# 共 同 研 究 報 告 書 整理番号第 520 号

# 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強 技術の高度化に関する共同研究報告書

- 既設 PC 橋の性能評価法および外ケーブル補強技術に関する研究-



# 令和2年12月

国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター 一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (2020) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したも のである。したがって、この報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究 開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならな い。

# 共同研究報告書 第520号2020年12月

撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書 - 既設 PC 橋の性能評価法および外ケーブル補強技術に関する研究-

「撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究(2017~2020 年度)」 委員会名簿

#### 国立研究開発法人土木研究所

構造物メンテナンス研究センター

上席石	研究員	石田	雅博							
主任矿	研究員	大島	義信	(~2020.3)	主 任	研 究	員	山本	将	(2018.8~)
主任矿	研究員	藤木	裕二	(2020.4~)	研	究	員	吉田	英二	$(\sim 2018.3, 2020.4 \sim)$
研	充 員	山口	岳思	(~2018.7)	交 流	研 究	員	渡辺	遼	(~2019.3)
交流和	研究員	末宗	利隆	(2018.4~2020.3)	交 流	研 究	員	塚崎	翔太	(2019.4~)
先端材料資	資源研究セン	ター								
交流	研究員	水戸	健介	(~2019.3)	交 流	研 究	員	小田部	貴憲	(2019.4~)

一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

委	員	長	北野	勇一							
副	委員	長	國富	康志							
委		員	小林	崇		委		員	西須	稔	(~2019.6)
	11		石井	智大	(2019.7~2020.3)		]]		白浜	寛	
	//		三本	竜彦			]]		小瀬戸	弘樹	
	11		櫻井	義之			]]		村井	弘恭	
	11		小野塚	豊昭			]]		谷口	正輝	(~2019.6, 2020.4~)
	11		栗原	勇樹	(2019.7~2020.3)		]]		細江	泰規	(~2019.6)
	//		坂口	尚大	(2019.7~)		]]		正木	守	(~2019.6)
	//		杉江	匡紀	(2019.7~)		]]		清水	宏一朗	
	//		東	洋輔	(2020.3~)						

2020年12月現在

#### 要 旨

本共同研究では、プレストレストコンクリート (PC) 橋の維持管理技術の高度化を目指し、撤去橋梁を 活用した臨床研究を推進している。この研究では、既設 PC 橋の各種条件に応じた性能評価法の確立およ び信頼性の高い補修補強技術の確立を目的に各種検討を行った。

その結果,既存の非破壊・微破壊調査手法を組み合わせることで既設 PC 部材の耐荷力を概ね評価できること, PC 鋼材破断率が 25~29%程度以下であれば外ケーブル工法による補強効果が確実に発揮されることなどを確認した。これらの得られた知見より,既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法について実務的な視点から整理した。

キーワード: PC 橋, 撤去桁, 耐荷力評価, 非破壊調査, 微破壊調査, 外ケーブル補強

次

			貝
1章	はじ	しめに	1
1.	1	本研究の背景と目的	1
1.	2	既設 PC 橋の性能評価法の現状と課題	4
1.	3	既設 PC 橋の補修補強技術の現状と課題	6
1.	4	本報告書の構成	7
2章	既診	とPC橋の性能評価法に関する検討	9
2.	1	検討概要	9
2.	2	損傷を有する PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性	10
2.	3	材料などのばらつきについて	16
2.	4	材料などの変動要因が曲げ耐力に与える影響	23
2.	5	設計に用いる抵抗係数の試算	
2.	6	本章のまとめ	
3章	既認	さPC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3.	既割 1	とPC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討 検討概要	
3章 3. 3.	既割 1 2	とPC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討 検討概要 実験方法	
3章 3. 3. 3.	既認 1 2 3	さPC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討検討概要 検討概要 実験方法 試験耐力に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3.	既認 1 2 3 4	PC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討 検討概要 実験方法 試験耐力に関する検討 実験結果と補強効果に関する考察	
3章 3. 3. 3. 3. 3.	既認 1 2 3 4 5	*PC橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 3.	既認 1 2 3 4 5 6	<ul> <li>PC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討</li> <li>検討概要</li> <li>実験方法</li> <li>試験耐力に関する検討</li> <li>実験結果と補強効果に関する考察</li> <li>外ケーブル工法の補強効果が確実に発揮可能な限界に関する考察</li> <li>本章のまとめ</li> </ul>	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 3. 4章	既記 1 2 3 4 5 6 年数	PC橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 4章 4.	既 1 2 3 4 5 6 年 1	C 橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 4章 4. 4.	既 乱 1 2 3 4 5 6 年 1 2	PC橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 4章 4. 4.	既 乱 1 2 3 4 5 6 年 1 2 3	PC橋の外ケーブル補強効果に関する検討	
3章 3. 3. 3. 3. 3. 4章 4. 4. 4.	既 1 2 3 4 5 6 年 1 2 3 4 5 6 年 1 2 3 4	PC橋の外ケーブル補強効果に関する検討	

5章	載荷	試験による実橋耐荷力に関する検討	74
5.	1	検討概要	74
5.	2	載荷試験方法	75
5.	3	耐荷力評価に関する事前検討	77
5.	4	実橋載荷試験の結果および考察	81
5.	5	各種要因が実橋耐荷力に与える影響	84
5.	6	本章のまとめ	87
6章	既診	g PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する整理	88
6.	1	検討概要	88
6.	2	当初の耐荷力評価に関する整理	90
6.	3	現況の耐荷力評価に関する整理	95
6.	4	補強の耐荷力評価に関する整理	99
6.	5	本章のまとめ	102

7章	まと	. w	104
7.	1	本研究の成果	104
7.	2	今後の課題	105

付	録		.107
付	録1	撤去 PC 桁の非破壊・微破壊調査	. 109
付	録2	撤去 PC 桁の解体調査	.121
付	録3	撤去 PC 桁の載荷試験	. 147
付	録4	既設 PC 橋の緊張材として 21 年使用された外ケーブルの解体調査	.177
付	録5	撤去 PC 桁を用いた外ケーブル補強工法定着部の載荷試験	. 194
付	録6	既設 PC 橋の復元図の作成	.209
付	録7	既設 PC 橋の耐荷力評価に関する参考資料	.220
付	録8	耐荷力評価の簡易化に関する参考資料	.235

(最終 240)

頁

### 1章 はじめに

#### 1.1 本研究の背景と目的

プレストレストコンクリート(以下, PC)橋は,鉄筋コンクリート(以下, RC)橋に比べて,本来,耐久性に 優れた橋梁である。すなわち,緻密な高強度コンクリートを使用し,しかもプレストレスの導入によりひび割れが 制御されているため,外部からの劣化因子の侵入に対して高い抵抗性を有する。また,ひび割れが発生しない条件 下では,荷重によるひずみ変動が小さく,疲労耐久性にも優れる。1951年に架設されたプレテンション方式のPC 橋である長生橋<sup>1-1)</sup>や1954年に架設されたポストテンション方式のPC橋である第一大戸川橋梁<sup>1-2)</sup>などは、半世紀 以上の供用を経ても健全な状態であったことが調査結果によって明らかになっており,まさしくPC橋が耐久性に 優れることを実証するものである。一方,高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中, さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されていることも事実である。

国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター(以下,CAESAR)と一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会(以下,PC建協)は、PC橋の維持管理に対する社会的要求を踏まえ、撤去前橋梁の現地調査や撤去部材を用いた詳細調査により、既設PC橋梁の健全性評価手法や高耐久性を有する新設PC橋梁の設計手法の高度化を図ることを目的とし、2010年に「撤去橋梁(PC橋)を用いた臨床研究に関する協力協定(3年度ごとに継続更新)」を締結し、日本各地においてさまざまな撤去PC桁の振動計測、解体調査、載荷試験などを実施してきた(図 1.1.1)。ここでは、これらの取り組みを「臨床研究」と呼ぶ<sup>1.3</sup>。第一期の共同研究では、「撤去橋梁を用いた既設PC橋の診断技術高度化に関する共同研究(2013~2015年度)」に取り組み、振動測定によるPC橋の異状検知と解体調査によるグラウト充填調査に関する共同研究報告書<sup>1.4,1.5</sup>として成果を公表している。

	点検(調査、モ	ニタリング)	診断(評価)	措置(補修・補強)
	損傷状態調査	振動測定	耐荷力試験·解剖調査	補修効果検証
塩害	荒磯橋(ポステンT桁、応カ解放 調査、 <b>非破壊調査</b> ) H橋(ポスT桁、残存プレストレ ス・PC鋼材破断に関する微破壊 調査)	能生大橋(ポステンT桁、 振動計測) 相見川海浜橋(ポステンT 桁、振動計測)	能生大橋(ポスT桁、解体調查) 相見川海浜橋(ポスT桁、載荷試験) 荒磯橋(ポスT桁、解体調査) 築別橋(ポスT桁、現地載荷試験)	荒磯橋(ホ <sup>2</sup> 入T桁、電気防 食効果調査、表面被覆材調 査) H橋(ホ <sup>2</sup> 入T桁、外ケーブル補 強効果調査)
ASR	明橋 (ASRプレ桁、ひび割れ調 査) 翔第一溝橋 (プレI桁、鋼材破 断)	中川橋側道橋(プレテンI 桁、振動計測)	中川橋側道橋(プレム朽、載荷試験) 明橋(プレムロー桁、載荷試験) 靱第一溝橋(プレI桁、載荷試験)	<b>十四</b> 空
グラウト 充填 不足	植苗橋、佐野橋、能生大橋、羽 昨川海浜橋(ホ <sup>2</sup> 入T桁、グラウト 充填調査) T橋(ホ <sup>2</sup> ス中空床版、グラウト充 填調査) 和瀕川橋(ホ <sup>2</sup> スT桁、グラり充填 状況調査、応力解放調査)	和瀬川橋(ポステンT桁、 振動計測)	植苗橋(ポスT桁、解体調査) 和瀬川橋(ポスT桁、解体調査)	の対象
その他	植苗橋(シースに沿ったひび割れ、 応力解放調査、ひび割れ原因調 査)	普代水門(地震被災、 振動計測)	植苗橋(シースに沿ったひび割れ、解体 調査)	

※赤字は本共同研究にて扱った橋梁を示す。

※アルファベットで記載の橋梁は本研究対象橋梁を示す。

図 1.1.1 臨床研究事例と成果

しかしながら,既設 PC 橋の適切な維持管理に向けて,メンテナンスサイクルを構築するため,措置(補修・補 強)に関する取り組みについて早急に強化することが必要である。そこで CAESAR と PC 建協では,引き続き,PC 橋のメンテナンス技術の高度化を目指すため,第二期の共同研究として「撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強 技術の高度化に関する共同研究 (2017~2020 年度)」を立ち上げた。この研究では,撤去橋梁を活用した臨床研究 を通じ,『既設 PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立』を目指すことにした。具体的には,図1.1.2 に示す ように「既設 PC 橋の各種条件に応じた性能評価法の確立」および「再劣化などに至らせないための信頼性の高い 補修補強技術の確立」を目標に研究を進めることにした。



#### 図 1.1.2 研究全体の流れ

なお、臨床研究の対象とした撤去橋梁は、1962年に海岸から約70mの河口上に建設された3連のポストテンション方式PC単純T桁橋とした。本橋は、1976年より塩害補修が着手され、その後、既設PC鋼材の破断が点検で確認され、1996年に外ケーブル補強が行われた。2017年には新橋建設に伴い撤去されることになり、外ケーブル補強された第3径間G4桁を譲り受けた(図1.1.3、写真1.1.1)。





図 1.1.3 本研究で対象とした撤去橋梁の側面図(上)と断面図(下)



写真 1.1.1 撤去橋梁の全景(左)と外ケーブル工法による補強状況(右)(2016年撮影)

#### 1. 2 既設 PC 橋の性能評価法の現状と課題

前述のとおり,高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中,さまざまな劣化要因による損傷事例が報告され,そうした既設 PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。

既設 PC 橋の性能評価に関しては、健全な状態であれば、当初設計の性能を保つものとされることが多い。一方、 劣化が顕在化した既設 PC 橋では、構造物の性能が継時的に変化すると考え、材料劣化やプレストレス減少などを 考慮した現況再現設計を行い、現有性能を評価することが多い(図 1.2.1)。



図 1.2.1 構造物の継時的な性能変化の模式

ところが、構造物の内部で進行する劣化状況は不均一であり、劣化状況を確定的に把握する手法は十分に確立されていない現状にある。たとえば、PC 鋼材の引張強さは現地調査により直接把握することができないため、腐食状況などから推定することになるが、図 1.2.2 に示すように、PC 鋼材の質量減少率に対する引張強さの減少率は 1~4 倍程度の範囲に広く分布し、孔食がある場合は引張強さの減少が顕著になることが知られている<sup>10</sup>。



図 1.2.2 PC 鋼材の質量減少率と引張強さの減少率との関係

また、小林ら<sup>1つ</sup>は、過酷な塩害を受けた撤去 PC 桁の解体調査により、グラウト充填が不十分な箇所では PC 鋼材の質量減少率が10%を超える著しい腐食と素線破断が確認される一方で、グラウト充填が良好な箇所では PC 鋼材の質量減少率が平均4%以下と相当の防食効果を発揮していたと報告している(図1.2.3)。



(同一かぶりによる比較)

つまり, PC 橋の経時的な性能変化は, PC 鋼材の腐食形態やグラウト充填状況をはじめとしたさまざまな要因の 影響を受けることから,一筋の性能変化曲線(図1.2.1 中の実線)として表現することができないといえる。こう した状況を踏まえると,劣化が顕在化した既設 PC 橋の現有性能は,図1.2.1 中の一点鎖線に示すように,大きな変 動を考慮せざるを得ない。

以上の現状から,既設 PC 橋の性能評価法を高度化するために解決すべき課題としては,次の点が挙げられる。 (1)損傷を有する PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性

