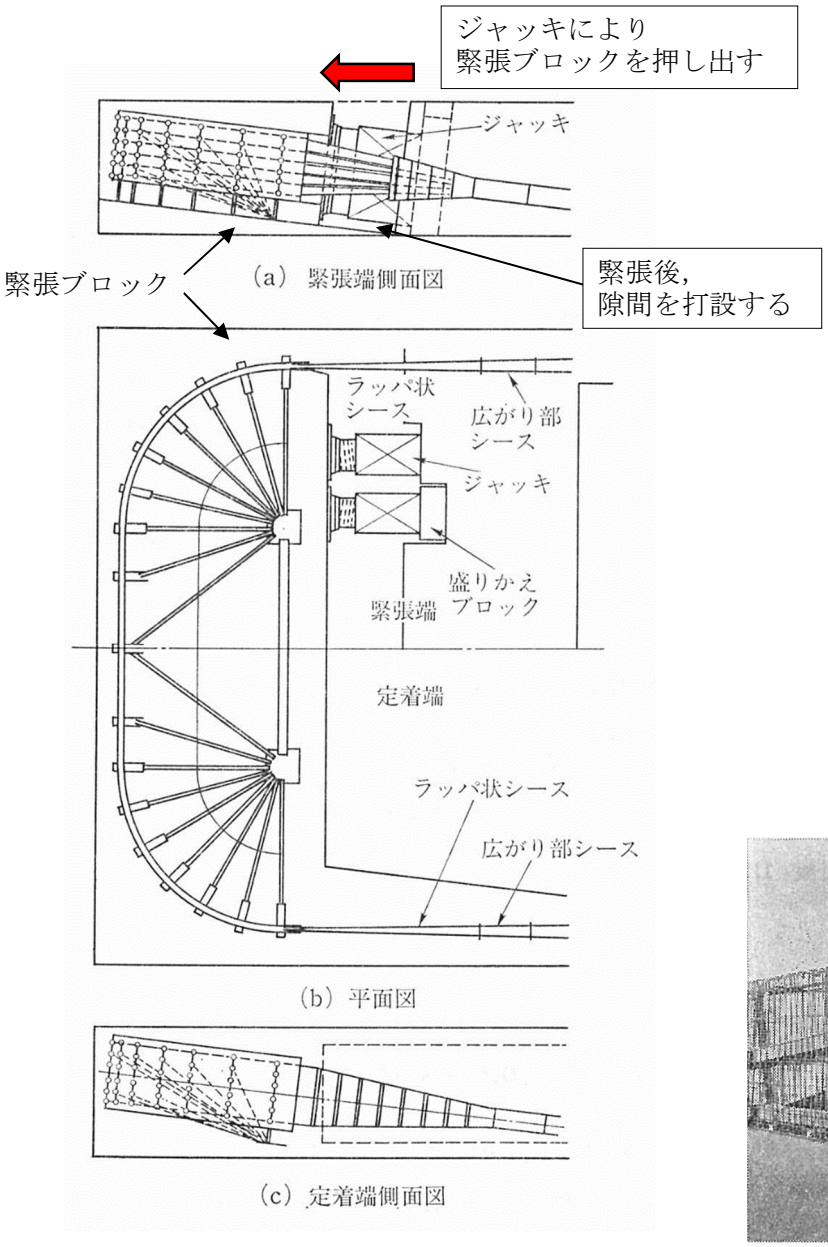


図 6-3　緊張方法概要図（ループ定着法）[1)]

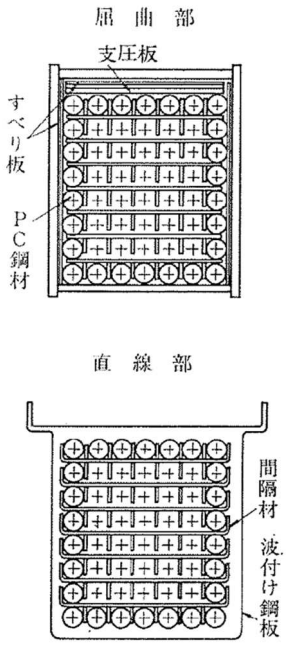


図 6-4　シース断面図[2)]

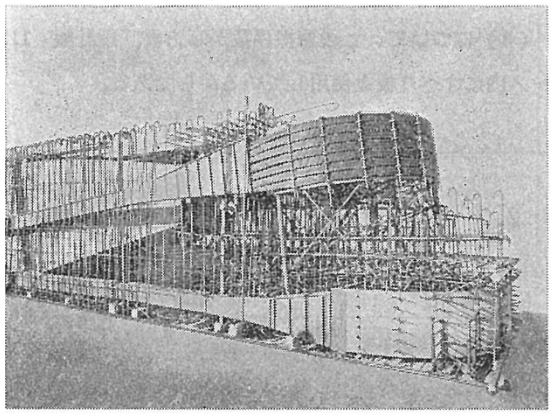


写真 6-5　ループ定着法[1)]

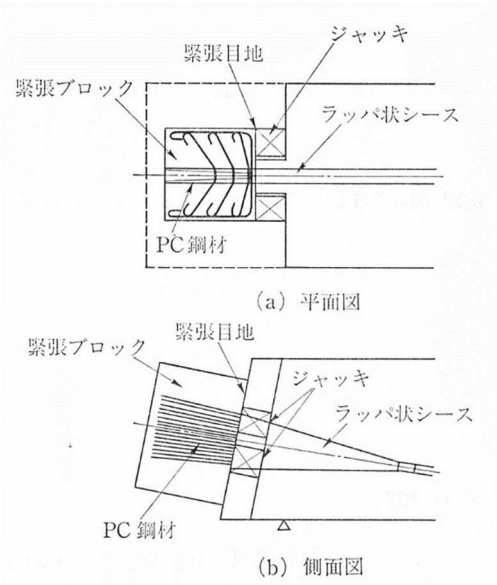


図 6-5　緊張方法概要図（扇状定着法）[1)]

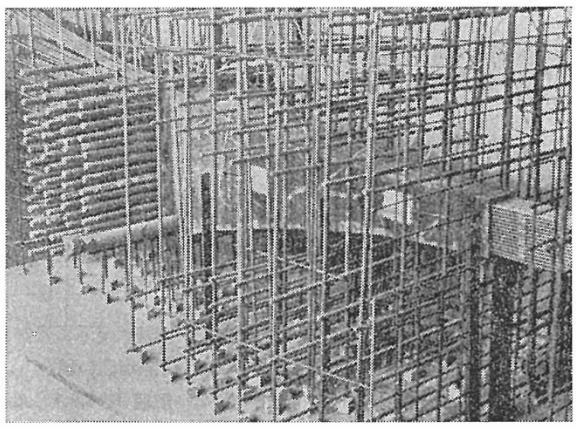


写真 6-6　扇状定着法[1)]

緊張力に関しては，定着部において緊張ブロックをジャッキで押し出すことにより導入する方式となっている[3)]。また，緊張作業は，初期のひび割れを防ぐための 1 次緊張，支保工を取り外すための 2 次緊張，コンクリートが十分な強度に達したときに行われる全緊張と数段階に分けて行われる。

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
山陽新幹線吉井川橋梁	兵庫県 姫路−相生間	1975 年頃～現在	PC2 径間連続箱桁橋
猿留橋[3)]	北海道えりも町	1960 年～不明	PC3 径間連続箱桁橋 +PC2 径間連続箱桁橋
南大橋	北海道札幌市	1963 年～不明	PC3 径間連続箱桁橋

c）衰退理由および原因推定

長大な橋梁の架設に用いられた工法であり，現在主流である工法とは異なり，桁そのものを押し広げ，緊張力を与える工法である。長い橋長を一括で施工できる反面，多量のジャッキが必要になるため，準備等に労力がかかっていたと思われる。

【参考文献】

1） 土木学会：コンクリートライブラリー66　プレストレストコンクリート工法設計施工指針，pp.79-114，1991.3

2） （社団法人）プレストレストコンクリート技術協会：PC定着工法（2000年版），pp.24-26，平成12年12月

3） 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所：昭和35年度技術研究発表会 バウル・レオンハルト工法による猿留橋架換工事について， pp.10-13， 1961年

④SWA 工法（1959 年）

a）概要

SWA 工法（SWA（Star　Wedge　Anchor）工法）は，坂静雄博士によって考案され，住友建設株式会社(現　三井住友建設株式会社)で開発されたマルチストランド PC 定着工法である。定着方式は 6 本のストランドを 1 ケーブルとして，6 つの割くさびで定着するものである。定着具は，6 分割した円錐台形のくさびと，くさび受（アンカープレート）から構成されている。

我が国で最初に建設された PC 橋梁である長生橋（1951 年）は，フランスからフレシネー工法を導入し施工された。これに続き，ディビダーク工法，レオンハルト工法といった国外からの技術を取り入れた国内 PC 橋梁が相次いで建設された。SWA 工法のような国内で開発された工法は 60 年代あたりにかけて盛んに行われた。

SWA 工法では，緊張ジャッキとして SWA ジャッキ専用のジャッキが存在していた。また，伊予鉄バスターミナルでの工事報告では，グラウト準備として定着体をモルタルで覆うことでグラウト漏れとしている事例が紹介されていた。当時の定着体がグラウト施工を加味した定着システムになっておらず，グラウトキャップなどの用意が無かったものと推測される。

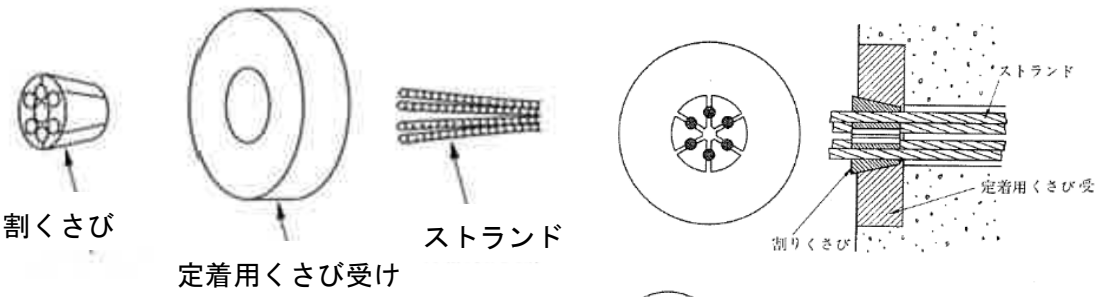


図 6-6　定着具形状 [1)]