材料劣化やプレストレス減少などを精度良く把握する非破壊・微破壊調査技術が十分に確立されていない。 しかも構造物の内部で進行する不均一な劣化状況を詳細に把握することは難しい。

(2)各種劣化が PC 部材の耐力に与える影響

現況再現設計を実施する際に必要な情報を必ずしも十分に知り得ることができない。また、できる限り必要な情報を知り得たとしても、現況再現設計で得られる性能は、実構造物の性能をどの程度の信頼性を持って評価するのかが不明である。

(3)損傷の生じた PC 橋の橋全体としての耐荷力

これまでの調査研究では、車両走行試験などによる弾性範囲内での評価が中心であり、PC 橋が橋全体と して破壊に至るまでの載荷試験による実耐力の検証は、国内で実施された例がない。また、各種要因が橋梁 全体系の耐荷力に与える影響を実橋レベルで検証した事例もない。

#### 1. 3 既設 PC 橋の補修補強技術の現状と課題

劣化が顕在化した既設 PC 橋は,時間の経過とともに耐荷性能が低下し,ある時点で要求水準を下回るおそれがある(前出図 1.2.1 参照)。PC 鋼材破断などの劣化が顕在化した既設 PC 橋の耐荷性能を要求水準以上に回復させる 手法には外ケーブル工法,炭素繊維接着工法,鋼板接着工法などがある。このうち,外ケーブル工法は補強効果が 明確で,適用事例も多く,確立した工法の一つとして評価されている<sup>13</sup>。

ところで、外ケーブル補強効果に関する知見は健全な PC 桁に対する研究によるものが多く、PC 鋼材の腐食が進行した実構造物に対する研究事例は極めて少ない現状にある(表 1.3.1)。たとえば、PC 桁の外ケーブルによる補強効果は、設計計算と同等であるとの報告が大半であるものの(事例 A, B, C, E, F)、PC 鋼材が多数破断した PC 桁では外ケーブル補強をしても設計計算で想定された補強効果が得られないとの報告(事例 D)がある。このことから、劣化が顕在化した PC 構造物では外ケーブル補強効果が十分に検証されていないといえる。また、劣化が顕在化した PC 構造物における年数が経過した外ケーブル工法の補強効果が不明であることも課題である。

事例	研究題名	研究成果
A <sup>1-9)</sup>	アウトケーブルによる	・曲げひひ割れの見られる PCT 桁橋の外ケーブル補強時に主桁下縁応力を測定し
	PCT 桁橋の補修設計	た結果,緊張力 1,177kN(120tf)での計算応力 8.0N/mm <sup>2</sup> (82kgf/cm <sup>2</sup> )に対し,
		実測応力が 7.1N/mm <sup>2</sup> (72kgf/cm <sup>2</sup> )となり、概ね所定の補強効果が得られた。
B <sup>1-10)</sup>	外ケーブルによる PC 桁の	・曲げひび割れを生じさせた PC 桁を外ケーブル補強した模型実験の結果より,300
	補強効果に関する研究	万回の設計活荷重の繰返しに対しても、たわみ、ひずみ、ひび割れの増加は認
		められず、外ケーブル補強の耐疲労性があることを確認できた。
		・破壊耐力に関しては、外ケーブルを付着があるものとして計算した場合の80%
		程度であり、数値解析の結果もほぼ同様の結果となった。
C <sup>1-11)</sup>	青海川橋における外ケーブル	・曲げひび割れの見られる PCT 桁橋の外ケーブル補強前後でダンプトラックによ
	補強工事の効果確認試験に	る載荷試験を実施した結果、補強後の変形およびひずみの測定値が補強前の測
	ついて	定値よりも下回り、断面修復および外ケーブルの補強効果が確認された。
D <sup>1-12)</sup>	塩害を受けた PC 橋の耐荷力	・PC鋼材が健全時の35%まで著しく腐食したPC桁の外ケーブルによる補強はひ
	評価に関する研究	び割れ発生荷重および終局耐荷力の両方において効果があることが分かった。
		・しかし,終局耐荷力におよぼす効果は、アンボンドPCとして7割に低減した計
		算値よりも小さく、その効果の程度は健全な桁に適用した場合よりも低かった。
E <sup>1-13)</sup>	PC 橋の改造技術に関する研	・断面修復および外ケーブル補強を行った試験桁は、健全桁と比較してたわみや
	究-その3:PC部材のはつり	ひび割れ性状に大差なく、健全桁と同程度の性能に回復することができた。
	の適切性に関する研究―	・劣化した PC 桁の補修・補強に対する評価方法として、非線形 FEM が有効な方
		法であることが検証された。
F <sup>1-14)</sup>	44 年供用した PC 桁の載荷	・PC 鋼線の切断によって低下した耐力は、外ケーブル補強によって設計荷重に十
	試験報告(その2)	分耐えられるまで回復することを確認した。
		・切断した PC 鋼線の付着切れは、プレテンション部材の定着長 65 ¢ と同程度の
		範囲で発生し、グラウトの充填不足が付着切れ範囲および PC 鋼線の応力減少量
		を拡大させている可能性があることを確認した。

表 1.3.1 劣化が顕在化した PC 構造物の外ケーブル補強効果に関する既往研究

#### 1. 4 本報告書の構成

本報告書の構成を図1.4.1に示す。

- 2章では、既設 PC 橋の性能評価法が損傷を有する場合について十分に確立されていないという課題に対し、 損傷を有する PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性について撤去 PC 桁を用いて検証するとともに、材料 などの変動要因が PC 部材の曲げ耐力に与える影響を実際の道路橋設計手法に準じて検討した。
- ・ 3章では,既設 PC 橋の外ケーブル補強効果が十分に検証されていないという課題に対し,撤去 PC 桁の載 荷試験を実施し,外ケーブル補強効果に関する検討を行うとともに,外ケーブル工法の補強効果が確実に発 揮可能な限界について考察した。
- 4章では、年数が経過した既設 PC 橋の外ケーブル補強効果が不明であるという課題に対し、外ケーブル張力、外ケーブル緊張材、および外ケーブル定着部の年数が経過した場合の影響について実験的に確認した。
- 5章では、実橋載荷試験により実耐力を検証するとともに、各種要因が実橋耐荷力に与える影響について試算により検討した。
- ・ 6章では、2~5章で得られた知見に基づき、既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法について整理した。
- 7章では、本研究の成果と今後の課題を示した。



図 1.4.1 本報告書の構成

1章の参考文献

- 1-1) 小門前亮一,西垣義彦,竹腰勇ノ介,鳥居和之:わが国で最初のPC橋(長生橋)の解体調査とPC桁の載荷試験,プレストレストコンクリート, Vol.44, No.5, pp.39-46, 2002.9
- 1-2) 土木学会:構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335 委員会)成果報告書 およびシンポジウム講演概要集,コンクリート技術シリーズ 80,2008.4
- 1-3) 木村嘉富,本間英貴,谷口秀明,北野勇一,小林崇:道路橋のメンテナンス 臨床からの戦略一振動計測, 撤去桁,グラウト充填調査,載荷試験一,プレストレストコンクリート工学会第41回PC技術講習会,pp.33-56, 2013.6
- 1-4) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設PC橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書一振動測定による既設PC橋の異状検知に関する研究一、共同研究報告書第466号、2015.9
- 1-5) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター,一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書-既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査-,共同研究報告書第488号,2016.3
- 1-6) 北野勇一,渡辺博志,鈴木雅博,徳光卓: PC 橋の改造技術に関する研究—その1:腐食 PC 鋼材の機械的性質に関する考察—,プレストレストコンクリート, Vol.49, No.5, pp.52-56, 2007.9
- 1-7) 小林崇,北野勇一,花井拓,木村嘉富: 既設 PC 橋のグラウト充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響,第
   21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.443-448, 2012.10
- 1-8) プレストレスト・コンクリート建設業協会:外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案),
   1998.6 ([改訂版], 2007.4)
- 1-9) 中川誠志,黒原一郎:アウトケーブルによる PCT 桁橋の補修設計,土木学会年次学術講演会講演概要集第5
   部門, Vol.40, pp.363-364, 1985
- 1-10) 津野和男,和泉公比古,山田実,森康晴:外ケーブルによる PC 桁の補強効果に関する研究,プレストレス トコンクリート, Vol.34, No.1, pp.41-48, 1992.1
- 1-11) 土居信雄, 鹿嶋秀憲, 須田勤: 青海川橋における外ケーブル補強工事の効果確認試験について, 第7回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.277-282, 1997.10
- 1-12) 国土交通省土木研究所:塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究(IV)―旧芦川橋の載荷試験―,土 木研究所資料第 3816 号, 2001.3
- 1-13) 中村定明,濱田譲,谷口秀明,中村雅之: PC 橋の改造技術に関する研究—その3: PC 部材のはつりの適切 性に関する研究—,プレストレストコンクリート, Vol.50, No.1, pp.54-60, 2008.1
- 1-14) 蒲和也, 増井隆, 秋元泰輔: 44 年供用した PC 桁の載荷試験報告(その2), 第23 回プレストレストコンク
   リートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.239-242, 2014.10

# 2章 既設 PC 橋の性能評価法に関する検討

#### 2. 1 検討概要

既設 PC 橋の性能評価は、健全な状態であれば建設時の耐力を保つものとし、設計図書をそのまま用いる方法や、 復元設計を行う方法がある。一方、劣化が顕在化した状態では構造物の耐力が経年的に低下すると考え、材料劣化 やプレストレスの減少などを考慮した現況再現設計を行うこととなる(図 2.1.1)。ところが、劣化が顕在化した実 構造物における材料劣化やプレストレスの減少などを精度良く把握する非破壊・微破壊調査技術は十分に確立され ていない。しかも、構造物の内部で進行する不均一な劣化状況をすべて詳細に把握することは難しい。こうした状 況をふまえると、劣化が顕在化した既設 PC 橋の現有耐力は、大きな変動を考慮せざるを得ない。

そこで本章では、劣化が顕在化した撤去 PC 桁を対象に非破壊・微破壊調査の適用性について検証した(2.2) 節)。また、材料などのばらつきを把握するとともに(2.3節)、各種要因が既設 PC 橋の耐力に与える影響について考察した(2.4節)。さらに、設計に用いる抵抗係数の試算を行った(2.5節)。

なお、これらの検証に用いた調査データの詳細については、「付録1 撤去 PC 桁の非破壊・微破壊調査」および 「付録2 撤去 PC 桁の解体調査」に収録した。



μ<sub>R</sub>:耐力の平均値 σ<sub>R</sub>:耐力の標準偏差 R<sub>di</sub>:建設時の設計耐力 R<sub>dc</sub>:現有の設計耐力 ξ<sub>1</sub>, ξ<sub>2</sub>, φ<sub>R</sub>:平成 29 年道路橋示方書による部分係数 R:抵抗(耐力)の特性値

図 2.1.1 構造物の継時的な耐力変化の模式

#### 2. 2 損傷を有する PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性

#### (1)調査概要

非破壊・微破壊調査を行う対象橋梁は、1962 年に海岸から約 70m の河口上に建設された 3 連の PC 単純 T 桁橋で ある(図 2.2.1,図 2.2.2)。本橋は、1976 年より鋼板接着による塩害補修が着手され、その後、既設 PC 鋼材の破断 が点検で確認され、1996 年に外ケーブル補強が行われた。2017 年には新橋建設に伴い撤去されることになり、外ケ ーブル補強された第 3 径間(P2~A2 径間)の G4 桁を譲り受けた。



図 2.2.1 撤去 PC 桁の断面図(第3径間)



図 2.2.2 撤去 PC 桁の側面図(第3径間 G4 桁)

PC 桁の耐力評価にもっとも重要な情報は、残存プレストレス、PC 鋼材破断位置、およびグラウトの有無(平面 保持の有無)の3つである。各情報を知るための非破壊・微破壊調査は多数提案されているものの、本研究では劣 化が顕在化した既設 PC 橋の曲げ耐力を評価することを目的として、以下に示す3つの手法を適用した。さらに解 体調査を行い、非破壊・微破壊調査との比較を行った。

- ・残存プレストレス ⇒ コア応力解放法
- ・PC 鋼材の破断位置 ⇒ 漏洩磁束法
- ・グラウトの有無  $\Rightarrow$  SIBIE (Stack Imaging of spectral amplitudes Based on Impact Echo) 法

各手法の詳細は次節以降に示すが、いずれの手法も表面被覆および断面修復による補修が実施され、かつ再劣化 によりひび割れや浮きが発生し、内部の PC 鋼材 12 \phi 5 の損傷が懸念された海側面の支間中央より A2 側の下フラン ジに適用した。

また,はつりなどの解体調査および現況再現設計を実施して,非破壊・微破壊調査の推定精度を検証した。非破壊・微破壊調査と破壊調査の実施箇所を図2.2.3に示す。また,はつりによる破壊調査の結果を表2.2.1に示す。



図 2.2.3 非破壊・微破壊調査と破壊調査の実施箇所

御休告里	支間中央からの距離(mm) *1					
丹牛14月1210里	-1600	-1100	+1000	+1225		
素線 φ5の破断本数	4本	2本	12本	7本		
はつり位置	No.2		No.3 <sup>**2</sup>			

表 2.2.1 はつりによる解体調査の結果(PC 鋼材破断本数)

※1 P2 側 (-), A2 側 (+) として表記した。

※2 はつり位置 No.3 では上記以外に1本の PC 鋼材が消失していた。

(2)残存プレストレス(コア応力解放法)

図2.2.4 にコア応力解放法<sup>2-1)</sup>の調査概要を示す。本手法は、コンクリート表面に応力方向(x方向)および直角 方向(y方向)にひずみゲージを貼り、コア切込み前後のひずみをそれぞれ計測する。乾燥収縮の内外拘束などの 影響をキャンセルする目的で、応力推定には2方向のひずみ差を利用する。また、乾燥収縮、クリープおよびこれ らに起因する鋼材拘束ひずみといった時間依存ひずみを考慮した提案式からプレストレスの有効応力を算出する。