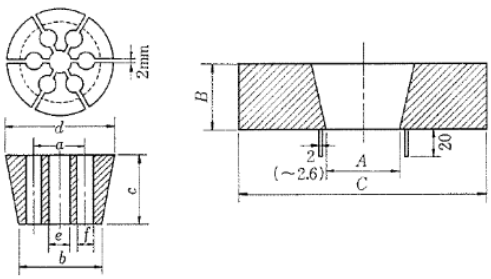


図 6-7　くさびの定着具 [1)]

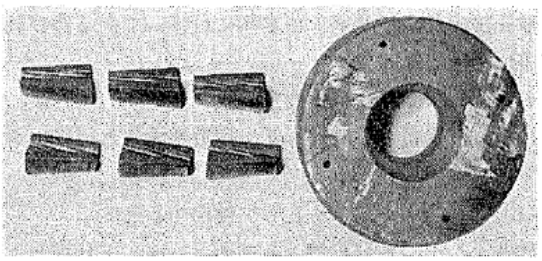


写真 6-7　くさび定着具 [2)]

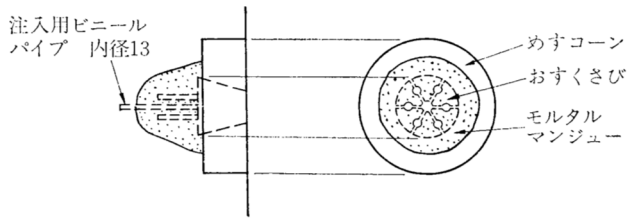


図 6-8　定着具グラウト準備 [3)]

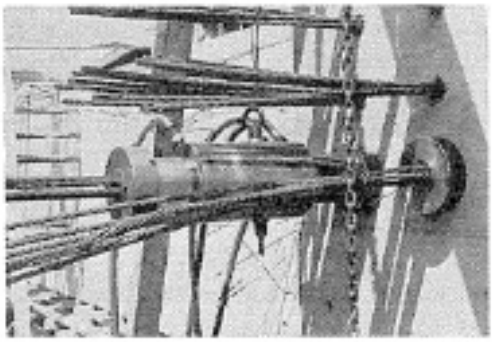


写真 6-8　ストランド緊張 [4)]

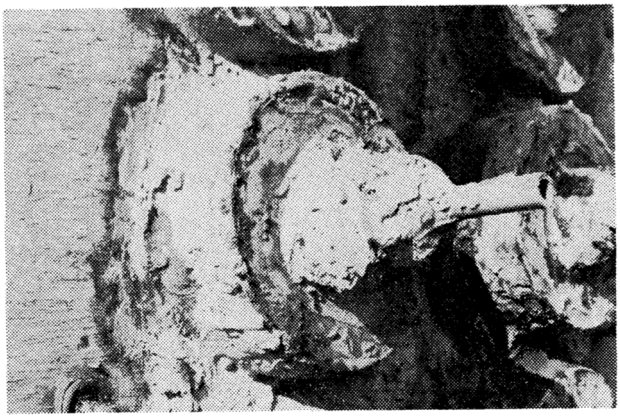


写真 6-9　ストランド定着部グラウト準備 [3)]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
後楽園北歩道橋（東京都）	東京	1968 年～現在	3 方向 PC 有ヒンジラーメン箱桁橋
伊予鉄バスターミナル [4)]	愛媛県松山市湊町	1969 年～1999 年	RC 造（一部 PC 造）

c）衰退理由および原因推定

PC 橋は，1951 年の長生橋（支間長 3.86m），1954 年の第一大戸橋（支間長 30m），1967 年の名護屋大橋（支間長 176m）と年々支間が長大化しており，現代では支間長 200m 超えの橋梁が建設されている。

我が国における PC 定着工法の開発は，支間の長大化における過渡期の中で進められた上，地震国であるが故に国外構造物よりも高い要求性能が求められることから，非常に難易度の高いものだったのではないかと推察する。

このことから，この頃に多く開発されたが採用実績の少ない国内 PC 定着工法は，衰退というよりも我が国の技術革新の成長過程における 1 つの区切りという位置づけとしてみた方が正しいのかもしれない。

【参考文献】

1）（社団法人）プレストレストコンクリート技術協会：PC定着工法（2000年版），pp.67-68，平成12年12月

2）プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリートVol. 19，No.3，pp.58-61，1977.6

3）山本　馨：41ｍスパンのはりを持つＰＣ建築工事の施工，コンクリートジャーナルVol. 7，No.7，pp.21-31，1969.7

4）塩路　寅雄・山本　馨：伊予鉄バスターミナルPC部分の設計と施工について，プレストレストコンクリートVol. 11，No.2，pp.32-40，1969.5

⑤MDC（Metalic Double Cone method）工法（1960 年）

a）概要

MDC 工法は，九州鋼弦コンクリート㈱（現㈱富士ピー・エス）により開発された[1]PC 定着工法であり，金属の 2 重くさび構造を利用し，その摩擦により PC 鋼線を定着する。使用ジャッキや定着体の構造は**図 6-9** の通りである。接続具の使用により連続桁構造やラーメン構造での施工が容易であり，グラウトを行う前であれば締め直しも可能である。

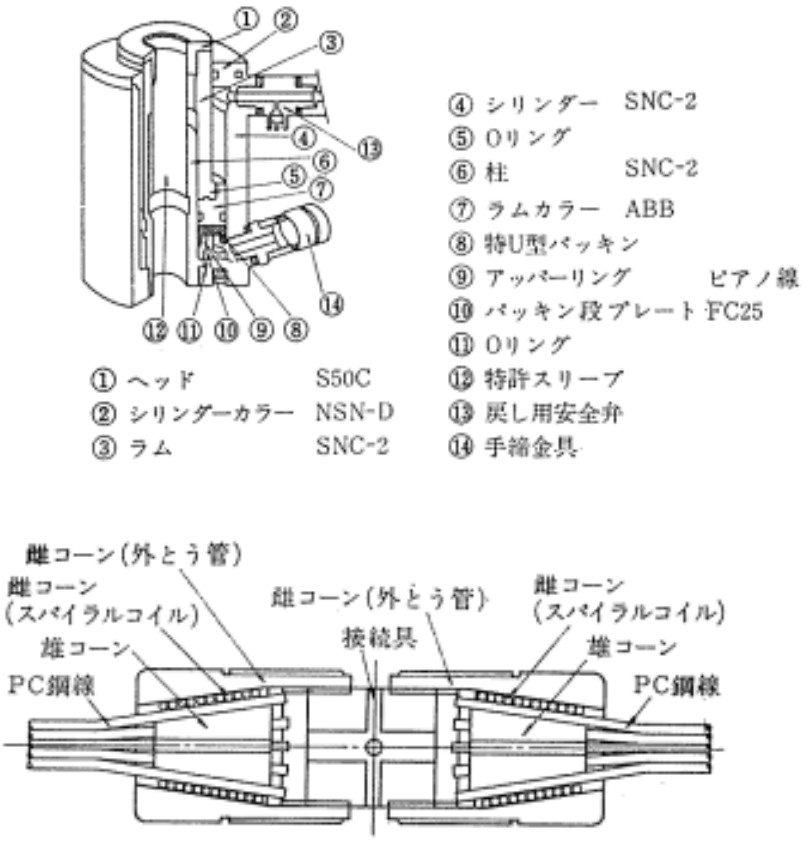


図 6-9　ジャッキ・定着体[2]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
摺上橋[1]	福島県	1966 年頃	不明

c）衰退理由および原因推定

現在主流である定着工法と原理はほぼ同様であったが，当時の資料によると，トランペットシースが比較的大きいようであった[3]。 このため，配筋が密になる設計に対応することができず，使用されなくなったと思われる。

【参考文献】

1） プレストレストコンクリート工学会：PC 定着工法の歴史的発展，プレストレストコンクリート Vol．42，No.6，pp.98-107，2000
2） プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol．19，No.3，pp.38-41，1977.6
3） プレストレストコンクリート技術協会：第 13 回シンポジウム論文集（2004.10）pp.593-596

⑥レオバ工法（1961 年）

a）概要

レオバ工法は，引張棒を用いて PC 鋼線を緊張し，その状態でグラウト注入を行い，グラウトの硬化後に引張棒の除去を行う工法である。定着具には S タイプと K タイプの 2 種類があり，S タイプは PC 鋼線をループ状にして定着鋼片に取り付けを行う方法（**写真 6-10**）で，K タイプはくさび方式である。固定端側は鋼線に波付け加工を行い，コンクリートとの付着で定着される。

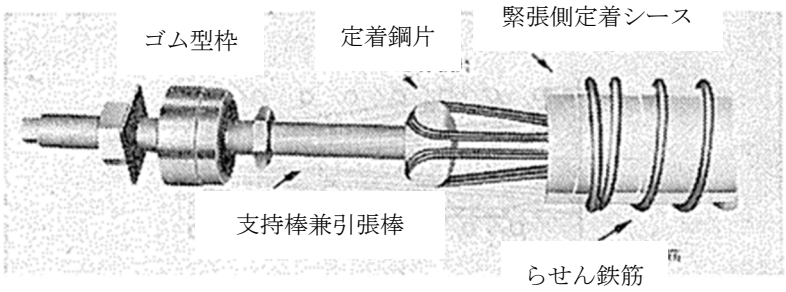


写真 6-10　S タイプ定着具参考写真 [1)]

元々は③で記載したレオンハルト工法と併用するためにドイツのフリッツ・レオンハルト氏により考案された工法である。国内初の PRC 構造のラーメン橋梁である上姫川橋の施工で用いられた。

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
国土交通省北海道開発局 函館開発建設部 上姫川橋	北海道 国道 5 号森長地内	1966 年頃～ 現在	3 経間連続鉄筋コンクリートラーメン箱桁橋
首都高速道路公団　114 工区高架橋	東京都	1963 年頃～ 現在	4 径間連続ラーメン橋 4 連

c）衰退理由および原因推定

定着箇所は PC 鋼材を曲げて引っ掛ける構造のため，PC 鋼材の強度低下が懸念される。また，レオンハルト工法との併用が前提であったため，他の工法の普及とともに衰退していったと思われる。

【参考文献】

1） プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol. 19，No.3，pp.34-36，1977.6