調査状況を**写真 2.2.1**, 調査結果を表 2.2.2 に示す。PC 鋼材の破断本数・損傷本数は,素線の破断本数を考慮した「破断本数」と,素線の破断がある場合に1本と数える「損傷本数」に区別した。たとえば,12 \[0.5] の素線が 6本破断していた場合,「破断本数」は 0.5 本,「損傷本数」は1本と表記した。



図 2.2.4 コア応力解放法の調査概要



写真 2.2.1 コア応力解放法の調査状況

	解体	調査	微破壊調査		
調査位置	PC 鋼材 破断本数	設計値 (応力度)	計測値 (応力度)	設計値との比較	
	(損傷本数)	σ <sub>p1</sub> N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{p2}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{p2} \sigma_{p1}$	
No.2	0.5 本 (2 本)	13.9 (11.3)	10.9	78% (96%)	
No.3	2.6本 (3本)	10.3 (9.6)	8.5	82% (89%)	

#### 表 2.2.2 残存プレストレスの調査結果

※PC鋼材は12φ5の1束を1本「シース1本分」とした。

※破断本数と損傷本数について

上段:破断本数:素線の破断数を考慮。

下段:損傷本数:素線の破断があれば、1本と表記。()内。

※No.3 は消失していた PC 鋼材1本も含む本数とした。

調査は断面修復部を避けた既設桁下面のP2 側とA2 側でそれぞれ2箇所ずつ計測し,その平均値を計測値とした。 コア応力解放法による計測値は残存プレストレスを設計値の概ね10%程度以内で推定できることが確認された。

(3) PC 鋼材の破断位置(漏洩磁束法)

漏洩磁束法<sup>22</sup>は, PC 鋼材が強磁性体であることを利用し, 図 2.2.5(a)のように, コンクリート表面から PC 鋼材を磁石により磁化し, 図 2.2.5(b)のように, 磁化された PC 鋼材による残留磁束密度を測定することにより, 鋼材破断の有無や破断位置を検知する。



図 2.2.5 漏洩磁束法の調査概要

漏洩磁束法の調査状況を**写真 2.2.2**, PC 鋼材破断位置の調査結果を表 2.2.3 に示す。なお、本手法では PC 鋼材の 破断状況を計測波形から判断するため、波形ピーク値の差が大きく変化するほど素線破断が多くなる傾向にあるこ とは確認できるが、 $\phi$ 5 の素線本数までを把握することは困難である。そのため、波形ピーク値が小さく、素線破 断であると判断される場合でも PC 鋼材 1 本 (12 $\phi$ 5 の 1 束)の破断とし、表 2.2.2 と同様に損傷本数として示した。

調査結果より、部材の耐荷力評価に重要となる支間中央付近 (No.2 および No.3) に注目すると、解体調査と本手 法は同様の結果が得られた。また、計測結果におけるピーク値の差に着目すると、No.1 の 45  $\mu$  T では解体調査によ る PC 鋼材の破断が確認されなかった。したがって、今回の計測ではピーク差が 120  $\mu$  T 以上あれば、破断位置を概 ね推定できる結果となった。

なお,主桁内部の中央2段目のPC鋼材と補修時に消失したPC鋼材の破断については,本手法で評価することができなかった。



(a)鋼材を磁化



	解体調査	非破壊調査			
調査位置	損傷本数	推定破断本数	計測値 (ピーク値の差)		
No.1	0本	1本	45μΤ		
No.2	2本	1本	120μΤ		
No.3	2本**	2本	255μT(上段) 145μT(中段)		
No.4	0本	2本	110μT(中段) 95μT(下段)		

#### 表 2.2.3 PC 鋼材破断位置の調査結果

写真 2.2.2 漏洩磁束法の調査状況

※No.3 で1本消失していた PC 鋼材については、漏洩磁束法では消失を 把握できないため、損傷本数に含んでいない。 (4) グラウトの有無 (SIBIE 法)

SIBIE 法<sup>23)</sup>は、インパクトエコーの原理を利用して反射波の周波数スペクトルを算定する。周波数スペクトルから SIBIE 解析により図化してグラウト充填状況を判定する(図 2.2.6)。なお、本手法は一般的に充填不足が生じやすい上縁定着 PC 鋼材の曲げ上げ部となるウェブ側面などに対して実施されるが、今回の調査では曲げ耐力に影響する支間中央部への適用を目的とするため、PC 鋼材が密に配置されており、かつコンクリート断面形状が複雑である下フランジに敢えて適用した。

SIBIE 法の調査状況と結果を写真 2.2.3,表 2.2.4 に示す。調査結果より,解体調査ではグラウト充填が確認されたが,非破壊調査では異なる判定結果となった。原因は、センサーの位置が PC 鋼材直上に一致しなかったこと(事前調査で PC 鋼材の正確な位置出しが困難であった),弾性波を利用する手法では内部の浮きや空洞の影響を受けること、下フランジでは入射する衝撃波の入射面と反射面が平行でないことが挙げられる。



図 2.2.6 SIBIE 法の調査概要



写真 2.2.3 SIBIE 法の調査状況

調査位置	非破壊調査	解体調査	
PC 鋼材配置図	①下フランジのハンチ面	充填不足	充填
○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	②下フランジの側面	未充填	充填
	③下フランジ下面中央	判定困難	充填

表 2.2.4 SIBIE 法の調査結果

※調査位置: A2 側から 7800mm 付近の断面。

#### 2.3 材料などのばらつきについて

材料の特性値, PC 鋼材の破断, グラウト充填不足などが, 既設 PC 橋の耐力に与える影響を確認するため, 撤去 PC 桁の解体調査を実施した。解体調査の対象橋梁(以下, 2.3節では本橋とする)は, 2.2節と同じ橋梁とす る。材料などのばらつきについては, 以下の5項目とした。

- (1) コンクリートの圧縮強度:f<sub>c</sub> (N/mm<sup>2</sup>)
- (2) コンクリートのヤング係数: E<sub>c</sub> (kN/mm<sup>2</sup>)
- (3) PC 鋼材の引張強度: fpu (N/mm<sup>2</sup>)
- (4) PC 鋼材の破断
- (5) グラウト充填不足

なお、本研究では、経年の影響を受ける可能性があるものの、比較的健全である部位を対象としてサンプルを抽 出し、基本的には新設時の材料品質のばらつきを継承したサンプル調査となるように配慮したことから、新設時と 同様に材料等のばらつきは正規分布となることを前提とした。

(1) コンクリートの圧縮強度 f. のばらつき

コア供試体の採取位置の概要を図2.3.1 に示す。解体調査を行った撤去 PC 桁 (P2~A2 径間) は、支間中央より P2 側が比較的健全であった。一方、支間中央より A2 側ではウェブや下フランジにひび割れがあり、断面修復も行 われており、劣化が激しい状態であった(付図 2.3.7 参照)。そこで、コア供試体の採取位置を健全な P2 側と劣化 部付近の A2 側の両者とし、圧縮強度とヤング係数を比較した。また、加えて上フランジとウェブの部位の違いに よる圧縮強度の比較を行った。これは、通常、供用中のコンクリートのT 桁においてコア供試体を採取する場合に はウェブから採取することが多いが、終局時の曲げ耐力が上フランジのコンクリートの圧縮強度に大きく依存する ことを考慮するためである。

なお,コア供試体の直径はウェブ厚が 150mm 程度であったことから φ 75mm(粗骨材の寸法は最大 20mm 程度で あり,その3 倍以上)とし,コアの高さhと直径 d の比が 1.90~2.10 となるように設定した。h/d が 1.90 未満の場 合は,JISA 1107 を参考に補正を行った。



図 2.3.1 コア供試体の採取位置

コンクリートの圧縮強度の結果とその平均値,標準偏差,変動係数を表2.3.1 に示す。測定された20点の圧縮強 度の中で最小値は51.0N/mm<sup>2</sup>であり,設計値の40N/mm<sup>2</sup>を超えていた。また,劣化部のほうが健全部より圧縮強度 が低くなるような傾向は見られなかった。さらに,上フランジとウェブの圧縮強度は同程度であった。20点全体の ばらつきとして,変動係数は8.6%となった。

				部位ごと				全体	
部位		No.	)土稲預度 f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	平均值	標準 偏差	変動 係数	平均值	標準 偏差	変動 係数
				μ	σ	δ	μ	σ	δ
		1	63.8						
		2	57.2						
上フランジ P2 側	3	65.0	60.2	3.53	0.059				
		4	58.8						
		5	56.3						
		1	59.5				60.7 5.21	521	0.086
		2	57.0						
上フランジ A2 側	A2 側	3	61.8	59.4	1.87	0.031			
		4	61.1						
		5	57.7						
		1	58.1					0.000	
		2	60.2						
ウェブ P2	P2 側	3	55.6	55.8	3.17	0.057			
		4	51.0						
		5	54.2						
		1	64.1						
ウェブ		2	65.9						
	A2 側	3	73.7	67.4	3.41	0.051			
		4	68.2						
		5	65.2						

表 2.3.1 コンクリートの圧縮強度の結果とばらつき

\*

は最大値と最小値を示す。

(2) コンクリートのヤング係数 E<sub>c</sub>のばらつき

コンクリートのヤング係数の測定結果とその平均値,標準偏差,変動係数を表 2.3.2 に示す。ヤング係数も圧縮 強度と同様に,部位の違いや健全部・劣化部の違いの関連性は見られなかった。

ヤング係数の最小値は 28.8kN/mm<sup>2</sup> であり,設計値の 31.0kN/mm<sup>2</sup> よりやや小さい点が見られた。平均値は 33.9kN/mm<sup>2</sup>であり,設計値を上回る結果であった。全体の変動係数は 8.9%となった。

留位         No.         静弾性化数 E, (kV/mm²)         平均値         標準 係数         変動 係数         平均値         標準 係数         変動 係数           上フランジ         P2 個         1         29.1				+5 3 1/1 / 1/2 1/2	:	部位ごと			全体	
上アランジ     1     29.01 $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ 上アランジ     P2 例     1     29.1     32.6     2.01     0.062 $\mu$ $\sigma$ $\delta$ 上アランジ     P2 例     1     33.0     32.7     32.6     2.01     0.062 $\mu$ $\sigma$ $\delta$ 上アランジ     P2 例     1     33.1 $\mu$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ 上アランジ     P2 例     1     33.1 $\mu$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\mu$ $\sigma$ $\delta$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\mu$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\mu$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\mu$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\dot{\rho}$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\dot{\rho}$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ $\sigma$ <td>部位</td> <td></td> <td>No.</td> <td>静弹性徐数 E<sub>c</sub> (kN/mm<sup>2</sup>)</td> <td>平均值</td> <td>標準 偏差</td> <td>変動 係数</td> <td>平均值</td> <td>標準 偏差</td> <td>変動 係数</td>	部位		No.	静弹性徐数 E <sub>c</sub> (kN/mm <sup>2</sup> )	平均值	標準 偏差	変動 係数	平均值	標準 偏差	変動 係数
上フランジ129.1 235.4 332.7 32.62.010.0620.062上フランジ433.0 532.70.0620.062上フランジ133.1 231.61.810.057上フランジA2側133.93.03ウェブP2側134.7 233.034.41.180.034ウェブP2側134.7 334.41.180.034					μ	σ	δ	μ	σ	δ
上フランジ235432.62.010.062433.0532.7532.70.062上フランジ133.1231.7330.6433.9528.8134.7233.1233.1528.8134.7233.1233.1528.8		上フランジ P2 側	1	29.1						
上フランジP2側332.732.62.010.062433.0532.7532.7133.1231.61.810.057-231.631.61.810.057528.8			2	35.4						
 ・ 	上フランジ		3	32.7	32.6	2.01	0.062			
上フランジ532.7上フランジA2側133.1 2231.7 433.06 31.61.810.057433.9 5528.8ウェブP2側134.7 2233.1 534.41.180.034ウェブP2側333.0 35.034.4		4	33.0							
上ブランジA2 例133.1 231.61.810.057433.931.61.810.057528.833.933.93.03ウェブP2 例333.034.41.180.034436.1535.01.180.034			5	32.7						
上フランジA2 側231.731.61.810.057433.931.61.810.057528.8 $31.6$ 1.810.057			1	33.1						
上フランジA2 側330.631.61.810.057433.9528.8528.833.93.030.089ウェブP2 側333.034.41.180.034			2	31.7		1.81	0.057	33.9	3.03	0.089
433.933.93.030.089528.833.93.030.089ウェブ134.7233.1333.034.41.180.034436.1535.0	上フランジ A2 側 ウェブ P2 側	A2 側	3	30.6	31.6					
ウェブ528.833.93.030.089ウェブP2側 $3$ $33.0$ $34.4$ $1.18$ $0.034$ $1.18$ $0.034$ 135.1 $35.1$ $35.1$ $35.1$ $1.18$ $0.034$ $1.18$ $0.034$			4	33.9						
ウェブ     P2側     1     34.7       クェブ     P2側     3     33.0       4     36.1       5     35.0			5	28.8						
ウェブ     P2側     2     33.1       3     33.0     34.4     1.18     0.034       4     36.1     5     35.0			1	34.7		1.18	0.034			
ウェブ     P2側     3     33.0     34.4     1.18     0.034       4     36.1     5     35.0			2	33.1	34.4					
4         36.1           5         35.0		P2 側	3	33.0						
5 35.0			4	36.1						
1 35.1			5	35.0						
		1 35.1								
2 36.9	ウェブ A2		2	36.9						
ウェブ A2側 3 43.2 37.2 3.18 0.086		A2 側	3	43.2	37.2	3.18	0.086			
4 36.5			4	36.5						
5 34.1			5	34.1						

表 2.3.2 コンクリートのヤング係数の測定結果とばらつき

\*

は最大値と最小値を示す。

(3) PC 鋼材の引張強度 fm のばらつき

PC 鋼材の引張強度のばらつきの確認は,表2.3.3の腐食分類ごとに5~7本を採取して行った。これらのPC 鋼材はすべて支間中央付近から採取した。(詳細な採取位置については,付図2.3.4を参照。)

PC 鋼材の引張強度の測定結果とその平均値,標準偏差,変動係数を表2.3.4 に示す。

腐食度 3~4 の PC 鋼材は破断付近から採取したものであり、その引張強度は設計値を下回り、変動係数も大きく なることが確認された。なお、腐食度 2 の引張強度が腐食度 1 より大きな値を示しているが、この原因は、腐食度 の分類を目視で仕分けたため、引張強度にばらつきが生じたと考えられる。

腐食度1の健全なPC鋼材では、引張強度の平均値が1740N/mm<sup>2</sup>であり、設計値の1715N/mm<sup>2</sup>を上回った。なお、 設計値は1996年の外ケーブル補強の設計計算書の数値を引用した。また、変動係数は1.6%であった。



表 2.3.3 PC 鋼材の腐食状況の分類<sup>24)</sup>

			PC 鋼材の	腐食分類ごと			全体		
分類	採取位置	No.	引張強度 f <sub>pu</sub>	平均值	標準 偏差	変動 係数	平均值	標準 偏差	変動 係数
			$(N/mm^2)$	μ	σ	δ	μ	σ	δ
		4-1①	1745						
		4-16	1749						
分稻 1		4-11	1750						
質量減少率	支間中央 P2 側	4-75	1766	1740	27.2	0.016			
1%程度禾満		4-7⑦	1770						
		4-7⑧	1714						
		4-711	1688						
		1-42	1912			0.036		219.4	0.122
		3-4⑦	1703				1656		
八米石2	士胆市市	3-7④	1799	1844	65.7				
分類 2 質量減少率	又間中央 P2側	4-6①	1865						
1~2.5%程度	A2 側	4-62	1880						
		4-6⑦	1877						0.132
		4-612	1874						
		1-47	1625						
		3-45	1631		103.3	0.064			
分類3     支間中       質量減少率     P2 側       10%程度     A2 側       分類4     支間中       質量減少率     P2 側       10%程度以上     A2 側	文间中央 P2 側	3-75	1766	1620					
	A2 側	3-79	1442						
		3-712	1635						
		1-412	1600						
	十眼中中	3-43	1096		185.2				
	文间屮央 P2 側	3-411	1169	1312		0.141			
	A2 側	3-72	1251						
		3-7⑦	1445						

## 表 2.3.4 PC 鋼材の引張強度のばらつき

※ No.の説明: 4-1①→4(はつり位置)-1 (PC 鋼材 No.)① (素線 No.)

※ はつり位置 1:支間中央より A2 側へ 3520mm, 2:支間中央 A2 側,

3:支間中央 P2 側,4:支間中央より P2 側へ 2650mm

は最大値と最小値を示す。

※ 引張強度 fu=引張試験力/試験体の直径から計算した断面積

\*

(4) PC 鋼材の破断

主桁の下フランジにおけるコンクリートはつり調査により, PC 鋼材の破断本数は,同一断面において,支間中央部で最大2本(海側の2番と4番: 図2.3.2参照)と判明した。PC 鋼材2番は,支間中央からA2 倒へ 1m 位置において素線 12本がすべて破断していた(写真2.3.1参照)。PC 鋼材4番は,写真2.3.2のようにPC 鋼材とシースが切断され,2m程度の区間において完全に撤去された状態となっていた。これは,過去の断面補修作業の際に人為的にPC 鋼材が撤去されたものと考えられる。

その他,断面位置は異なるが,PC 鋼材5番の素線7本の破断やPC 鋼材1番の素線4本の破断などが確認された。 (詳細な破断位置については,付図2.3.2を参照。)



図 2.3.2 撤去 PC 桁の断面図(支間中央)



写真 2.3.1 PC 鋼材 2 番の破断状況



写真 2.3.2 PC 鋼材 4 番の破断状況

(5) グラウト充填不足

撤去 PC 桁の劣化が著しい支間中央から A2 側の区間を対象として、グラウト充填状況の調査を行った。調査方法 としては、6 箇所の位置(付図 2.3.6 参照)で主桁を断面方向に切断し、グラウト充填状況を目視にて確認した。結 果は、写真 2.3.3 に示すように、グラウトが概ね充填されていた。シース 41 箇所の調査に対して、支間中央で1本 のシースのみグラウト充填不足が確認された。本橋の撤去 PC 桁におけるグラウト充填不足の割合は 2.4%(=1/41) であった。

グラウトの充填状況は非破壊調査による把握が困難であった。また、グラウト充填状況は PC 橋の架設年代、PC 鋼材の種類(容量)および定着位置の影響を受けるため<sup>20</sup>、その不確かさ(ばらつき)を算出するには、条件を一 致させる必要がある。そこで、グラウト技術が未熟であった 1990 年以前の撤去 PC 桁に限定し、文献 2-6 および本 橋のグラウト充填の割合を整理した(**表** 2.3.5)。その結果、グラウト充填の平均値が 93.7%(グラウト充填不足の 平均値 6.3%)、標準偏差 4.3%と算出された。非超過確率 5%に相当するグラウト充填の割合は $\mu$ -1.64  $\sigma$  =93.7%-1.64 ×4.3%=86.6%(グラウト充填不足の割合で 13.4%)であり、今回の撤去桁 (PC 鋼材8本)では、約1本 (8本×13.4%=1.07 本)に相当するものであった。



写真 2.3.3 グラウト充填状況

	建設年	調査箇所数	充填不足の 箇所数	グラウト充填の割合 (充填不足の割合)		
S橋	1965	342	20	94.2% (5.8%)		
H橋	1972	145	9	93.8% (6.2%)		
N橋	1967	187	1	99.5% (0.5%)		
U橋	1961	45	7	84.4% (15.6%)		
A1橋	1965	90	4	95.6% (4.4%)		
A2橋	1988	41	4	90.2% (9.8%)		
W橋	1978	312	18	94.2% (5.8%)		
本橋	1962	41	1	97.6% (2.4%)		
グラウト充填の割合:平均値μ=93.7%,標準偏差σ=4.3%						

表 2.3.5 グラウト充填の割合(撤去 PC 桁)

#### 2. 4 材料などの変動要因が曲げ耐力に与える影響

前節の情報をもとに、各要因(変動要因・劣化していない要因すべて含む)が撤去 PC 桁の破壊抵抗曲げモーメント(以下、曲げ耐力)に与える影響を試算した結果を表2.4.1、表2.4.2、表2.4.3に示す。

ここで, PC 桁の曲げ耐力は, 平成 29 年道路橋示方書 III5.8.1 をもとに, 式 2.4.1 により算出した (図 2.4.1 参照)。 なお, 本式はヤング係数に依存しない式となっている。



凶 2.4.1 曲い 削力 ( 破壊抵抗曲い モー ノント) の昇

 $M_u = T \times (d - 0.4x)$ 

(式2.4.1)

ここに、 $M_u$ : PC 桁の曲げ耐力「破壊抵抗曲げモーメント」(Nmm)、T: PC 鋼材の引張力(N) (= 0.93 $f_{pu}A_p$ )、  $f_{pu}$ : PC 鋼材の引張強さ(N/mm<sup>2</sup>)、 $A_p$ : PC 鋼材の断面積(mm<sup>2</sup>)(PC 鋼材 12  $\phi$ 5 の 1 本の断面積は 235.6 mm<sup>2</sup> と する。)、d: 有効高(mm)、x: 中立軸(mm)(= $T/0.68/f_c/B$ )、 $f_c$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、B: PC 桁の上フランジ幅(mm)(=800mm)。

なお、図 2.4.1 中の C=0.85・fc・B・ $\beta$ x が成立するには、上フランジ厚t(=150mm:図 2.3.2 参照)と上縁の圧縮領 域 $\beta$ x の関係が「 $\beta$ x≦t」となる必要がある。本桁の曲げ耐力計算では、すべてのケースにおいて $\beta$ x は 64mm から 115mm の範囲に収まっていたため、C=0.85・fc・B・ $\beta$ x を用いて曲げ耐力を算出した。有効高 d は、図 2.3.2 の主桁 の解体調査による主桁形状と PC 鋼材配置をもとに、図 2.4.2 のように算出した。

**表**2.4.1 には、コンクリートの圧縮強度 f, ヤング係数 E, PC 鋼材の引張強度 f<sub>µ</sub>の 3 つの変動要因に対して、 平均値 μ と非超過確率 5%のマイナス側とプラス側の値を示し、これら 3 つの数値から曲げ耐力比を算出した。各 変動要因は、材料劣化等の影響を排除するため、健全部から採取した試料の調査結果を用いた。また、曲げ耐力比 は、式 2.4.1 に表 2.4.1 の設計値を入力して計算した曲げ耐力(=3071kN・m)に対し、各変動要因の変動領域の値 を入力し計算した曲げ耐力の比率(%)として求めた。



図 2.4.2 有効高 d の算出

				平 安 均 十 值 直	標進	標 変 動 .	変動要	旗域	曲げ耐力比(%) [曲げ耐力(kN・m)]			
変動要因	記号	単位	設計値		偏 差		非超過 確率 5% -側	平均値	非超過 確率 5% +側	非超過 確率 5%	平 均	非超過 確率 5%
		μ	σδ	δ	μ—1.64σ	μ	μ+1.64σ	一側	値	+側		
コンクリートの 圧縮強度	$f_c$	N/mm <sup>2</sup>	40.0	60.7	5.21	9%	52.2	60.7	69.3	101% [3110]	102% [3128]	102% [3142]
コンクリートの ヤング係数	Ec	kN/mm <sup>2</sup>	31.0	33.9	3.03	9%	29.0	33.9	38.9	100% [3071]	100% [3071]	100% [3071]
PC 鋼材の引張強度 分類1(健全)	$\mathbf{f}_{pu}$	N/mm <sup>2</sup>	1715	1740	27.2	2%	1696	1740	1785	99% [3038]	101% [3114]	104% [3190]

表 2.4.1 変動要因(fc, Ec, fpu)が曲げ耐力へ与える影響

※PC鋼材の引張強度は、fm=引張試験力/試験体の直径から計算した断面積 により算出した。有効高ははすべてのケースで1077mmとする。

表 2.4.2 は、式 2.4.1 に表 2.4.1 の設計値を入力して計算した曲げ耐力に対し、PC 鋼材の破断本数を 0 本~2 本に変化させて曲げ耐力比を算出した。算出にあたっては、破断本数分の断面積を低減した。

変動要因 PC 鋼材の破断本数	曲げ耐力比(%) [曲げ耐力(kN·m)] (有効高 d)					
	破断0本	破断1本	破断2本			
	100%	88%	76%			
	[3071]	[2711]	[2319]			
	(d=1077mm)	(d=1079mm)	(d=1070mm)			

表 2.4.2 PC 鋼材の破断が曲げ耐力へ与える影響

表2.4.3 は、式2.4.1 に表2.4.1 の設計値を入力して計算した曲げ耐力に対し、グラウト充填不足のシースの本数 を0本~2本に変化させて曲げ耐力比を算出した。解体調査ではグラウト充填不足が1箇所のみであった。しかし、 PC鋼材破断が1断面当たり最大2本であったことから、グラウト充填不足が最大で2本であった可能性も踏まえて、 参考までに充填不足2本のケースも検討した。耐力の算出にあたっては、付着がない影響を考慮して、その本数分 の曲げ耐力を 70%に低減した。グラウト充填不足の PC 鋼材本数が 1 本の場合は低減率を 7.7 (=7+1×0.7) /8 とし、2 本の場合は 7.4 (=6+2×0.7) /8 として計算した。なお,70%の低減は道路橋示方書の付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントの算出方法に準じた。

	曲げ耐力比(%) [曲げ耐力(kN・m)]					
変動要因 グラウト未充填の本数	充填不足0本	充填不足1本	充填不足2本 (参考)			
	100% [3071]	96% [2956]	93% [2841]			

表 2.4.3 グラウト充填不足が曲げ耐力へ与える影響

※有効高dはすべてのケースで1077mmとする。

表2.4.1 のとおり, 圧縮強度, ヤング係数, PC 鋼材引張強度のばらつきが既設 PC 橋の耐力に与える影響は, 曲 げ耐力比で99%~104%と算出された。一方, 表2.4.2 からは, PC 鋼材の破断本数の影響は, 曲げ耐力比を大幅に 低下させることが分かった。また, 表2.4.3 のようにグラウト充填不足の曲げ耐力比は93%~100%となり, 曲げ耐 力の低下が圧縮強度などと比較してやや大きいことが分かった。これは, 同一の断面形状であれば, PC 桁の曲げ耐 力が PC 鋼材の容量(引張強度×本数)とグラウトによる付着一体性で概ね決定されるためである。なお, PC 鋼材 の腐食に関しては, 顕著な箇所では破断に至り, そうでない箇所では比較的健全であった。そのため, 今回の曲げ 耐力の試算では腐食の影響を考慮しなかった。よって, 表2.4.1 の PC 鋼材の引張強度 f<sub>pu</sub>は腐食分類 1 (健全) の 平均値と標準偏差を採用して曲げ耐力比を算出している。これらの変動要因と曲げ耐力比を合わせて図 2.4.3 に示 す。



【PC鋼材破断およびグラウト充填不足において正 規分布での評価を採用した理由】

PC 鋼材破断およびグラウト充填不足について は、母数が少なく正規分布の仮定は通常は成立し ない。しかし、部分係数を評価するにあたり、正 規分布以外の評価方法を用いると、「平成 29 年道 路橋示方書 I 共通編 5.2 照査の方法」で想定して いる確率統計的な部分係数は適用できなくなる。

そこで、破断本数 0 本のときの耐荷力を基準と して、破断本数 2 本の時の耐荷力との階差 24%を ばらつきの程度における最小値と仮定し、これを ばらつきの程度(標準偏差/平均値,%などで表記) を表した変動係数として取り扱った。グラウト充 填不足についても同様に充填不足 0 本のときの耐 荷力を基準として、充填不足 1 本の時の耐荷力と の階差4%をばらつきの最小値と仮定した。