⑦OBC 工法（旧）（1965 年）

a）概要

OBC 工法（旧）（OBC（Oriental Bearing Cone）工法）は，オリエンタル建設株式会社（現オリエンタル白石株式会社）が開発した国産工法で，PC 鋼より線をくさび作用により緊張定着する工法である。コーンは厚肉円筒状のもので，機械加工により制作され，くさびは，熱間鍛造法の後，さらに精度向上のため冷間鍛造法により制作される。くさびは PC 鋼より線の間に 1 個ずつ割り込む形で配置され，この両者が共同して，一つの複合的なくさびが形成される。

定着具が比較的薄くコンパクトであったため，鉄筋と収まりの厳しい建築構造物に広く利用された。

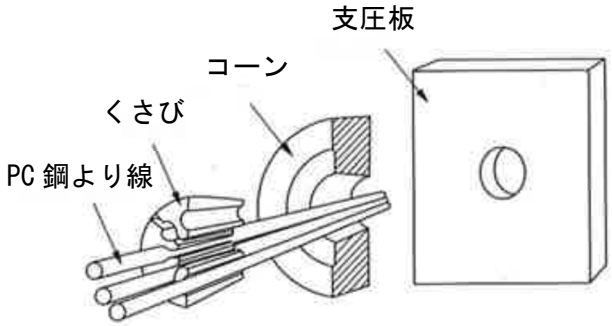


図 6-10　定着具の構成 [1)]

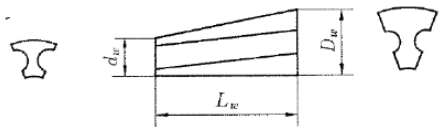


図 6-11　くさびの形状 [2)]

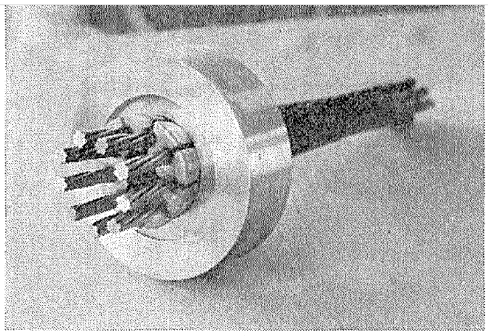


写真 6-11　定着具 [2)]

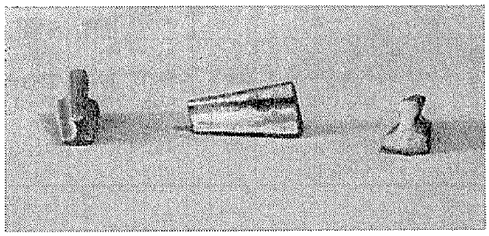


写真 6-12　くさび [2)]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
丸森町立大内小学校	宮城県丸森町	1987 年～現在	－
九戸村公民館	岩手県九戸村	1987～2021	－

c）衰退理由および原因推定

SWA 工法と同様に国産工法のため，我が国の技術革新の成長過程における 1 つの区切りとして生まれた工法であったが，PC 鋼線の多様化や大容量化に対応できず衰退していった。

ただし，OBC 工法（旧）の課題を解決するため，オリエンタル白石株式会社はマルチタイプの新たな定着具を開発しており，OBC 工法（新）として現在も使用されている。

【参考文献】

1）（社団法人）プレストレストコンクリート技術協会：PC定着工法（2000年版），pp.52-53，平成12年12月

2）プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol．19，No.3，pp.42-45，1977.6

⑧フープコーン工法（1965 年）

a）概要

フープコーン工法は，昭和 40 年（1965 年）に日本鋼弦コンクリート（株）（現　株式会社安部日鋼工業）により開発された [2)]。PC 鋼材端をあらかじめフープコーンを用いて結合し，これを緊張して定着する国産工法である。雌コーン内の円周方向に配した 12 本の PC 鋼線相互間にくさびを挿入してなる PC 鋼線とコーンとの結合体をセンターホールジャッキで緊張して定着する工法である。使用鋼材は，5mm，7mm および 8mmPC 鋼線で，1 ケーブルあたりの使用本数は 12 本である。昭和 40 年（1965 年）に東京都の桃園川橋で初めて採用された。

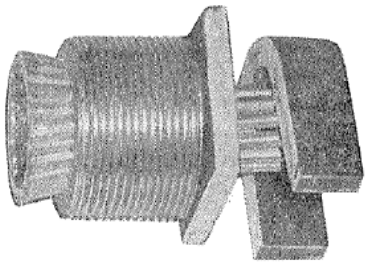


写真 6-13　フープコーン定着具 [1)]

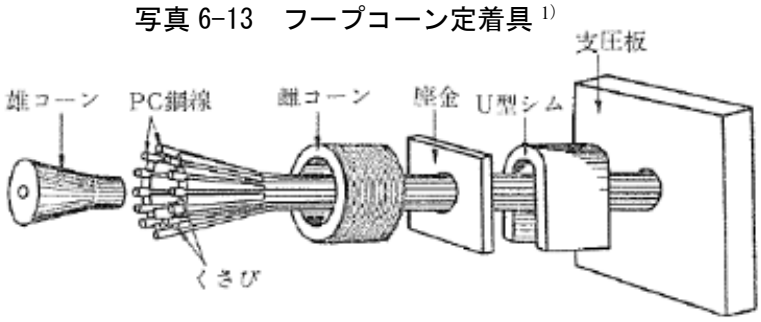


図 6-12 フープコーン工法のシム定着具 [1)]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
桃園川橋	東京都	1965 年～不明	不明

c）衰退理由および原因推定

定着時，U 型シムを挿入する工程が必要となる。シムは伸び量に合わせて現場加工する必要があるほか，BBRV 工法と同様の理由で，橋梁の長大化に伴う PC ケーブルの伸び量が増したことで，シムの安定上，緊張作業を 2 回以上に分けて行う，などの作業場からの制限が生じ，長大橋に適した他工法に取って代わられることとなったのではないか。

【参考文献】

1）プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol．19，No.3，pp.22-25，1977.6

2）プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法の歴史的発展，プレストレストコンクリートVol．42，No.6，p.104，2000

⑨OSPA 工法（1967 年）

a）概要

OSPA 工法(OSAP（Oriental Special Pressed Anchor）工法)は，オリエンタル建設株式会社（現 オリエンタル白石株式会社）と神鋼鋼線工業株式会社によって開発されたもので，PC 鋼線の先端を工場で製頭加工し，現場でケーブル組み立てて，ねじ方式で定着する工法である。ハンマー状に加工された鋼線頭の形状は本工法独特のもので，アンカーに設けた溝に引掛けられ，緊張力を伝達する働きをする。緊張に際して特別なジャッキは不要で，一般に用いられているセンターホールジャッキが使用される。

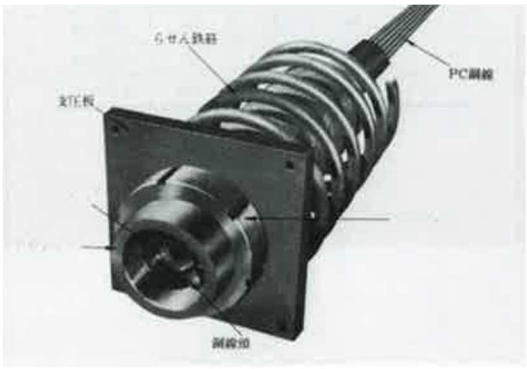


写真 6-14 定着具 [1)]

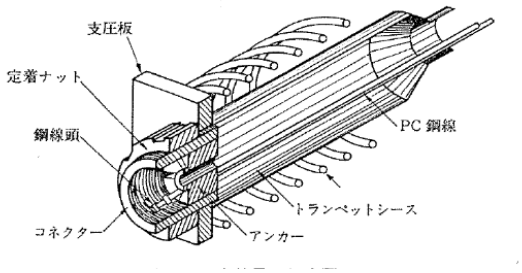


図 6-13 定着具の組立図 [2)]

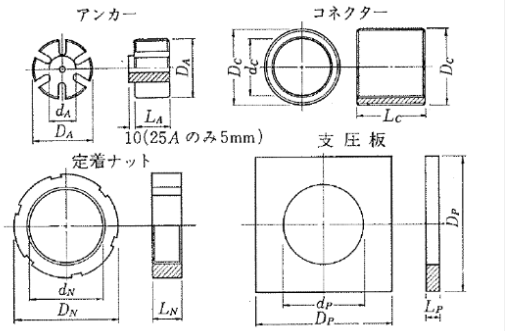


図 6-14 定着具形状 [2)]

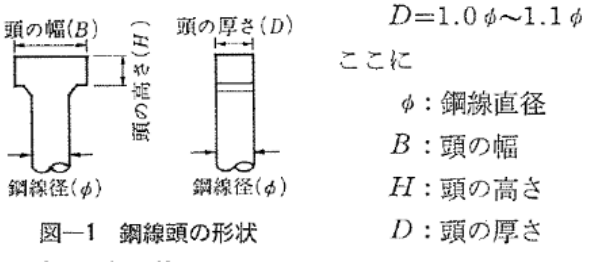


図 6-15 鋼線頭の形状 [2)]

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
深沢橋（日本道路公団）	栃木県	1967 年～現在	不明

c）衰退理由および原因推定

BBRV 工法と同様，ヘッド部分の加工手間がかかることと，長大支間への変遷に伴い定着部のコンパクト化よりも高い引張強度，伸び量の増加等に対応できる PC 定着工法への需要の高まりが衰退理由ではないかと推察する。

【参考文献】

1） （社団法人）プレストレストコンクリート技術協会：PC定着工法（2000年版），pp.56-57，平成12年12月

2） プレストレストコンクリート工学会：PC定着工法特集，プレストレストコンクリート Vol. 19，No.3，pp.46-49，1977.6

(2) 橋梁に関わる構造形式

①ドゥルックバンド

a) 概要

ドゥルックバンド形式とは，支間中央にせん断力のみを伝達する中央ヒンジを持ち，両側径間端部がピンで支持された 3 径間連続有ヒンジラーメン橋である。特徴として曲げ剛性の小さな橋脚を有し，上部工桁端部に生じる負反力には PC 鋼棒を配置してプレストレスで抵抗している。

張出し架設時と構造系完成後の死荷重曲げモーメントが相似であることや，温度変位・乾燥収縮による不静定力が発生しないことなど，電子計算機の発達していない時代において設計が容易であったこともあり，1960 年～1980 年代にかけて多く建設された。

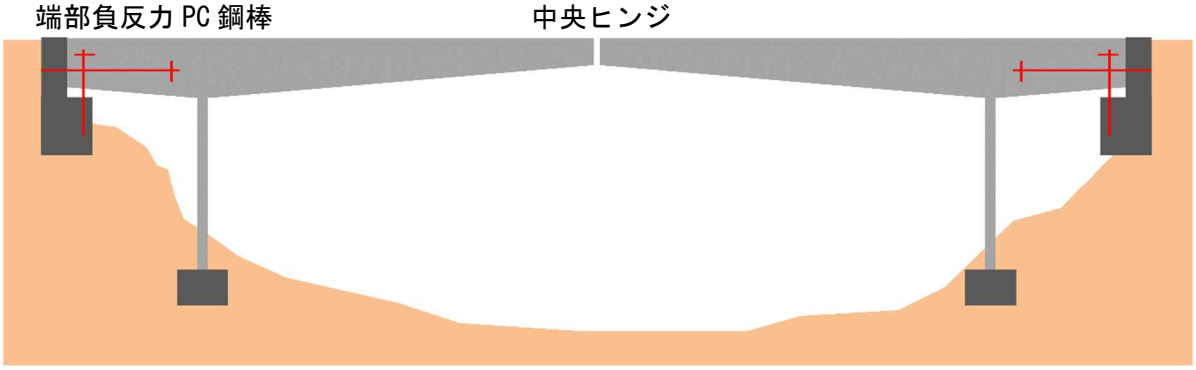


図 6-16　ドゥルックバンド形式イメージ図

b) 施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
9 号矢井原橋（国土交通省）[1]	兵庫県養父市	1966 年	PC3 径間有ヒンジラーメン箱桁橋
上関大橋（山口県）	山口県	1969 年	PC3 径間有ヒンジラーメン箱桁橋
越野尾橋（宮崎県）[2]	宮崎県	1962 年	PC3 径間有ヒンジラーメン箱桁橋

c) 衰退理由および原因推定

変状報告として多い内容は，径間中央部のクリープによる垂れ下がりやヒンジ部支承摩耗による走行性阻害などがあげられる。端部負反力 PC 鋼棒の損傷による桁端部の浮き上がりにより路面に 200 ㎜程度の段差が発生した事例もある。

設計技術の向上のより高次不静定構造物の設計が容易になったことや中央ヒンジ部の垂れ下がり現象による走行性の低下，ヒンジ部の損傷などの事例が多く報告されたことにより採用されなくなっていった技術であると考える。

【参考文献】

1) 西口　喜隆・小西　純哉・高　龍：老朽化した有ヒンジラーメン橋補強工事の計画と施工（国道9号矢井原橋），建設の施工企画，pp.38-43，2008.10

2) 宮崎県土木部道路課九電一つ瀬水力発電所建設所・住友建設株式会社：越野尾橋架設工事報告，プレストレストコンクリートVol. 5，pp.12-19，1963.1

②ピルツ PC 橋

a）概要

ピルツ PC 橋とは，PC 床版（あるいは桁）が円形または多角形状の一本の支柱に剛結されて，荷重による応力が直接柱に流れ込む構造のものが基本的構造単位となっているものである。この基本的構造単位が茸に類似していることから技術の発祥の地であるドイツ語で茸（きのこ）を意味するピルツという名がつけられている。

最初の茸型橋の建設は，ウンケルシュタイン（Unkelstein）橋と称される西ドイツで 1956～1957 年に建設された橋梁である。その後，西ドイツで 1959 年に完成した茸型橋でルードビックスハーフェン橋は，写真からも分かる通り脚から四本の骨が出てその上に正方形の床版が乗った形状をしている。ただし，骨と版は一体にコンクリート打設されている。橋脚の専有面積が小さく駐車場としての利用価値が大きかったため採用された構造である。

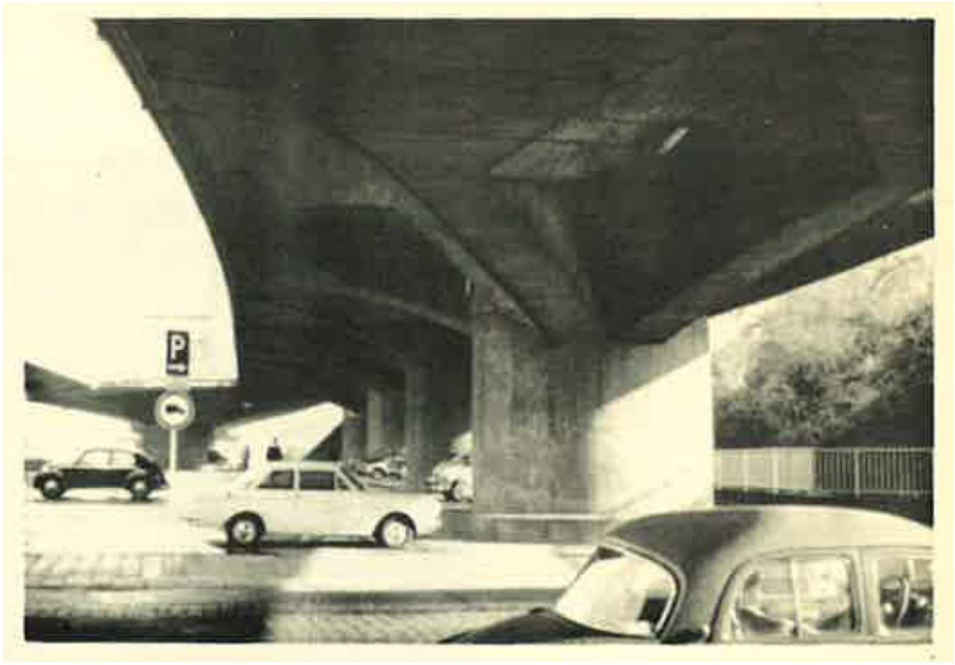
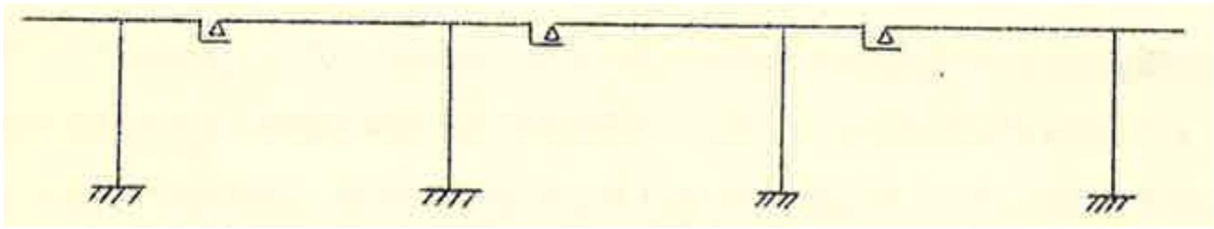


写真 6-15　ルードビックスハーフェン橋 [1)]

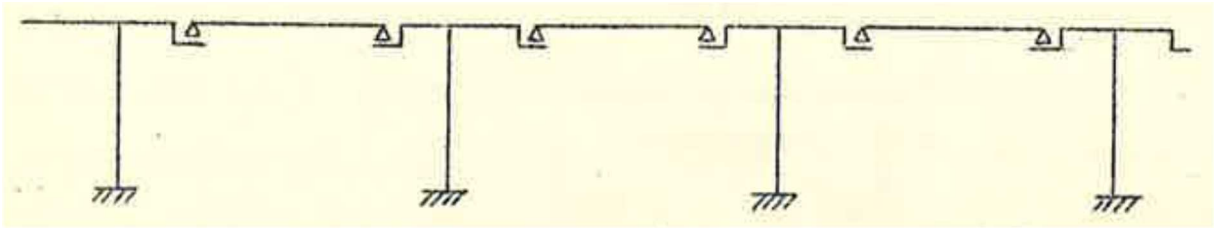
各スパンにゲルバーヒンジを 1 個（a）または 2 個（b）有するゲルバー形式のものから，多径間にわたり連続したラーメン形式（c）のものなど各種の構造形式がある（**図 6-17**）。

各スパンに 1 ケのヒンジを有する形式（a）と各スパンに吊床版または吊り桁を有する形式（b）を比較した時に死荷重による曲げモーメントは，各スパンに 1 ケのヒンジを有する形式（a）と各スパンに吊床版または吊り桁を有する形式（b）とはほぼ等しいが，活荷重による曲げモーメントの変動する範囲がおおきいため，PC 構造の場合は，所要の PC 鋼材量は各スパンに 1 ケのヒンジを有する形式（a）の方が多くなる。しかしながら，伸縮継手の数が各スパンに吊床版または吊り桁を有する形式（b）と比べて少ないので，採用事例としては各スパンに 1 ケのヒンジを有する形式（a）の方が広く用いられている。連続したラーメン形式（c）は，温度変化，乾燥収縮およびプレストレッシングによって橋脚に拘束曲げモーメントを生じるので，比較的高橋脚の場合に用いられている。

(a) 各スパンに 1 ケのヒンジを有する形式



(b) 各スパンに吊床版または吊り桁を有する形式



(c) 多径間連続形式

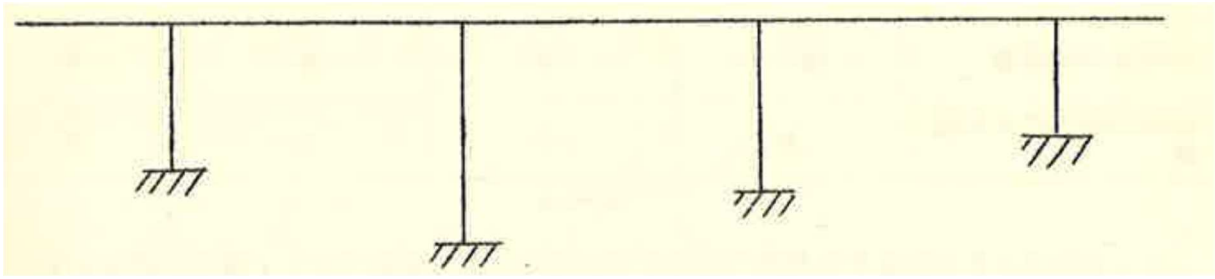


図 6-17　茸型の構造形式 [1)]

ピルツ PC 橋は橋脚が一本脚であり桁高が小さいため，高架橋の下の交通計画に対して有利なうえ，車道幅員や横断勾配が変化しても同一の外観を保持することが可能であることなどから 1970 年代に都市内高架道路としてスパン 30m 前後の高架形式として多く採用された構造である。日本ではじめて建設されたピルツ PC 橋は阪神高速道路東灘区第 5 工区（神戸市東灘区深江本町）である。