図 2.4.3 各変動要因が曲げ耐力に与える影響

#### 2.5 設計に用いる抵抗係数の試算

#### (1)抵抗係数の試算方針

平成 29 年道路橋示方書による部分係数の照査式では、式 2.5.1 に示すように曲げ耐力を算出するための係数として、以下の 3 つの係数 ( $\xi_I \times \xi_2 \times \phi_R$ )を想定している。これらの係数は新設道路橋を対象としたものであるが、2. 3節で述べたように本研究では材料品質のばらつきを考慮していることから、劣化した既設 PC 橋の曲げ耐力の算出に適用できるものとした。

 $\Sigma Si \leq \xi_l \xi_2 \phi_R R \tag{$\pi 2.5.1$}$ 

ここに、 $\Sigma Si$ :作用の特性値に対して算出される部材等の応答値 、 $\xi_1$ :調査・解析係数、 $\xi_2$ :部材・構造係数、 $\phi_R$ : 抵抗係数、R:抵抗の特性値。

式2.5.1 中の各係数のうち,調査・解析係数ξ<sub>1</sub>については,モデルと実物との相違に起因する不確実性を見込む係数であることから,基本的に設計と同じξ<sub>1</sub>=0.90 を見込む必要がある。また,部材・構造係数ξ<sub>2</sub>については,今回の撤去桁については健全な PC 桁と同様の曲げ挙動を示すことを3章の載荷試験により確認している。しかし,PC 鋼材の腐食が顕著になると,伸びが小さくなり,脆性的な破壊に至る可能性がある<sup>2-5</sup>。また,定着部の破壊や PC 鋼材に沿ったひび割れにより PC 鋼材の付着低下が顕在化するなど構造計算の前提が成立しない場合は,想定外の破壊形態となることも予想され<sup>たとえば2-7</sup>,部材・構造係数ξ<sub>2</sub>を適切に設定し直す必要がある。今後,上記についても非破壊・微破壊調査が可能になることが望まれる。

次に,抵抗係数 $\phi_R$ と抵抗の特性値Rの設定について述べる。式 2.5.1 にしたがって,劣化した既設 PC 橋の曲げ耐力を算出する場合,以下の 2 つの設定方法に分けられる。

方法A:抵抗係数 $\phi_R$ を変更する。抵抗の特性値Rは建設当時(設計時)と同じ値とする。

方法  $\mathbf{B}$ :抵抗の特性値 Rを変更する。抵抗係数  $\phi_R$ は建設当時(設計時)と同じ値とする。

方法Aは各要因の劣化ごとにばらつきを計算し,非超過確率5%となるように抵抗係数 *ϕ*<sub>R</sub>を設定する。この場合, 抵抗の特性値Rは建設当時と同じ値を用いる。個別の劣化ごとにばらつきを計算する必要があるため,実務上はき わめて煩雑となり労力がかかる。

一方,方法 B の場合,抵抗係数 Ø R は建設当時(設計時)の値のまま変更せず,劣化により低下した耐力は,抵 抗の特性値Rの値を低下させることで計算する。耐力の低下を調査により推定するが,調査の質により,特性値Rの 安全率を変化させる必要がある。たとえば,調査結果のばらつきを考慮する,あるいは,調査結果の最小値(コン クリートの圧縮強度の最小値など)から特性値Rを設定することが考えられる。

上述のとおり、方法Bの方が実務的に有用であるものの調査の質をどのように担保するかについては定められた 方法がない。したがって、本章では、方法Aの場合について抵抗係数 Ø の試算を行うことにした。 (2) 方法Aによる抵抗係数の試算方法

抵抗係数 $\phi_{R}$ の計算は、式2.5.2 にしたがって算出する<sup>2-8)</sup>。

$$\phi_R = 1 - 1.64\delta \tag{$\pm k$2.5.2$}$$

ここに、δ:曲げ耐力比の変動係数で、複数の要因による曲げ耐力比の変動係数は、要因のばらつきに相関関係 がなく、かつ、各要因のばらつきとも正規分布に従う場合、式2.5.3 で求めることができる<sup>28</sup>。

$$\delta = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \delta_i^2} \tag{$\pi 2.5.3$}$$

ここに、 $\delta_i$ :各要因による曲げ耐力比の変動係数。

(3) 方法Aによる抵抗係数の試算結果

今回の撤去桁について曲げ耐力に与える影響の大きい要因である鋼材破断(破断本数2本が曲げ耐力に与える影響は $\delta_i$ =0.24=24%) とグラウト充填不足(充填不足1本が曲げ耐力に与える影響は $\delta_i$ =0.04=4%)の2要因を考慮した場合の曲げ耐力比の変動係数は、式2.5.3に代入すると、 $\delta$ =0.24=24%と算出される。つまり、曲げ耐力に与える影響は、本橋の場合、グラウト充填不足の影響を考慮するほどではないといえる。

 $\delta = \sqrt{0.24^2 + 0.04^2} = \sqrt{0.0592} = 0.24$ 

さらに、上記の曲げ耐力比の変動係数を式 2.5.2 に代入すると、抵抗係数  $\phi_{R}$ =1-1.64×0.24=0.61 と算出される。

以上より,既設橋の設計に用いる抵抗係数を試算したところ,新設橋での抵抗係数(1.00 または 0.80)よりも小 さな値(0.61)が算定され,新設橋に比べ,劣化によるばらつきの影響を受けやすいことが確認された。

#### 2.6 本章のまとめ

劣化が顕在化した撤去 PC 桁を対象に非破壊・微破壊調査による既設 PC 橋の性能評価に関する検討を実施した結果,次の知見が得られた。

- (1) 塩害により断面修復部のひび割れや浮きが発生し、内部PC鋼材12φ5の損傷が懸念されたPC桁の下フランジに 各種非破壊・微破壊調査を適用した結果、コア応力解放法によって残存プレストレスを、漏洩磁束法によって PC鋼材破断位置を精度良く捉えることが分かった。一方、PC鋼材が密に配置され、かつコンクリート断面形状 が複雑な部位においては、SIBIE法によってグラウト充填状況を捉えることが困難であった。
- (2) 対象とした撤去PC桁において変動係数を調査した結果,コンクリートの圧縮強度で9%,ヤング係数で9%,PC 鋼材引張強度で2%の値が得られた。
- (3) 圧縮強度,ヤング係数,PC鋼材引張強度の不確かさが既設PC橋の耐力に与える影響は,曲げ耐力比で99%~104% と算出された。一方,グラウト充填不足の曲げ耐力比は93%~100%となった。また,PC鋼材破断の影響は曲げ 耐力比を大幅に低下させる結果になった。
- (4) 現在ある非破壊・微破壊調査手法を組み合わせることで、既設PC橋の耐荷力評価においても新設橋の設計と同様の書式に沿って部分係数を設定できる可能性があることを示した。
- (5) 既設橋の設計に用いる抵抗係数を試算したところ,新設橋での抵抗係数(1.00または0.80)よりも小さな値(0.61) が算定され,新設橋に比べ,劣化によるばらつきの影響を受けやすいことが確認された。一方,既設橋の設計 に用いる抵抗係数の設定には個別の劣化ごとにばらつきを計算する必要があるため,実務上はきわめて煩雑と なり労力がかかる。ゆえに現時点では,非破壊・微破壊調査手法を組み合わせて精度良く劣化を推定し,それ を既設橋の設計に反映することで,既設**PC**部材の耐荷力を概ね評価できると考えられる。

#### 2章の参考文献

- 2-1) 二井谷教治, 渡瀬博, 阪田憲次, 綾野克紀: コンクリート部材の有効応力の推定手法に関する研究, コンク リート工学論文集, Vol.20, No.2, pp.27-37, 2009.5
- 2-2) 廣瀬誠,青木圭一,宮川豊章:漏洩磁束法によるポストテンション実橋における PC 鋼材破断調査,第23
   回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.467-470, 2014.10
- 2-3) 山田雅彦,大津政康,友田祐一,徳光卓:改良 SIBIE 法を用いた新設橋梁における PC グラウト充填度の評価,第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.365-370,2015.10
- 2-4) 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-PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015
   年版】, p.197, 2015.3
- 2-5) プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き(案)[断面修復工法],2009.9
- 2-6) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書一既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査―、共同研究報告書第 488 号、2016.3

- 2-7) 神津和大,斉藤成彦,衣笠泰広: PC 鋼より線の局所的な腐食が PC はりの耐荷性状に及ぼす影響,第21 回 プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.297-302, 2012.10
- 2-8) 土木研究所:材料や構造の多様化に対応したコンクリート道路橋の設計法に関する研究,平成28年度研究 開発プログラム報告書

# 3章 既設 PC 橋の外ケーブル補強効果に関する検討

#### 3. 1 検討概要

既設 PC 橋の補強工法のなかで外ケーブル工法は補強効果が力学的に明確で、事例も多く、確立した工法の一つ として評価されている<sup>3-1</sup>。しかし、劣化が顕在化した既設 PC 橋においては、外ケーブル補強効果が十分に検証さ れていない現状にある。

そこで、外ケーブル補強効果を定量的に把握することを目的に、撤去予定の既設 PC 橋から劣化が進行し外ケー ブル補強された撤去 PC 桁(写真 3.1.1)を PC 製品工場に搬入し、工場に併設されている載荷試験場にて載荷試験 を実施することにした(写真 3.1.2~写真 3.1.3)。また、載荷試験にあたっては、当初設計が残されていなかったこ とから、「2章 既設 PC 橋の性能評価法に関する検討」の調査結果より試験耐力に関する検討を行った。本章では、 これらの結果に基づき、劣化が顕在化した既設 PC 桁の外ケーブル補強効果について検討した。さらに、既往の研 究を含め、外ケーブル工法の補強効果が確実に発揮可能な限界の状態についても考察した。

なお、載荷試験の詳細については、「付録3 撤去 PC 桁の載荷試験」に収録した。



写真 3.1.1 PC 桁の撤去状況



写真3.1.2 載荷試験場の全景



写真 3.1.3 載荷試験状況
## 3.2 実験方法

## (1)載荷方法

載荷概要図を図3.2.1 に示し、載荷試験状況を写真3.1.3 に示す。支間20.5mのピン(P2側)・ローラー(A2側)の単純支持で、載荷点距離1.5mの2点曲げ載荷として載荷試験を行った。なお、既設の外ケーブルF30T(引張強度300kN相当)は試験前に撤去し、載荷試験では新調した外ケーブルF40T(引張強度400kN相当)を使用した。 既設の外ケーブルを試験前に撤去した理由は、外ケーブル張力をロードセル(荷重計)で測定するのに既設の外ケーブルでは定着部の余長が不足したためである。また、載荷試験で新調した外ケーブルをF40Tとしたのは、現在の製品規格ではF30Tが廃止されていたためであり、試験では規格ができるだけ近い製品を選定した。





(2) 載荷パターン

載荷パターンを図 3.2.2 に示す。本研究では外ケーブル補強効果を確認するため、無補強時と外ケーブル補強時 に分けて試験を行った。無補強時は外ケーブルを緊張しない状態でひび割れ発生まで載荷し(荷重①),一度除荷し、 ひび割れにπゲージを取り付けたのち、ひび割れが再度開口するまで載荷を行った(荷重②)。再度除荷し、外ケー ブルを用いて所要の緊張力(203kN)を導入した状態を補強時とし、この状態でひび割れが再度開口するまで載荷 した(荷重③)。この荷重③から荷重②を差引いた値がひび割れ開口に対する外ケーブルの補強効果となる。その後、 既設 PC 鋼材の降伏(荷重④),設計上の耐力(荷重⑤)に十分に達した時点で除荷し、最後は破壊(荷重⑥)に至 るまで載荷した。



図 3.2.2 載荷パターン

# (3) 計測項目

計測位置図を図 3.2.3 に示す。試験中の測定項目は、荷重、変位、外ケーブル張力、コンクリートと鋼材のひずみ、ひび割れ幅とした。測定の原点は無補強時の載荷前とした。



(単位:mm)

図 3.2.3 計測位置図

### 3.3 試験耐力に関する検討

載荷試験による設計耐力を算出するため,既存資料の確認を行うとともに,解体調査より復元図および損傷図を 作成した。これらの情報をもとに,設計条件を設定し,撤去 PC 桁の建設時,補強前,外ケーブル補強後の応力状態,および終局耐力を算出した。

(1) 既存資料の確認

既存資料を調査した結果,1973年拡幅時の拡幅桁に関する設計計算書と図面,1996年外ケーブル補強時の復元設計とPC鋼材破断を想定した現況再現設計について確認した。

(2) 復元図の作成

撤去 PC 桁の耐荷力を精度良く評価するため、載荷試験後に実施した解体調査により高精度の復元図を作成する ことにした。作成方法の詳細については、「付録6 既設 PC 橋の復元図の作成」に収録した。

解体調査より復元した撤去 PC 桁の断面図を図 3.3.1 に示す。桁高 1.2m で,既設 PC 鋼材は  $12\phi$  5mm が 8 本配置 されていた。なお、上フランジ幅は運搬上の制約より当初の 1200mm から 800mm に縮めた。



図 3.3.1 撤去 PC 桁の復元図(支間中央断面図)

### (3) 損傷図の作成

前述した解体調査より,撤去PC桁の損傷図を併せて作成した。作成した損傷図を図3.3.2 に示す。PC鋼材の破断が5箇所で確認され,そのうち支間中央からA2側へ1m離れた位置では最大2本(PC鋼材2番と4番)の全素線破断(全体の25%)が確認された。なお,1996年の補強前にも既設PC鋼材が2本破断しているとの記録が残されている。



図 3.3.2 撤去 PC 桁の損傷図

(4) 設計条件の設定

現況再現設計を行うための設計条件の設定とその根拠を表 3.3.1 に示す。荷重や適用基準は橋梁台帳(あるいは 橋歴板)から容易に設定できたが、材料特性やプレストレスについては各種資料から推定することにした。なお、 プレストレスについては、PC 鋼材の破断に伴い部分的に減少していることが確認されている(2.2節(2)残存 プレストレス(コア応力解放法)参照)。

項目	設定内容	根拠
活荷重	TL20	橋梁台帳
这四十半	日本道路協会:昭和31年鋼道路橋設計示方書	橋梁台帳の建設年より設定
週用基準 (当初基準)	土木学会:昭和30年プレストレストコンクリート設計施工指	
	金+	
コンクリート	設計基準強度:40N/mm <sup>2</sup> , 弹性係数:3.1×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	現行基準(平成24年道路橋示方書)にて
		推定
PC 鋼材	断面積:235.5mm <sup>2</sup> , 弾性係数:2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ,	当初基準より推定
12 φ 5	引張強度:1715N/mm <sup>2</sup> ,降伏点強度:1470N/mm <sup>2</sup>	
プレストレス	806N/mm <sup>2</sup>	補強設計より推定

表 3.3.1 設計条件の設定とその根拠

34

(5) 試験耐力の算出

上記の情報に基づき載荷試験の支持条件(図 3.2.1 参照)における PC 桁下縁応力度の算出結果を表 3.3.2 に示す。 ここで、外ケーブル補強時は、外ケーブル F40T を 2 本配置し、初期緊張力  $\sigma_{pe}=973$ N/mm<sup>2</sup> (203kN)を導入した。 外ケーブルの諸元は以下のとおりである。

構成: PC 鋼より線1 φ 17.8

断面積: 208.4mm<sup>2</sup>

ヤング係数:設計値190000 N/mm<sup>2</sup>, ミルシート191000 N/mm<sup>2</sup>

降伏強度:設計値 330kN ( $\sigma_{py}$ =1580N/mm<sup>2</sup>), ミルシート 388kN ( $\sigma_{py}$ =1862N/mm<sup>2</sup>)

引張強度:設計値 387kN ( $\sigma_{pu}$ =1850 N/mm<sup>2</sup>)、ミルシート 407kN ( $\sigma_{pu}$ =1953N/mm<sup>2</sup>)

また, PC 鋼材破断本数はすべての素線(12本)破断が確認された本数とし, PC 鋼材破断率は PC 鋼材全本数(8本)に対する PC 鋼材破断本数とする。下縁応力度は、外ケーブルで補強することによって建設時と同程度の応力 状態に回復すると算出された。

小牛沙口	PC鋼材破断本数		下縁応ナ	D度(N/mm <sup>2</sup> )	
1/1/1/2	[PC鋼材破断率]	自重	既設鋼材	外ケーブル	合計
建設時	0本[0%]	-5.3	14.8	_	9.5
無補強時	2本[25%]	-5.3	11.3	_	6.0
外ケーブル補強時	2本[25%]	-5.3	11.3	4.3	10.3

表 3.3.2 載荷試験の支持条件における PC 桁下縁応力度の算出結果(設計値)

同様に、載荷試験の支持条件における各限界状態に相当する試験耐力の算出結果を表 3.3.3 に示す。表より、下 縁引張応力が 0N/mm<sup>2</sup> となる載荷荷重は、建設時 183kN であるのに対し、PC 鋼材が 2 本破断した状態で 114kN, 外ケーブル補強後 193kN と算出される。また、終局耐力は 553kN (外ケーブル補強なし、破断本数 0 本) であり、 外ケーブル補強後による終局耐力も概ね同程度の 540kN (外ケーブル補強あり、破断本数 2 本) と算出される。

表3.3.3 載荷試験の支持条件における各限界状態に相当する試験耐力の算出結果(設計値)

条件		外ケーブル補強無し			外ケーブル補強あり		
PC 鋼材破断本数 [PC 鋼材破断率]		0本 [0%]	1本 [12.5%]	2本 [25%]	0本 [0%]	1本 [12.5%]	2本 [25%]
司建合力库	S30PC 指(oca=0N/mm <sup>2</sup> )	183	149	114	263	229	193
り取応力度の制限	S43 道示(σ <sub>ca</sub> =1.5N/mm <sup>2</sup> )	211	178	142	292	258	221
עוויחכס	H29 道示(σ <sub>ca</sub> =2.7N/mm <sup>2</sup> )	235	200	165	315	281	244
鉄筋応力度の制限(180N/mm <sup>2</sup> )		214	178	140	297	260	222
終局耐力(既設 PC 鋼材の引張耐力)		553	481	403	686	616	540

注) S30PC 指:昭和 30 年制定プレストレストコンクリート設計施工指針(土木学会)の略。 S43 道示,H29 道示:昭和 43 年および平成 29 年道路橋示方書の略。 試験耐力の単位は kN とする。

#### 3. 4 実験結果と補強効果に関する考察

### (1) ひび割れ開口荷重

ひび割れが開口する程度の低荷重域における荷重変位関係を図 3.4.1 に示す。無補強時の1回目の載荷では、載荷荷重 240kN 付近で屈曲した。これは、初期ひび割れ発生により桁剛性が低下したためと推察される。2回目の載荷では、1回目より屈曲時の荷重が低下した。



図 3.4.1 荷重と支間中央の変位の関係(低荷重域)

載荷荷重とひび割れ幅の関係を図 3.4.2 に示す。図より、ひび割れ幅についても荷重変位曲線と同じ荷重で屈曲 したことから、無補強時のひび割れ開口荷重を 121kN とした。



図 3.4.2 載荷荷重とひび割れ幅の関係

# (2)曲げ破壊荷重

終局までの荷重と支間中央変位との関係を図 3.4.3 に示す。ひび割れ幅が最初に屈曲した載荷荷重 203kN を補強 時のひび割れ開口荷重と判断した。その後,350kN (a 点)において変位が急増し,546kN (b 点)付近で荷重が増 加しなくなり、変位 210mm に達した時点 (c 点)で載荷点間の上縁コンクリートに圧壊が生じ(写真 3.4.1)、荷重 が降下して曲げ破壊に至ったと判断した。



図 3.4.3 荷重と支間中央変位の関係(終局までの高荷重域)



写真 3.4.1 上縁コンクリート圧壊時の試験体の変形

# (3) 外ケーブルの補強効果

外ケーブルの補強効果の実験検証結果を表 3.4.1 に,外ケーブルの緊張状況を写真 3.4.2 に示す。既設 PC 鋼材が 25%破断した撤去 PC 桁のひび割れ開口荷重および曲げ破壊荷重は,外ケーブルにより補強することにより,建設 時と同等の荷重(耐力)まで補強できることが確認された。

		建設時	無補強時	補強時
PC 鋼材破断率(%)		0	25	25
小小学生的目口	実験値	_	121	203
いい割が開口	設計値	183	114	193
刊 <u>里(KIN)</u>	実/設	_	1.06	1.05
中心产品生产	実験値	_	_	546
田り破壊何里	設計値	553	403	540
(KIN)	実/設	_	—	1.01

表 3.4.1 外ケーブルの補強効果の実験検証結果



写真 3.4.2 外ケーブル緊張状況

(4) ひび割れ性状

載荷試験中のひび割れ発生状況を図 3.4.4 に示す。ひび割れの発生は、無補強時 260kN および補強時の既設 PC 鋼材の降伏時 440kN まで A1R 地点(既設 PC 鋼材が 2 本破断している付近)を中心に A2 側に偏在した(写真 3.4.3 参照)。しかし、既設 PC 鋼材の降伏以降に関しては載荷点を中心に概ね均等にひび割れが発生した。



図 3.4.4 ひび割れ発生状況



写真 3.4.3 載荷終了時のひび割れ発生状況

(5) 引張鉄筋ひずみ

無補強時の荷重と引張鉄筋ひずみの一例を図 3.4.5 に示す。図には支間中央 Ac 地点と、その近傍の AlL 地点お よび AlR 地点の実験データをプロットした。これによると、Ac 地点と AlL 地点に比べ、AlR 地点の鉄筋ひずみが 増大することが分かる。また、載荷荷重 260kN 時点の AlR 地点の鉄筋ひずみは 1800  $\mu$  に達し、設計上の降伏ひず み(引張鉄筋の材質は SR24 相当であり、設計上の降伏応力は 240N/mm<sup>2</sup>、降伏ひずみは 1200  $\mu$ )を超えているこ とが分かった。一方、撤去桁から採取した引張鉄筋の引張試験結果によると降伏点の最小値 395N/mm<sup>2</sup>、その時の 弾性係数が 222000N/mm<sup>2</sup>(付録 2 中の付表 2.3.12 に 222kN/mm<sup>2</sup> と記載され、N/mm<sup>2</sup>に換算した)であり、実際の 降伏ひずみは 1779  $\mu$  (=395÷222000×10<sup>6</sup>) 程度であった。

以上より、AIR 地点の引張鉄筋は、無補強の段階でおおむね降伏応力を受けたことが確認された。



図 3.4.5 無補強時の荷重と引張鉄筋ひずみの関係の一例

無補強時および補強時の260kN 載荷時の引張鉄筋ひずみ分布を図3.4.6 に示す。A1R 地点で引張鉄筋ひずみが突出することが分かる。なお、補強時の引張鉄筋ひずみは無補強に比べて突出の程度が低減した。



A1R 地点および Ac 地点の引張鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係 <sup>32)</sup>を図 3.4.7 に示す。図中の算定式は、PC 鋼材の 破断がないものとして下記に示す曲げひび割れ幅 w の算定式 3.4.1 より算定した。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \left\{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right)$$
 (£3.4.1)

ここに、w:曲げひび割れ幅(mm)、 $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$ :各係数、c:かぶり(=45.5mm)、c<sub>s</sub>:鋼材の中心間隔(=70mm)、 $\phi$ :鋼材の径(=9mm)、 $\sigma_{se}$ :鋼材位置のコンクリート応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量(N/mm<sup>2</sup>)、 $E_s$ :鉄筋の弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $\epsilon'_{sel}$ :コンクリートの収縮およびクリープなどを考慮するための数値(=0)。

図によると、ひび割れ幅 0.6mm 程度までは両地点とも引張鉄筋ひずみと概ね線形関係にあり、Ac 地点では引張 鉄筋ひずみが 2000 µ 程度(丸鋼の降伏ひずみ以上)まで既往の曲げひび割れ算定式(PC 鋼材の破断がないものと して算出)に近似した。ひび割れ幅はひび割れ間の平均ひずみに比例するため、PC 鋼材の破断により局部的に引張 鉄筋ひずみが卓越した AIR 地点では算定式がひび割れ幅を過大に見積もったものと推察される。



図 3.4.7 引張鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

以上より、今回試験を行った撤去 PC 桁では引張鉄筋の応力が局部的に卓越し、初期ひび割れが偏在した。しか し、外ケーブル補強後はひび割れが分散し、引張鉄筋が降伏するまで既往の算定式により曲げひび割れ幅を評価で きることが確認された。 (6) PC 鋼材ひずみ

写真3.4.4に示すように、支間中央の既設PC鋼材にひずみゲージ貼り付け、載荷試験中の既設PC鋼材のひずみを 測定した。図3.4.8にPC鋼材ひずみの測定結果を示す。ここで図中に示した点線は、以下のとおり算出した。

・健全なPC鋼材の第一降伏ひずみ 0.84fpu/Ep=0.84×1715/200000=0.00720

※平成29年道路橋示方書III5.8.1(4)4に従い,設計上の第一降伏ひずみを求めた。

・劣化したPC鋼材の破断ひずみ fpu/Ep =1312/200000=0.00656

※2. 3節にて確認された分類4の引張強度(表2.3.4)に達した時点のひずみをfu/Epとして算出した。

既設PC鋼材ひずみは載荷荷重350kN付近のa点で屈曲し,この時点で降伏したと推測される。しかし,a 点のひずみは約5000µであり,健全なPC鋼材の第一降 伏点ひずみや劣化したPC鋼材の破断ひずみよりも小 さい。つまり,a点は他の部位(前述のA1R地点)で既 設PC鋼材が第一降伏を超過したと推察される。また, 載荷荷重546kNとなる図中のb点ではひずみが10000µ を超えることから,PC鋼材の第二降伏に至り,荷重が 頭打ちになったと推察される。



写真 3.4.4 既設 PC 鋼材に貼り付けたひずみゲージ



図 3.4.8 既設 PC 鋼材ひずみ(支間中央部)

以上より、今回試験した撤去 PC 桁の破壊過程は、既設 PC 鋼材が降伏して(第一降伏ひずみを超えて)も直ちに 破壊には至らず、十分に降伏した(第二降伏に至った)のち、コンクリート上縁の圧縮破壊により破壊に至ったと 推測された。

#### (7) 外ケーブルひずみ

外ケーブルひずみの測定状況を**写真3.4.5**、荷重-ひずみ関係を図3.4.9に示す。外ケーブルひずみは最大荷重時で も約7000µであり、第一降伏ひずみ(8600µ)に至っていない。また、実験における外ケーブルの張力増加量 $\Delta \sigma_p$ は 載荷試験0kN(外ケーブルを緊張した状態)の外ケーブルひずみ4400µから最大荷重時の外ケーブルひずみ7000µ のひずみ差が2600µであり、PC鋼材のヤング係数191000N/mm<sup>2</sup>(ミルシート値)を乗じると497N/mm<sup>2</sup>と算出され、 文献3-1に示される式3.4.2より算定される外ケーブルの張力増加量の429N/mm<sup>2</sup>以上であった。

$$\Delta \sigma_p = k \cdot d_p / L < \Delta \sigma_{pmax} \tag{$\frac{1}{3}.4.2$}$$

ここに、*L*:外ケーブルの定着間距離(=16770mm)、 $d_p$ :外ケーブルの有効高さ(=1200mm)、*k*:単純桁の場合、6000N/mm<sup>2</sup>、 $\Delta \sigma_{pmax}$ :構造別、ケーブル種別毎に設定される限界値で単純桁の場合は、 $\sigma_{py} - \sigma_{pe}$ (N/mm<sup>2</sup>)。