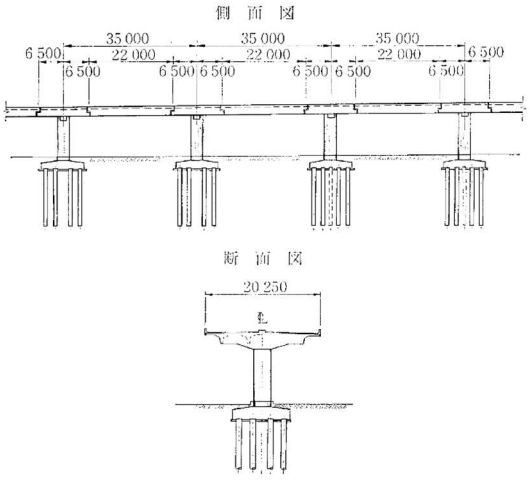


図 6-18　東灘第 5 工区側面図・断面図 [2)]

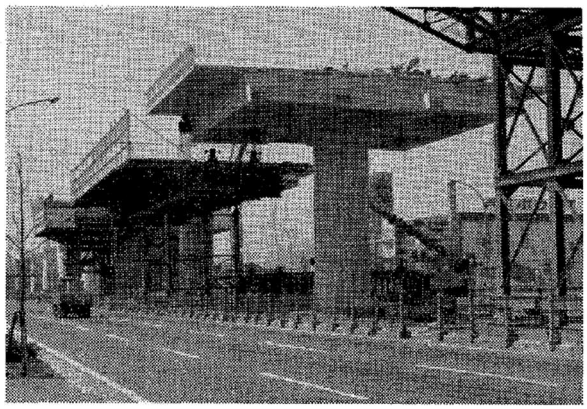


写真 6-16　東灘第 5 工区　建設時写真 [2)]

神戸市東灘区深江本町で建設された延長 635m，18 径間のピルツ構造区間は，1995 年 1 月に発生した阪神淡路大震災において，橋脚 17 基が上部工とともに橋軸直角方向へ倒壊している。復旧後の構造では，ピルツ構造から橋桁と橋脚を分離する構造へ変更し，上部工には重量の軽い鋼床版 2 箱桁を採用している。また，橋脚は橋軸直角方向に幅を広げた小判形 RC 橋脚を採用したほか，免震支承を採用している[3)]。

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
阪神高速道神戸西宮線 東灘第 5 工区（阪神高速道路）[4)]	兵庫県神戸市	1969 年	PC2 ヒンジゲルバー橋（ピルツ構造）[5)]
大阪府道高速大阪松原線 松原第 4 工区（阪神高速道路）[6)]	大阪府松原市	1977 年	13 径間連続（有ゲルバー）ラーメン橋
首都高速道路湾岸線Ⅱ期 BT208 工区（首都高速道路）[7)]	東京都江東区 新木場	1979 年	3 径間連続 ピルツ PC 橋

c）衰退理由および原因推定

この当時中小支間の橋梁に連続桁構造が敬遠されていた理由としては，不静定構造の計算が面倒であることの他に，橋台や橋脚の不等沈下が珍しくなかったために，部分的に応力度分布が過大になる事を避けるという考え方があったとされている。但し，一般的にゲルバーヒンジで構成されるピルツ PC 橋は，ヒンジ部において伸縮目地が多くなり走行性が悪いばかりでなく，騒音，振動防止の面からも好ましくないという点が問題視されていた。

ピルツ PC 橋をワーゲンで施工する場合，特に半径の小さい曲線部や幅員が大きく変化する場合にはワーゲン幅がそのために非常に大きくしなければならず，ワーゲンの製作費が高くなり不経済となる。施工延長の短い場合も同様である。そのため，スパンや幅員が不統一な場合や曲線半径が小さい場合には不利である。

ピルツ PC 橋の茸型本体のコンクリートは，連続的に大量（300m^3 前後）に打設しなければならないことが多く，打設時間も 10 時間～15 時間におよぶため，均一な継目のないコンクリートとするためには，遅延材および打設順序など施工管理上の配慮が必要であった点なども不利な点としてあげられる。

現在は，高強度のコンクリートを利用する PC 技術の進歩とともに許容応力度を高く設計できるようになった。そのため，不静定構造物の解析を敬遠しなくなったことなどにより連続桁形式を採用し，桁中間のヒンジを省くように時代は変化していった。

【参考文献】

1） 財団法人高速道路調査会，橋梁構造小委員会，ピルツPC構造専門委員会：ピルツ（茸型）PC橋に関する報告書－海外における現状と，わが国への適用性－，pp.1-15，昭和43年3月

2） 榎並　昭・栗原　利栄：スラブ構造概説（その１）スラブ構造の種類，コンクリートジャーナルVol．7，No.7，pp.32-39，1969.7

3） 阪神高速株式会社：大震災からの復旧と防災，復旧をささえた技術：全線復旧までの623日，https://www.hanshin-exp.co.jp/company/skill/quake/technology3.html

4） 上月　皎：阪神高速道路東灘第5工区工事報告－ピルツ式高架橋－，プレストレストコンクリートVol．12，No.3，pp.34-39，1970.5

5） 社団法人プレストレスト建設業協会　関西支部：兵庫県南部地震橋梁調査報告書，p.19，平成7年5月

6） 長浜　元明・沢田　拓示・市川　二郎：ピルツ形式のプレストレストコンクリート道路橋の施工－阪神高速道路松原第4工区上部工－，プレストレストコンクリートVol．15，No.4，pp.27-33，1977.4

7） 西山　啓伸・佐藤　重尚・小松　重夫・長尾　徳博：3径間連続ピルツPC橋の設計・施工，プレストレストコンクリートVol．18，No.4，pp.37-45，1980.4

③ロッカー橋脚

a）概要

ロッカー橋脚とは，上下端部にヒンジを有する壁構造の橋脚を指す。類似の形式でロッキング橋脚があるが，こちらはヒンジを有する柱状の橋脚のこと。いずれも 1960 年～70 年代の高速道路橋において，主に下部工の施工スペースが限定的な立地条件となる際に合理性の観点から採用された。

写真 6-17　ロッカー橋脚（左），ロッキング橋脚（右）[1)]
（提供：鋼構造出版）

ロッカー橋脚は従来，ヒンジによって曲げ応力を発生させない仮定で設計されていたが，阪神淡路大震災（1995 年）による想定外の水平力が発生した際に，橋脚の脆性的なせん断破壊が確認されたことから，地震力に抵抗できない構造として補強対象となった。耐震設計基準が改訂され（1996 年），全国で耐震補強工事が進められたが，熊本地震（2016 年）では九州自動車道でロッキング橋脚が落橋したことから改めて耐震補強の見直しが行われている。ちなみにこの橋脚は，橋台部に横変位拘束構造が追加されていたにも関わらず落橋している。

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
名神高速道路橋梁群(NEXCO 西日本，中日本)	愛知県～兵庫県	1963 年頃～現在	RC 中空床版橋

c）衰退理由および原因推定

設計法や基準の再検討・改訂は，大規模災害を契機として更新されていく。これに伴い様々な技術が衰退し，一方で開発が進む。ロッカー橋は，高度経済成長期の高速道路建設に伴い普及し，近年の大規模災害により急速に減少していった。我が国の社会の変遷に伴い衰退していく技術の一例といえる。

【参考文献】

1） 西日本高速道路（株）：NEXCO西日本 大規模更新は重交通路線対応へ，道路構造物ジャーナルNET，https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/interviews/11297，2019.11.27

(3) その他，施工技術の変遷

①竹筋コンクリート，木コンクリート

a) 概要

竹筋コンクリートは，鉄筋の代替材料として竹を用いた技術。1937（昭和 12）年の日中戦争後，鉄資源の節約の観点から竹を引張材として利用され，当時の橋梁や基礎構造の一部で用いられた。

木コンクリートは，竹筋と同様に鉄筋の代替材料として資材不足の解決策として開発された。引張に強い木材と圧縮に強いコンクリート床板を連結して合成桁としている。

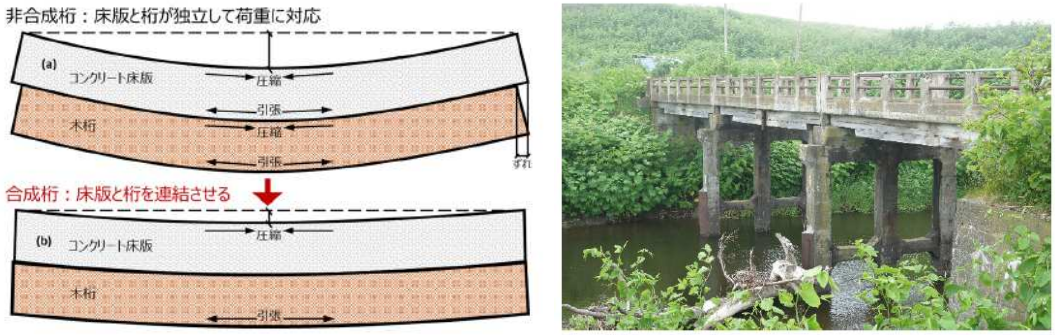


図 6-19　合成桁のイメージ（左），現存の木コンクリート橋：歌越別橋（右）[1)]

b) 施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
歌越別橋（木コンクリート）	北海道	1963 年頃～現在	単純桁
福井川橋梁（竹筋コンクリート）	長崎県	1942 年頃～現在	RC アーチ橋

c) 衰退理由および原因推定

現在も現役の橋梁も存在することから，木・竹材の耐腐食性，耐久性の高さが伺える。終戦後，鉄の利用が可能となり衰退した技術ではあるが，近年の鋼材価格の上昇や環境配慮の観点から竹筋コンクリートの再開発プロジェクト[2)]が産学官連携事業として立ち上がるなど，新たな動きもあるようだ。なお，本プロジェクトは現時点では U 字溝への適用など小規模構造物が対象となっている。最新技術が次々に開発され，優秀な技術が生き残っていくなか，時代を経て過去とは別の理由で需要が生まれて復活するのは結構レアなケースなのではないだろうか。

【参考文献】

1） 地域景観チーム：北海道で普及した「木コンクリート橋」の歴史的価値，寒地土木研究所月報No.833，2022.7

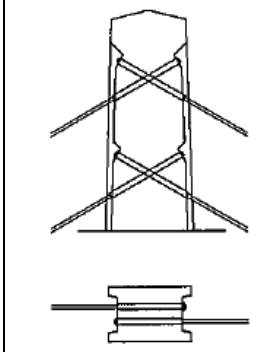
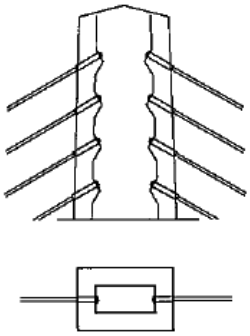
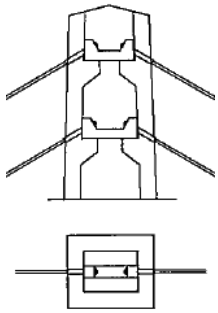
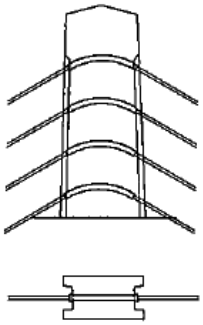
2） 日本大学工学部土木工学科：竹筋コンクリートの復活を目指すプロジェクト，日本大学工学部HP，https://www.ce.nihon-u.ac.jp/

②斜材の主塔部への定着方法（分離固定方式，貫通固定方式）

a）概要

斜張橋の斜材ケーブルの定着は，主桁側と主塔側にそれぞれ設けられる場合が一般的であり，分離固定方式（クロス定着，セパレート定着，連結定着）と呼称される。対して貫通固定方式（サドル定着）とは，主桁～主塔～主桁と連続したケーブルを用いて主桁のみに定着するものであり，定着具の減少とスレンダーな主塔形状による景観の向上などのメリットを有することから採用された。しかしながら， 貫通固定方式は主塔内の偏向部の点検ができない構造となっているほか，偏向部のコンクリートは斜材の腹圧力により割裂応力が発生する懸念があるなど構造的なデメリットがある。このため，最近は維持管理の観点から分離固定方式が主流となりつつある。

表 6-1　斜材定着部の塔断面形状 [1)]

分離固定方式			貫通固定方式
クロス定着	セパレート定着	連結定着	サドル定着
			

b）施工実績

名称	場所	供用年	構造形式
北陸新幹線 屋代南・屋代北橋りょう（貫通固定方式）	長野県	1996 年～現在	PC 連続箱桁斜張橋
徳島自動車道 三谷川橋（貫通固定方式）	徳島県	1999 年～現在	PC 連続箱桁斜張橋
新名神高速道路 菰野第二高架橋（分離固定方式）	三重県	2019 年～現在	PC 連続箱桁斜張橋

c）衰退理由および原因推定

近年は，防災・減災に対する需要の高まりや，担い手不足の問題解決に向けた生産性向上への積極的な取り組みに伴い，予防保全的な考え方によるインフラ整備が基本となっており，時には景観性や施工性よりも重要視されることがある。このことが，技術の発展と衰退の転換点となっている。本項の技術は，維持管理性を重要視する現代日本の傾向に伴い一方が主流となりもう一方が衰退しつつある一例である。

【参考文献】

1） PC技術協会：PC斜張橋・エクストラドーズド橋設計・施工・保全基準，p.29，2022年1月

③プレキャスト桁の架設工法－タワーエレクション工法

a）概要

プレキャスト桁の架設についてタワーエレクションエ法とは，架設径間橋脚上に 2 基のエレクションタワーを据えつけ，相吊方式による桁架設方法であり，大型のクレーンを用いることなく重量のあるプレキャスト桁を架設する工法として広く採用されていた。しかしながら，作業が複雑でかつ高度の技術を必要とするうえ，重大事故につながりやすいため，現在では用いられていない。

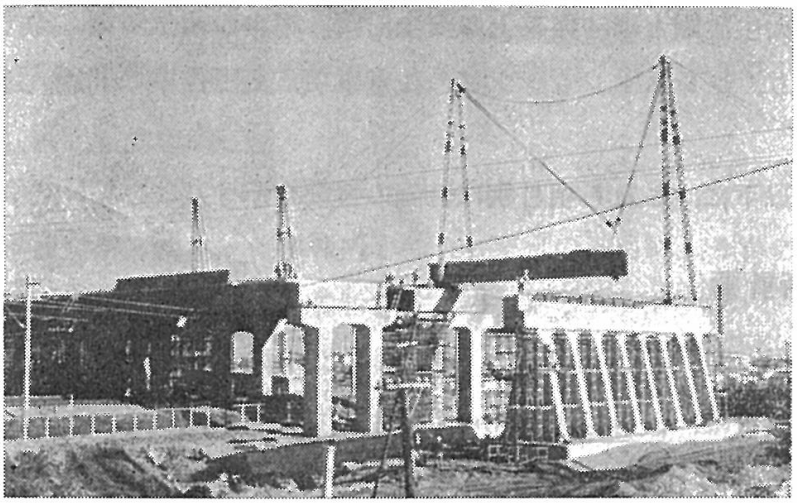
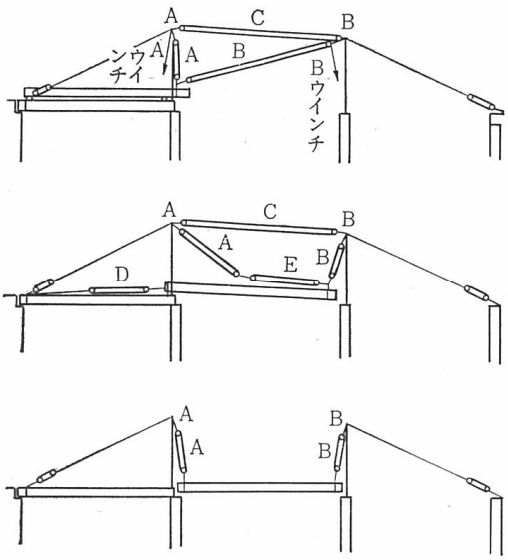


写真 6-18　タワーエレクション工法 [1)]



(1) Aウインチで先端を吊下げ，下のトロをはずす。
(2) Bウインチを巻き，Aウインチをゆるめて，けたを前進させる。
(3) けたがBへ到達したら後方からけたの控Dをとる。(この時の控にかかる力は，注意を要す。)
(4) Bワイヤーと控Dによりけたを止めておいて，滑車Aを呼戻す。(Eワイヤーを用いて相吊り。)
(5) A,B両ウインチで,両端を吊下げる。
(6) 横取り定置の必要あるときは，けたをA,Bで吊ったまま横に引き定置する。
(7) 滑車BをAに呼寄せるときは，Eを用いる。

図 6-20　タワーエレクションによる架設要領 [1)]

b）施工実績

大型重機が普及する以前は，タワーエレクション工法が標準工法であり，実績は多数ある。

c）衰退理由および原因推定

架設中は水平力に対して非常に不安定な状態となっているように見え，安全性を最重視する現在の感覚からすると少し怖い工法ではあるが，大型重機が不要で合理的な工法ではある。ただ職員，職人とも相当の経験と熟練の技が必要だと考えられ，今後この工法が再び採用されることは難しいと思われる。

【参考文献】

1） 日本道路協会：プレストレスコンクリート道路橋施工便覧（昭和48年9月），p.96，p.399

④FCC 工法

a）概要

FCC 工法とは，Free Cantilever Erection With Cables の略称であり，当時主流だった PC 鋼棒（バーシステム）による張出し施工工法に対して，現在では一般的な PC 鋼線を使用する工法をこう呼んでいた。

その利点を改めて以下に示す。

ｲ）設計面：鋼棒に較べ，大容量のケーブルが使用可能であり，鋼材本数が減るため，鋼材配置が容易となる。曲線配置が容易であり，設計上有利となる。導入力に対する自由度が高く，最適なケーブルシステムの選択と合理的な鋼材配置が可能となる。

ﾛ）施工面：ブロック製作時にはシースのみ配置し，PC 鋼線は後挿入となるため，余分な接続や緊張作業がない。また鋼材本数が少なくなり，作業性が向上する。

ﾊ）経済面：強度の高い PC 鋼線を使用するため，PC 鋼材量の低減が可能である。

ﾆ）施工管理面：PC 鋼線は緊張直前に挿入するため，損傷や発錆のリスクが少ない。鋼棒に較べると本数が少なく，また鋼材長が長くなるため，プレストレスの管理の精度が向上する。

また現在では，ほとんど行われていないが，以下のような工法の可能性も検討されていた。

i）ループ定着工法

固定定着具を使用せずケーブルを半周させて同じ面で定着する。どういう状況でこの方法が必要になるのか不明。定着具の削減は可能。

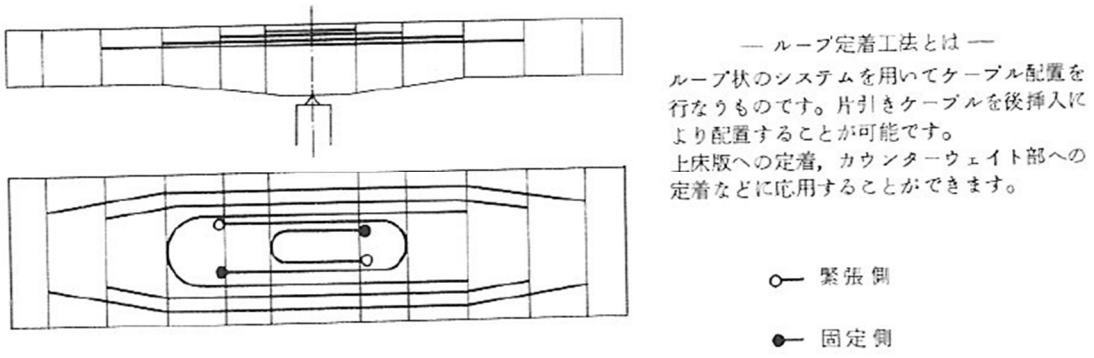


図 6-21　ループ定着工法具概念図 [1)]

ii）連結ケーブル

中央閉合部等の施工時に架設ケーブルとスパンケーブルを接続してプレストレスを導入する。架設ケーブルは張出施工時に仮定着しておき，中央閉合後にスパンケーブルを挿入し，連結緊張する。または仮定着用のアンカーヘッドを反力として，スパンケーブルにプレストレスを導入する CS 工法もある。