 $\sigma_{pp}$ は外ケーブルの降伏応力(0.84  $\sigma_{pu}$ =0.84×1953=1641N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{pe}$ は外ケーブルの有効プレストレス(実験では有効プレストレスが初期緊張力であることから973N/mm<sup>2</sup>を採用)で、 $\Delta \sigma_{pma}$ =1641-973=668 N/mm<sup>2</sup>。

なお、図3.4.9中の点線は、以下のとおり算出した。

- ・健全なPC鋼材の第一降伏ひずみ  $\sigma_{pp}/E_p=1641/191000=0.0086$
- ・有効プレストレス+増加張力₄σ<sub>p</sub>の設計値から算出されたひずみ (実ひずみ+₄σ<sub>p</sub>/191000) =0.00440(4400 µ) +429/191000=0.0066
   ※有効プレストレスは載荷荷重0kN時のひずみゲージの値を用いた。



以上より、外ケーブルの張力増加量は、既往の算定式により評価できることが確認できた。

### 3.5 外ケーブル工法の補強効果が確実に発揮可能な限界に関する考察

載荷試験にて得られた鉄筋ひずみから算定した鉄筋の引張応力度を図3.5.1に示す。図には既設PC鋼材が2本破断 した際のRC計算と全断面有効として計算したコンクリート引張応力(G。)をすべて引張鉄筋に受け持たせた場合の 計算値(PC計算)を合わせて示した。RC計算およびPC計算の方法は平成29年道路橋示方書III編の5.4.1(3)および 5.4.2(2)に準拠した。図より、A1R地点の引張鉄筋は補強前に降伏応力を受けたものの、補強後の荷重応力関係はRC 計算と概ね一致し、PC計算は安全側の設計値を与えることが確認された。



図 3.5.1 載荷試験時の鉄筋応力度

表3.5.1は本研究および既往研究<sup>34)~3-0</sup>を含め、外ケーブル工法による曲げ耐力回復度を外ケーブル補強時の載荷 試験の最大荷重(A)と建設時の曲げ破壊荷重の設計値(B)の曲げ耐力比(A/B)として整理した結果である。本 研究を含めPC鋼材破断率が25~29%の範囲は、外ケーブルで補強することにより、建設時と同等の耐力まで確保で きたことが確認されている。

	PC 鋼材 破断率(%)	<ul><li>(A)外ケーブル補強時</li><li>の載荷試験の</li><li>最大荷重(kN)</li></ul>	<ul><li>(B)建設時の</li><li>曲げ破壊荷重の</li><li>設計値(kN)</li></ul>	曲げ耐力比 A/B
本研究	25	546	553	0.99
文献 3-4	25	919	962	0.96
文献 3-5	29	430	385	1.12
文献 3-6	65	492	1450	0.34

表 3.5.1 外ケーブル工法による曲げ耐力回復度

#### 3.6 本章のまとめ

本章における検討を通じ、以下の知見が得られた。

- (1) 今回試験を行った撤去PC桁の外ケーブル工法による補強効果として、ひび割れ開口荷重および曲げ破壊耐力を 増加させること、引張鉄筋が降伏するまで既往の算定式により曲げひび割れ幅を評価できること、既設PC鋼材 が25%破断した状態(他の既設PC鋼材はグラウトが充填され、降伏していない状態)において補強後の曲げ耐 力が既往の算定式により算出した外ケーブルの張力増加量を用いて評価できることを確認した。
- (2) 外ケーブル工法の補強効果が確実に発揮可能な限界に関し、引張鉄筋が補強前に受ける応力履歴が降伏応力までであれば補強後の荷重応力関係はRC計算と概ね一致し、かつ、全断面有効のPC計算は安全側の設計値を与えることを確認した。また、今回の載荷試験および既往研究を通じ、PC鋼材破断率が25~29%程度以下であれば建設時と同等の耐力まで補強可能であることを確認した。

以上の本試験による知見および既往の研究結果より、桁の損傷度合いや構造形式などにより違いはあるものの、 既設PC鋼材破断率が25~29%程度以下であれば、既往の外ケーブルの設計手法で評価した補強効果が期待できるこ とを示した。

# 3章の参考文献

- 3-1) プレストレスト・コンクリート建設業協会:外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案),
  1998.6 ([改訂版], 2007.4)
- 3-2) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書設計編, pp.231-234, 2018.3
- 3-3) 近藤琢也,青木圭一,花島崇,正司明夫:外ケーブル構造の終局荷重作用時における張力増分量に関する研究,第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.109-112, 2003.10
- 3-4) 蒲和也, 増井隆, 秋元泰輔: 44 年供用した PC 桁の載荷試験報告(その2), 第23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.239-242, 2014.10
- 3-5) 中村定明,濱田譲,谷口秀明,中村雅之: PC 橋の改造技術に関する研究—その3: PC 部材のはつりの適切性 に関する研究—,プレストレストコンクリート, Vol.50, No.1, pp.54-60, 2008.1
- 3-6) 国土交通省土木研究所:塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究(IV) —旧芦川橋の載荷試験—,土 木研究所資料第 3816 号, 2001.3

# 4章 年数が経過した外ケーブル補強効果に関する検討

## 4.1 検討概要

# (1) 検討目的

内部の PC 鋼材が破断するなどにより耐荷性能が低下した既設 PC 構造物では、構造物ごとに設定された要求水準 に応じ耐荷性能の回復を目的とした補強を講じることになる。PC 構造物に用いられる補強工法のうち, 外ケーブル 方式による補強工法は桁外部に定着装置、偏向装置を設けて外ケーブル(外ケーブル緊張材とも呼ぶ)を設置、緊 張し、内ケーブル破断などによって失われたプレストレスを再導入するものであり、補強効果が明確で、かつ、施 工実績も比較的多い41)。しかしながら、補強後、年数が経過した場合の外ケーブル補強効果の経年的変化について は未だ不明確なところも多い。そこで著者らは、外ケーブル補強後21年が経過し撤去されることになった既設PC 橋を対象に、外ケーブル張力、外ケーブル緊張材、および外ケーブル定着耐力について各種調査を実施した。また、 既往研究を含め、年数が経過した外ケーブル補強効果に関し検討した。

なお、外ケーブル緊張材および外ケーブル定着耐力に関する調査の詳細については、「付録4 既設 PC 橋の緊張 材として21年使用された外ケーブルの解体調査」および「付録5 撤去PC 桁を用いた外ケーブル補強工法定着部 の載荷試験」に収録した。

#### (2) 対象橋梁の状況

対象橋梁は1962年に海岸から約70mの河口上に建設された3連のPC単純T桁橋である。本橋は、1976年より 塩害補修が着手され、その後、PC 桁下フランジ内部の PC 鋼材の破断が確認されたことから、1996 年に外ケーブル 補強が行われた。外ケーブル補強状況を**写真 4.1.1** に示す。外ケーブル緊張材はねじ式定着のプレファブケーブル (PC 鋼材をポリエチレンで被覆したもの)が用いられ、目視した限りでは健全な状態であった。また、定着装置お よび偏向装置はコンクリート製であり、鋼製の埋設型枠の腐食が確認されたものの、目視した限りでは定着機能お よび偏向機能が低下している状況にはなかった。

なお、対象橋梁は、外ケーブル補強後21年が経過した2017年に新橋建設に伴い撤去されることになった。





写真4.1.1 外ケーブル定着部(左)および外ケーブル偏向部(右)の状況

# 4.2 年数が経過した外ケーブル張力に関する検討

# (1) 検討概要

対象橋梁の供用停止後,図4.2.1に示すCl~C8の外ケーブルについて振動計測・調査を行った。Cl~C6の外ケーブルについて振動計測を実施し、Cl~C8の外ケーブルについては撤去後に材料調査を実施した。なお、第2径間の 外ケーブルについては、撤去作業の関係から計測・調査は行わなかった。材料調査については4.3節で後述する。 ここでは、Cl~C6の年数が経過した外ケーブルの張力について記述する。



図 4.2.1 外ケーブルの平面配置



図4.2.2 振動計測箇所(寸法は設計値であり実測値ではない ※外ケーブル補強時の設計計算書参照)

振動計測の対象箇所は第1径間G4桁 (C1とC2), G5桁 (C5とC6) および第3径間G4桁 (C3とC4) に設置された外 ケーブル6本となる。C1~C4は引張荷重300kN相当 (F30T), C5とC6は700kN相当 (F70T) の外ケーブルである。

振動計測は図4.2.2に示すように、ケーブル支持(定 着装置および偏向装置)間隔の中央付近にサーボ型加 速度計を設置し(写真4.2.1),常時微動をサンプリン グ周波数1kHzで取得し、デジタル変換後、FFT解析を 行った。この解析結果より外ケーブル張力を推定し、 振動測定による外ケーブル張力の推定精度を検証する とともに、補強21年後の外ケーブル張力の安全係数を 算出した。さらに、既往研究を含め、年数が経過した 外ケーブル張力に関する考察を行った。



写真 4.2.1 振動計測の状況

(2) 外ケーブルの振動計測結果

振動計測結果の一覧を表4.2.1 に示す。ここで外ケーブル張力の推定値は、解析より得られた1次振動数を式4.2.1 に代入することで算出した<sup>42</sup>。

$$T_{exp} = 4wl^2 / g \cdot f_1^2$$
 (£4.2.1)

ここに、*T<sub>ep</sub>*:外ケーブル張力の推定値(kN)、*l*:弦長(m)、w:単位重量(F30T:1.85kg/m, F70T:3.65kg/m)、g: 重力加速度(9.80665m/s<sup>2</sup>)、*f*<sub>1</sub>:1次振動数(Hz)であり、弦長はスケールにて実測した値とし、1次振動数は3回の測定平均とした。

ケーブル番号	きし泊山を古ら	1次振動数	弦長	外ケーブ	レ張力(kN)	推定值/設計值
(ケーブル種類)	計側固別	f <sub>1</sub> (Hz)	l(m)	推定值 Texp	設計值 T <sub>cal</sub>	$T_{exp}/T_{cal}$
	А	47.9	2.80	133	112	1.19
C1	В	24.8	4.75	103	93	1.11
(F30T)	С	23.7	4.90	100	93	1.08
	D	46.8	2.81	128	112	1.14
	А	51.7	2.80	155	112	1.38
C2	В	26.7	4.71	117	93	1.26
(F30T)	С	25.2	4.93	114	93	1.23
	D	50.5	2.82	150	112	1.34
	А	63.0	2.84	237	168	1.41
C3	В	32.2	4.68	168	140	1.20
(F30T)	С	30.6	4.81	160	140	1.14
	D	61.0	2.82	219	168	1.30
	А	56.4	2.83	189	168	1.13
C4	В	30.4	4.66	149	140	1.06
(F30T)	С	29.4	4.81	148	140	1.06
	D	56.3	2.81	185	168	1.10
	А	60.3	3.03	487	378	1.29
C5	В	31.6	5.03	369	326	1.13
(F70T)	С	31.8	5.04	375	326	1.15
	D	56.2	3.15	458	378	1.21
	А	56.1	3.01	416	378	1.10
C6	В	31.2	5.07	365	326	1.12
(F70T)	С	31.4	5.04	366	326	1.12
	D	53.6	3.20	430	378	1.14

表 4.2.1 振動計測結果一覧

なお,外ケーブル張力の設計値は外ケーブル補強時の設計図書より,表4.2.2 に示すとおり求めた。ここで,B・ C張力は有効応力をそのまま適用できるが,A・D張力は摩擦損失による緊張力の損失がないことから,PC鋼材の リラクセーション率(5%)のみを考慮し,初期緊張力の95%として算出した。

48

		計測箇月	所A・D	計測箇	新B・C
ケーブル番号	断面積	初期導入応力	A・D 張力*	有効応力	B・C 張力**
(ケーフル種類)	(mm <sup>2</sup> )	(kgf/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kgf/mm <sup>2</sup> )	(kN)
C1, C2 (F30T)	191.1	63.1	112	49.7	93
C3, C4 (F30T)	191.1	94.6	168	74.6	140
C5, C6 (F70T)	383.9	105.6	378	86.6	326

表 4.2.2 外ケーブル張力の設計値

\*A・D 張力は、(断面積) × (初期導入応力) ×0.95×9.80665÷1000 で求めた。

\*\*B・C 張力は、(断面積) × (有効応力) ×9.80665÷1000 で求めた。

振動計測による外ケーブル張力推定値と設計値の比較を図 4.2.3 に示す。図より、各ケーブルとも定着部寄りの 計測箇所 A と D の張力が高く、偏向部間である計測箇所 B と C の張力が低い。両側の定着部寄り(A と D)の張 力が高いことから、外ケーブルの緊張は両引きで実施されたと推定される。偏向部間(B と C)の張力が低いこと については、偏向部によるプレストレスの摩擦ロスが考えられる。当時の計算書によると偏向部における PC 鋼材 の角変化1 ラジアン当りの摩擦係数  $\mu$ =0.30、長さ lm 当りの摩擦係数  $\lambda$ =0.200 として計算され、定着部に対し偏向 部間の計算張力は 0.83~0.86 となる。外ケーブル補強に関する当時の技術資料<sup>4-1)</sup>には摩擦低減に配慮した偏向部を 念頭に  $\mu$ =0.30、 $\lambda$ =0.0 とするのに比べ、摩擦損失が数倍大きい。これは、本橋の偏向部が半割鋼管に外ケーブルが 直に接触することを想定したものと考えられる(写真 4.2.2)。