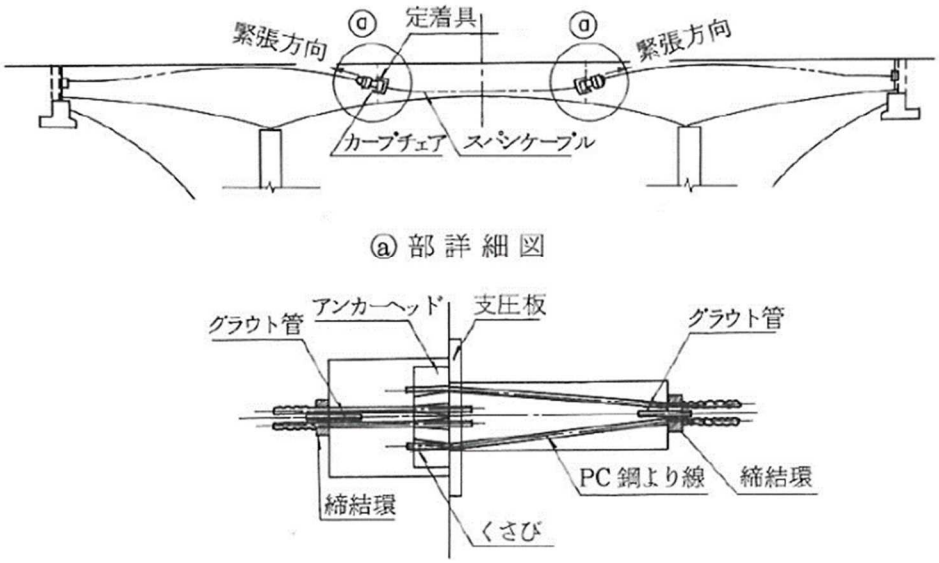


図 6-22　CS 工法ケーブル図 [1)]

b）施工実績

多数あり。ただループ定着工法，連結ケーブル工法の実績は不明。

c）衰退理由および原因推定

FCC 工法自体は，現在では標準工法である。一方，ループ定着工法，連結ケーブルの施工実績は不明。ループ定着は使用する必要がある場合が想定できない。連結ケーブル工法は合理的な考え方であるように感じられるが，定着部の構造が不明である。

【参考文献】

1） 得能達雄：FCC工法の特徴と利点，川田技報Vol.4，pp.102-112，1985

6. 4　総括

今回現在は使われなくなってしまった様々な工法の特徴を調査した。どれもほぼ共通しているのは，準備や施工そのものに手間がかかるものであったり，構造的に弱点ができてしまうというものであることだった。このような問題は施工の安全性や生産性，さらには構造物の耐久性にも影響するため，使われなくなってしまったものと考えられる。

第 7 章　振り返り

7. 1　1 班

本活動では，古い PC 橋の図面・資料記録等を持ち寄って取りまとめるというテーマの基，古い橋梁の新設から補修・補強までの一連の流れを調査した。建設時の資料から補修・補強の記録までの資料が残された橋梁の数は多くはなく，資料の調査は大変な作業であったが，最終的に 4 橋の調査資料をまとめることができた。

当時の考え方が現在になってどのように変わってきたか，現在の設計にどのように生かされているかを学ぶことができたため，今後の業務に生かしていきたい。

【昭和コンクリート工業株式会社：林】

本活動では,「橋梁の新設から補修・補強まで」のタイトルのもと，日本国内の橋梁について新設時の設計内容，劣化や損傷，補修や補強の内容についてまとめた。構造形式や劣化などの各要因で補修・補強の内容をまとめられると考えていたが，要因が様々であることと資料が乏しかったので,活動初期に考えていたようにはまとめることができなかった。しかし，各橋梁でまとめるように視点を変更したことで，比較検討はできないが 1 つの橋梁の一連の流れがわかる内容とできた。各橋梁にスポットを置いてみるのであれば，面白い内容となっている。

時間と資料があれば，劣化損傷の原因とそれに対応する補修補強内容を比較表のようにまとめることができれば，より内容が充実し，役に立つものとできたと考える。

【佐藤工業株式会社：高倉】

橋梁の新設から補修補強までを調査する中で，橋梁の建設時に取り入れた技術，補修補強時には，再度部材の劣化や損傷が発生しないように導入した技術や工夫した点を学ぶことができた。新設時，補修補強時のどちらの点においても，良いものを造ろうとする先人方の思いを感じた。しかしながら，良いもの造ろうと思い造っても，考えていなかった要因や，想定以上の劣化因子によって損傷が発生してしまうことがある。技術者は，過去に学んで同じ失敗を繰り返さないとともに，より深く未来を見据えて考える必要があると感じた。

また土木分科会の活動では，同業他社の多くの方と関わることができた。私が他業界の話を伺っている限りでは，このように同業他社の方と共通の取組みを行う活動は少ないのではないかと思う。この横のつながりは，非常にありがたいものだと感じており，今後分科会員になる方も，横のつながりを築いてほしいと思う。

【株式会社 IHI インフラ建設：島野】

本活動で 1 班は,「橋梁の新設から補修・補強まで」という切り口で文献調査を行いました。その中で弊社は，前任阪口から引き継ぎ，浜名大橋を初めとする有ヒンジラーメン橋の垂れ下がり損傷・補修事例を担当させて頂きました。浜名大橋は弊社施工ですが，損傷・補修について詳しく調べるのは今回の活動が初めてでしたので，大変勉強になりました。活動としては，途中からの参加でありましたので，貢献はあまり出来ませんでしたが，各

社委員の熱心な取り組み姿勢には感銘を受けました。今回の成果が何等かの参考になれば幸いと思います。

【鹿島建設株式会社：工藤】

1 班の活動は，設計から補修までの文献が存在する橋梁について，どのような変状が生じ補修したかを調査するものでした。担当した新石狩大橋は，過去に数回の補修が行われているものの，損傷や変状に対する補修の文献が少なかったため，どのような形でまとめるべきか悩みました。そこで，隣接する新橋が架けられた背景から交通事情の変化に着目して資料をまとめました。今回の活動を通じて，調査の過程で郷土史の話に行き当たったことから，橋一つをとっても歴史があることを感じ，通常の業務では気付くことのできない経験をさせていただきました。

【川田建設株式会社：川口】

7．2　2 班

本活動を通して，ポストテンション方式 PC 単純 T げた橋が技術の進歩，社会的需要の変化，問題点の改善，示方書などの改訂といった様々な理由により変遷していることを知ることができました。本活動ではポストテンション T げた橋という 1 形式に着目しましたが，他の形式に共通する変遷理由もあり，PC 橋全体の変遷についての知見を広げられたのではないかと思います。日々の業務においては現行基準がどういった経緯で制定されているかといったところまで掘り下げることがなかなか無いため，今回の調査はよい機会となりました。標準設計は昭和 44 年を初版として設定されています。変遷を調べるにあたり，初版に至るまでの経緯も合わせて知ることができたのは，＋α の知識の習得となりました。今回得た知識は，橋梁調査，維持管理，補修補強を行う際に役立てたいと思います。

【株式会社富士ピー・エス：渡邉】

本活動では，これまでの PC 上部工形式や工法の設計思想等について歴史を学ぶことができ，現設計基準と比較して何が改善されているのかを知ることができた。改善の歴史を知ることで，維持管理において構造上不利になる形式や現在の構造形式の合理性について理解を深めることができた。ここで得た知識を活かして，今後の補修補強設計や新設橋設計の品質向上に繋げていきたい。

【株式会社清水建設：松吉】

札幌からの移動と同時に前任者と交代で 2012 年から土木分科会の活動に参加して気が付けば 12 年･･･干支で言うとひとまわりしたことになります。

今回の活動においても，毎回な感じがしますが，分科会の活動テーマを決めるまでの時間は何度か経験している委員の間では「生みの苦しみ」というように表現されるように，分科会長含めみんなでそのときの社会情勢，国内外の動き，流行りなども考慮して案を出し合う，絞り出すというすごくいい時間を過ごしていると思います。そんな流れを経てテーマが決まり実際の活動がはじまりました。

今回，最終的には過去にできたもの，使われていたものや技術などについて調査し考察してくというテーマのもと活動してきました。2 班で調査した旧建設省の標準設計は私が入社した頃からあり，非常に身近な存在だったはずですが，使用する立場ではなく調査・考察する対象として改めて見ると，いろいろな発見がありました。当然詳しいことは何も知らずとも，それが当たり前の事として利用していた当時を思い返すと，若干恥ずかしい気分にもなります。今後，この標準設計の改訂版が出るのかどうかは不明ですが，次にもし改訂版を手にすることがあったら，今回の活動により見る目が違うのだろうと想像します。

次回のテーマ決めはこれからですが，みんなで話し合いながらいろいろ進めるこの分科会が長く続くことを願っております。まだ，委員交代ではありませんが･･･。

【日本高圧コンクリート株式会社：小野塚】

本活動では，普段業務で携わることの無い橋梁の基礎について学ぶ機会が得られました。

班の活動テーマとして，ポストテンション T げた標準設計の変遷について調べる中で，当時採用されていた形式が劣化要因に結び付くことがあることを学んだ。また変遷のきっかけとして，材料が良くなり主ケーブル配置が変更されたことが分かった。古い橋梁の補修を考えるうえで，橋梁の製造時期や時代背景がヒントになることなどが分かり気付きを得ました。

【株式会社安部日鋼工業：堀池】

橋梁に携わるようになって未だ 3 年と日が浅い中で，過去から現在までの変遷を辿ること，班員と話をすることで，現在の橋梁がどのように成り立っているのかを知ることができた。また，橋梁の施工実績があまりない弊社において，橋梁の知識習得が難しかったが，活動を通して学ぶことが多く，とても有意義な時間となった。

2 班のテーマでは，各項目の関連性や変遷理由を考えることに時間を要した。分からないことなど意見が欲しい部分に関して，他班からも意見を頂けるのはこの活動の良いところだと思った。

活動を通じて橋梁の見方がまた一つ深まったように思う。活動で得た知識，出来上がった資料を業務に活かしつつ，今後の材料や工法などの変化に注目し，これからの橋梁がどのように変化していくのか一技術者として楽しみにしたい。

【株式会社熊谷組：加来】

7. 3　3 班

本活動では，「古い PC 橋の図面・資料記録等を持ち寄って取りまとめる」というテーマを元に広く文献・資料収集を行い整理するところから開始した。特別な制約を求めることなく収集した各資料は大変興味深く，新しい気付きも多くあったが，当初は最終的な活動の終着点を明確に見いだせていなかった様に思える。

3 班では調査結果より一番損傷事例資料が多く見られた「塩害」に着目し，既設 PC 橋の損傷事例から，新設 PC 橋の塩害対策の提言までを整理した。そこに至る，班内会議にお

いては，班員様々な意見があがり，大変有意義な議論ができたと感じる。本活動は各班比較的異なった着目点から各章を作成するかたちとなったが，最終的に活動テーマに即した1冊の資料として完成することができたと感じている。

【鉄建建設株式会社：大野】

本活動における班ミーティングや調査事例の分析，まとめ作業を行う中で塩害による損傷事例や対策方法について知見を深めることができた。

また，他班の原稿を読んでこれまで詳しく知らなかった歴史や変遷，事例紹介がいくつもあり，これからPC構造物の維持管理に関わっていく自分にとっては興味深く勉強になる内容ばかりであり，大変有意義な経験をすることができた。

【オリエンタル白石株式会社：野口】

本活動では，「古いPC橋の図面・資料記録等を持ち寄って取りまとめる」をテーマに，古い文献等の資料を探し集める中で，過去の実情や当時の設計・施工技術等を学ぶことができた。社歴もまだ浅く現在の基準しか知らなかったが，現在に比べ建設機械や技術等が不足していた当時に，どのような工夫をして施工してきたのかも知ることができた。

班別の活動では，「塩害」に注目して調査を行い，損傷事例から見える基準や技術の変遷やそこから得られる新設PC橋への事前対応策について取りまとめた。複数ある損傷事例の中で，要因の多くを塩害が占めているという調査結果となり，実際頭を抱える問題であると思われるが，その塩害に対し何が原因となったのか，どうすれば損傷を抑えられるのか，過去事例から学ぶことができた。

私にとっては今回が初めての，また知識経験の浅い中での活動であったが，数多くの知らない技術等を学ぶ機会を設けて頂いたことに感謝したい。

【極東興和株式会社：大野】

本活動では，「古いPC橋の図面・資料記録等を持ち寄って取りまとめる」をテーマに，古い文献などの資料を収集する中で，当時の設計や施工方法について学ぶことができた。特に，日本にPC技術が導入された1950年代の資料からは，建設資材の不足に加え，現代では主流となる大型の建設機械を使うことなく施工された先輩方の知恵と工夫が現在のPC技術を支えていると感じた。

班別の活動においては「維持管理」の視点から調査を行い，塩害による損傷が甚大な影響を及ぼしていることが分かり，これをテーマとしてとりまとめを行った。数々の損傷事例から，塩害劣化により架け替えられた橋梁が複数あり，その対策事例をもとに新設PC橋への「提言」としてとりまとめた。これまで塩害については基準類の整備も進められているが，今後は構造物の立地や使用環境に加え，「古いPC橋」の損傷事例から学び，丈夫で長持ちするPC橋が建設されていくことを願いたい。

【株式会社日本ピーエス：橋本】

古い資料を集めるところから始めて，思ったよりも多くの情報を持った資料が集まったと思う。その中から3班では収集された情報から劣化状況を整理すると，塩害に関する

情報が多いことがわかり，やはり島国特有の劣化現象には情報が多いと思った。

本テーマの活動では，塩害の中でも，架け替え事例に焦点をしぼって，調査を実施したが，補修・補強事例で対応可能な事例について時間をかけて，探してみても良かったと思う。

しかし，新設や架け替えへの対応について，有効な工法を整理できたので，設計時の参考にしてもらえればと思う。

【株式会社大林組：釘宮】

本活動を通じてこれまでの橋梁の設計や施工方法について多くを学ぶことができ，特に維持管理の視点から塩害について特に深く取り組むことができた。今後，建設後 50 年以上となる構造物が多くなる中で，維持管理業務が多くなるため，今後の知見として大変勉強となりました。

【株式会社大林組：寺島】

7．4　4 班

今回のテーマは，前回までと一転して，未来ではなく過去を見つめ直そうと言う趣旨での活動であった。私もこのテーマに主導したうちの一人であったが，想像以上に過去の資料を探すという行為は難しかった。PC 橋の黎明期は，逆に全てが先進的であるため，多くの資料が残っている。しかし普及期は，大量施工のために資料が意外なほど残っておらず，なかなかに面倒で大変な作業であった。

一方で，過去の知見を集めるという作業は，大変ながらも有意義で面白い作業であった。古い工法など，名前は聞いたことはあるけれど･･･，というものが多く，そういう工法の知見を集めて整理するという作業は普段の業務の中ではなかなかないことで，いい経験となった。高度成長期を支えた人材が急速に引退されていく中，これからの時代を担っていく我々，そしてもっと若い世代にとってこういう知見や経験は非常に重要で，業界のみならず社内等でもこういった取り組みを広げていければ，と思う。

【ドーピー建設工業株式会社：村井】

本活動では，先人達が新しいことへ挑戦しようとしていたその当時の熱量に触れることができたため，活動を振り返るとまさに時間旅行を終えたような感覚を覚える大変有意義な時間を過ごすことが出来ました。ありがとうございます。時代は，維持管理・更新時代の最盛期迎えており，50 年以上前の建設技術を調べることも少なくないと思いまます。また，昔の最先端技術に着想を得て新しい技術を創造することもあるかと思います。本活動が何かの折に参考となれば幸いです。

【三井住友建設株式会社：谷口】

本活動を通じて，古い文献を調査する機会を得ましたが，多くの資料がネット上や自社のアーカイブに残されていることを，これまで知らなかったことに気づかされました。調べるなかで，地方によって記録の量や質に差があり，首都圏などは母数が多いため調査が

容易である一方で，国交省北海道開発局の記録管理が良く，施工実績を調べると北海道の情報が他の地方よりも多くヒットする点が興味深く感じました。また，施工実績については個人のブログにしか載ってないような情報もあり，公的に記録を残すことの意味について考えさせられました。

ある程度予想していた通り，技術の概要や施工実績の調査は比較的簡単でしたが，技術の衰退理由が明確に記録されているケースは少なかったです。今回，4 班で作成したレポートでは，多くの場合，自分たちで技術の衰退理由を「推定」して記述することになりました。海外から導入された技術がローカライズされる過程で衰退したもの，大規模災害に伴う基準改訂により使用されなくなったもの，人々の安全意識の高まりやコストに対する考え方の変化により衰退したものなど，衰退理由を自ら考察することで，当時の社会情勢や技術者たちへの理解が深まったと感じています。

後世に残す記録としては不確定要素が多い成果品となったかもしれませんが，土木分科会の活動としては非常に有意義なものであったと思います。

【株式会社錢高組：佐藤】

私が PC 橋の施工に携わり始めた頃は，既に SEEE やフレシネー，ディビダークといった工法が主流となっており，それらの施工法しか経験したことがありませんでした。このため，当班の活動成果は完成までの過程も含めて非常に勉強になりました。また，他班の内容についても，今後業界全体で増加するであろう維持管理に繋がる内容が多く，今後の自身の業務に生かしていくことが出来ると思いました。

【大日本土木株式会社：藤田】

あとがき

昨今，我が国の社会インフラは，その多くが高度経済成長期以降に整備されており，今後，建設から 50 年以上経過する施設の割合は加速度的に増加する見込みです。建設後 50 年を経過する道路橋の割合は，2019 年時点では約 27%でありましたが，2029 年 3 月には 52%へと急増することが予想されております。このため，安全・安心な社会資本整備が急務となり，経済活動の基盤となるインフラの維持管理・更新事業が昨今増加している状況です。

このような社会的背景を考慮し，今回 SEEE 協会土木分科会では「過去から学び，未来へ繋げる橋梁技術」をテーマに活動を行いました。経済活動の基盤となるインフラの維持管理・更新事業を行う上で，技術の変遷を知り，橋梁構造の本質を理解することが重要と考え，維持管理・更新事業に携わる分科会メンバーの皆さんをはじめ，橋梁技術者の資質向上を目指して約 3 年間活動をしてきました。

活動を通して，各班テーマに沿って技術の変遷を調査し，分析・考察を行うことで橋梁構造の本質が理解できたのではないかと感じています。建設当時の設計手法や工法をあらためて知ることもできました。維持管理・更新事業を行う際は，過去の図面や計算書の内容を理解することが重要であるため，実務にも活用できる報告書内容になったのではないかと実感しております。

新型コロナウイルス感染症（COVID-19）流行の影響あり，約 3 年間の活動となりましたが，本報告書が橋梁に関わる技術者の一助になれば幸いです。

最後になりますが，一般社団法人 日本構造物診断技術協会理事の松村氏を講師に招き，「道路橋の診断事例から見えてくる的確な診断に必要な知識とは」のタイトルで出前講座を開催して頂き，貴重なお話を拝聴することができました。ここに感謝の意を表します。

2024 年 10 月

SEEE 協会　土木分科会副会長

笛木　亮

SEEE 協会会員名簿

正会員

飛島建設株式会社	株式会社錢高組
昭和コンクリート工業株式会社	日本高圧コンクリート株式会社
ドーピー建設工業株式会社	株式会社ＩＨＩ建材工業
前田建設工業株式会社	コーアツ工業株式会社
佐藤工業株式会社	東日本コンクリート株式会社
鉄建建設株式会社	株式会社安部日鋼工業
オリエンタル白石株式会社	株式会社日本ピーエス
ピーエス・コンストラクション株式会社	株式会社福田組
株式会社富士ピー・エス	株式会社大林組
三井住友建設株式会社	日本サミコン株式会社
株式会社ＩＨＩインフラ建設	大成建設株式会社
鹿島建設株式会社	株式会社熊谷組
川田建設株式会社	株式会社鴻池組
極東興和株式会社	大日本土木株式会社
清水建設株式会社	株式会社エスイー

（協会加盟順）

計 30 社

賛助会員

住友電気工業株式会社	株式会社メタルワン鉄鋼製品販売
神鋼鋼線工業株式会社	伊藤忠丸紅住商テクノスチール株式会社
日鉄ＳＧワイヤ株式会社	株式会社ピーエスケー
株式会社ビービーエム	株式会社ピーエー

（協会加盟順）

計 8 社

本報告書にある資料およびデータの著作権は，最初に作成した著作者に帰属し，この権利を阻害してはならない。また，本報告書の無断複写・複製は著作権法上の例外を除き，禁じられている。

SEEE 協会　事務局

〒163-1342　東京都新宿区西新宿 6-5-1　新宿アイランドタワー42 階

株式会社エスイー内　TEL（03）5321-6531