図 4.2.3 振動計測による外ケーブル張力推定値と設計値の比較



写真 4.2.2 外ケーブル偏向部の状況

(3) 統計処理の結果

今回得られた外ケーブル張力の推定値は、ケーブル種類の違い、導入張力の違い、補強部位の違いの影響が含まれる(異なる集団が混在し、一つの集団として正規分布に従うとみなせない)可能性がある。そこで、計算張力に対する実測張力の割合 T<sub>exp</sub>/ T<sub>cal</sub>を求め、上記の3つの違いの影響による異常値の有無(有意差の有無)を確認するため、t検定を行った。

t検定の結果を表4.2.3 に示す。ケーブル種類の違いや導入張力の違いに関してはp値が有意水準10%よりも大き いため、定着部および偏向部間ともに有意差がないと判断した。したがって、ケーブル種類や導入張力が異なって も、実測張力は計算張力に一定の比率で年数の経過に応じて漸近する傾向が確認された。一方、補強部位の違いに 関する確率pは0.015 と有意差があることが認められた。補強部位を場合分けした時の外ケーブル張力推定値の確 率分布を正規確率紙にプロットした結果を図4.2.4 に示す。図より、定着部および偏向部間の張力プロットは直線 性を有し、それぞれ正規分布に従うことが分かる。また、計算張力に対し、定着部の実測張力は平均23.3%(変動 係数8.5%)、偏向部間の張力は平均13.7%(変動係数5.4%)上回ると推定された。定着部と偏向部間の違いは、旧 タイプの偏向装置が用いられていたことや、弦の曲げ剛性を無視した弦理論に基づいた式4.2.1 は弦長が短い場合に 推定誤差を生むこと<sup>42</sup>が有意差を生じさせた原因であると推定され、経年的に違いが表れたものではないと考える。

検定項目	1 つ目の集団 (サンプル数)	2 つ目の集団 (サンプル数)	有意水準 5% の確率 p	検定結果*				
ケーブル種類の違い	C1~C4 の A と D(8)	C5~C6 の A と D(4)	0.516					
(F30T と F70T)	C1~C4 の B と C(8)	C5~C6 の B と C(4)	0.815	七本本なし				
導入張力の違い	C1~C2 の A と D(4)	C3~C4 の A と D(4)	0.765	有息左/よし				
(F30T で異なる張力)	C1~C2 の B と C(4)	C3~C4 の B と C(4)	0.415					
補強部位の違い	$C_{1} = C(\mathcal{D} \wedge \mathbf{h} P(12))$	$C_1 = C(\mathcal{D} \mathbf{P} \mid C(12))$	0.015	古辛辛キャの				
(定着部と偏向部間)	$CI \sim CO V A \geq D(12)$	$CI^{\sim}CO \cup B \geq C(12)$	0.015	有息左めり				

表 4.2.3 実測張力 Texp/計算張力 Tealのt 検定結果

\*0.1<p: 有意差なし、0.05<p≦0.1: 有意傾向あり、p≦0.05: 有意差あり



【記号の説明】 x:平均値 σ:標準偏差 δ:変動係数 (=σ/x) R<sup>2</sup>:決定係数

【統計元データ(サンプル数)】 定着部: C1~C6のAとD(n=12) 偏向部間: C1~C6のBとC(n=12)

【累積確率の算出方法】

Texp/Teal の小さい方(i=1~12)から,対称ランク法 (i-0.5)/n にて求めた。この方法により累積確率を算 出してデータの信頼性を確認する。左図のプロット が直線分布に近いとき正規分布と判断できる。



#### (4) 振動計測による外ケーブル張力の推定精度

前述のとおり、振動計測による外ケーブル張力の推定値には誤差が含まれる。そこで、外ケーブル補強された第 3 径間 G4 桁を譲り受け、この撤去桁を搬入した試験場にて新調した外ケーブルを設置し、緊張作業中にロードセル による端部張力の測定と、振動計測を実施した(写真 4.2.3 および写真 4.2.4)。その結果、振動計測による推定張 力は 211kN であるのに対し、端部張力は 203kN (96%) であることが確認された。



写真 4.2.3 新調ケーブルの緊張状況

写真4.2.4 振動計測の状況

(5) 外ケーブル張力の安全係数の算出

本橋における外ケーブル補強は, PC 鋼材が破断した偏向部間が対象である。補強の対象断面である偏向部間に関 し、一般的な安全係数の算出方法<sup>43)</sup>を参考に、式 4.2.2 に基づき外ケーブル補強 21 年時点の安全係数を算出した。 式 4.2.2 を採用した理由は、(3) にて示したとおり、計算張力に対する実測張力の比が正規分布に従うとみなせる ためである。また、安全係数の算出にあたっては、(4) に示したとおり振動計測による外ケーブル張力の推定値に は誤差が含まれるため、この影響を考慮する係数 αを導入したうえで、設計張力を下回る確率が 5%(k=1.64)になる ケース(プレストレス不足側)と、設計張力を上回る確率が 5%(k=-1.64)になるケース(プレストレス超過側)を算 出した。

 $\gamma_f = (1 - k \cdot \delta) \cdot \alpha \cdot T_{exp} / T_{cal}$ (\$\vec{x}4.2.2\$)

ここに、 $\gamma_f$ :安全係数、k:  $T_{cal}$ を下回る(上回る)確率を 5%以下とする場合 1.64(-1.64)、 $\delta$ :変動係数=0.054、  $\alpha$ :振動計測の推定精度に関する係数=0.96、 $T_{exp}$ :外ケーブル張力の推定値、 $T_{cal}$ :外ケーブル張力の設計値

その結果,外ケーブル張力は、プレストレス不足側 ンカ=1.00、プレストレス超過側 ンb=1.18 と算定された。

なお、外ケーブル張力の平均値は、振動計測の推定精度を考慮した場合、α・T<sub>ep</sub>/T<sub>ca</sub>=0.96×1.138(偏向部間の 平均値 x) =1.09 となる。

#### (6)年数が経過した外ケーブル張力に関する考察

**表**4.2.4に既往研究の年数が経過した外ケーブル張力の実測値と平均値などの統計量を示す。**表**4.2.5は,**表**4.2.4 の既往研究と本研究を合わせて,供用年数や外ケーブルの張力の安全係数を統計的に整理した結果である。既往研 究では実測張力と設計張力が記載されているのみであったため,設計張力に対する実測張力の比を求めたうえで正 規分布に従うものと仮定し,平均値および変動係数を算出した。なお,実測張力は荷重を直接測定しているため, α=1.0 (実測された荷重は,外ケーブルの張力に一致するものと仮定)として算出した。

PC 箱桁橋 44)								RC 箱桁橋 45	)		
No.	実測張力	No.	実測張力	設計張力		No.	実測張力	No.	実測張力	設計張力	J
i	Texpi(kN)	i	Texpi(kN)	Tcal(kN)	294	i	Texpi(kN)	i	Texpi(kN)	Tcal(kN)	980
1	324	6	317			1	1113	6	1049		
2	325	7	348	統計		2	1134	7	1036	統計	
3	314	8	320	平均值 μ(Texp)	322	3	1073	8	1044	平均值µ(Texp)	1068
4	314	9	322	標準偏差o	10.06	4	1067	-	-	標準偏差σ	35.44
5	314	-	-	変動係数δ	0.031	5	1027	-	-	変動係数δ	0.033

表 4.2.4 年数が経過した外ケーブルの張力の実測値(既往研究)

	供用年数	平均值	変動	安全	係数
	(年)	$\alpha \cdot T_{exp} / T_{cal}$	係数	Yfu	γfo
PC 箱桁橋 <sup>44)</sup>	22	1.10	3.1%	1.04	1.16
RC 箱桁橋 <sup>4-5)</sup>	10	1.09	3.3%	1.03	1.15
本研究	21	1.09	5.4%	1.00	1.18

表 4.2.5 年数が経過した外ケーブルの張力

γ<sub>μ</sub>:プレストレス不足側の安全係数, γ<sub>ω</sub>:プレストレス超過側の安全係数

PC箱桁橋<sup>44</sup>は1968年に供用が開始されたPC2径間Tラーメン橋で、プレキャスト桁を連結する現場打ち継ぎ部に おいてひび割れの発生が確認されたことから、損傷部の応力を改善する方法として外ケーブル(引張荷重700kN相 当、有効緊張力294kN)により追加プレストレスを導入する補強工事が供用約10年後に実施された。補強後約22年 (2001年)の時点で経年的な補強効果を確認するために張力測定を含む詳細な点検が実施された。その結果、いず れも有効緊張力以上であり、実測値が設計値を平均で9%~10%上回っていることが確認された。

また,RC箱桁橋<sup>45</sup>は1968年に建設されたRC2径間連続箱桁であり,重交通下で20年余り供用した頃より,ひび割 れなどの変状の進行が著しいことが点検の結果などより明らかとなり,既設部材の耐荷性能や車両の大型化などを 考慮し,主桁および床版に対して補強が実施された。桁の補強には外ケーブル(引張荷重2000kN相当,有効緊張力 980kN)が選定され,一連の補強工事が1994年に完了している。本橋の場合は補強工事の段階より緊張力調査が実 施されており,補強後10年を経過しても外ケーブル緊張力は有効緊張力を確保することが確認された。

以上より、本研究を含め3橋の事例にとどまるものの、いずれの事例も外ケーブル張力は設計上想定していた有 効緊張力を確保することが確認された。

# 4.3 年数が経過した外ケーブル緊張材に関する検討

(1) 検討概要

図4.3.1に示すC1~C8の既設外ケーブル(C1~C4, C7, C8:F30T C5, C6:F70T)を譲り受け,調査に供した。 なお,既設外ケーブルは撤去後1年ほど屋外にて保管していた(写真4.3.1)。



図 4.3.1 外ケーブルの平面配置(再掲)



写真 4.3.1 外ケーブル F30T (左) および外ケーブル F70T (右)の状況

表 4.3.1 に調査を実施した外ケーブル緊張材の規格を示す。外ケーブルはいずれも PC 鋼より線が用いられ, F30T はシングルストランド 1 φ 17.8mm, F70T はマルチストランド 7 φ 9.5mm で構成される。これらの諸元は 1996 年当時の旧規格であり、比較として新調外ケーブル F40T (引張荷重 400kN 相当) も調査に供した。

種類	雄氏	断面積	重量	引張強度	外径
	1再几人	$(mm^2)$	(kg/m)	(kN)	(mm)
F30T	1 <i>\phi</i> 17.8	191.1	1.85	330	25.8
F40T	1 φ 17.8	208.4	1.95	387	25.8
F70T	7 φ 9.5	383.9	3.64	686	38.5

表 4.3.1 外ケーブル緊張材の規格

※重量はポリエチレン被覆を含むPC鋼材の1m当りの重量。F40Tは新調ケーブル。

図4.3.2に外ケーブル緊張材の調査フローを示す。各調査は次のとおり実施した。

#### 被覆材損傷調查

既設外ケーブルは被覆材の損傷状況を目視にて調査した。

### 切断面調査

引張試験を実施する外ケーブルを切断した際に、切断面の状況を撮影した。

#### PC鋼材発錆調查

被覆材の損傷が顕著な外ケーブル(C8)について被覆材を剥ぎ取り、PC鋼材の発錆状況を目視観察した。

# PC鋼材減肉量調查

発錆が顕著なC8の一部は除錆して減肉量を調査した。

## 外ケーブル引張試験

外ケーブルの偏向部分と直線部分に切り分け、引張試験を実施した。



図 4.3.2 外ケーブル緊張材の調査フロー

また,新調の外ケーブルF40Tは撤去PC桁(第3径間G4)を用いて緊張作業を実施し,外ケーブル補強されたPC 桁の載荷試験を実施することにより,設計計算上の破壊荷重に達するまでの張力変動を与えた。その後,既設外ケ ーブルと同様の引張試験を実施した。

さらに、上記の調査結果ならびに既往研究の成果を含め、年数が経過した外ケーブル緊張材に関する考察を行った。

(2) 被覆材損傷調査の結果

写真 4.3.2 に外ケーブル被覆材の損傷状況を示す。外ケーブル表面から被覆材の厚み方向(外ケーブルの直径方 向)の損傷の深さを指標にすると、損傷の形態としては深さ 0.1mm 未満で長手方向に断続的に生じた損傷(以下、 擦れ傷)、深さ 0.1~1.5mm で長手方向に連続的に生じた損傷(以下、削れ傷)、深さ 0.7~4.0mm で楕円状に切られ た損傷(以下、えぐれ傷)が確認された。いずれの損傷も発生原因は外力によると考えられ、経年的な材料劣化に 起因する変色やひび割れといった損傷は確認されなかった。



(a)擦れ傷

(b)削れ傷 写真 4.3.2 外ケーブル被覆材の損傷状況 (c)えぐれ傷

表4.3.2は損傷を集計した結果である。擦れ傷はC1~C8すべての既設外ケーブルの全長にわたり多数確認された。 また、削れ傷は主に外ケーブルの両端を除く直線部で確認された。これらの損傷状況から、擦れ傷と削れ傷は、外 ケーブルの配線作業時に生じたものと推定される。一方、えぐれ傷は定着部および偏向部の近傍のみに発生し、C8 ケーブルでは被覆材の内部にあるPC鋼材の素線1本が軸方向に長さ25mmほど露出する損傷が確認された(写真 4.3.3)。

ケーブル	ケーブル全長 (擦れ傷)	直 (削	〔線部  れ傷〕	定着部お。 (え	よび偏向部近傍 _ ぐれ傷)				
番号	箇所数	箇所数	深さ(mm)	箇所数	深さ(mm)				
C1		0	_	1	1.5				
C2		1	0.1	0	_				
C3		3	最大0.9	2	最大1.4				
C4	夕粉	0	_	2	最大0.8				
C5	多奴	2	最大0.1	0	_				
C6		2	最大1.5	1	0.7				
C7		0	—	2	最大1.9				
C8		0	_	3	最大4.0				

表 4.3.2 外ケーブル被覆材の損傷集計



写真 4.3.3 C8 外ケーブル被覆材の損傷

えぐれ傷の発生原因を追究するため、対象橋梁から撤去された桁に対し、新調ケーブルを用いて緊張作業を実施 した。その状況を**写真 4.3.4** に示す。緊張により外ケーブルが伸長する際に、偏向部の出口側(緊張側)で偏向部 の半割鋼管に外ケーブルが過度に接触し、被覆材が深くえぐり取られることが確認された。つまり、えぐれ傷は外 ケーブル緊張時に生じたものと推定される。



写真 4.3.4 新調ケーブル緊張による被覆材損傷の再現

なお、現在の偏向部の設計方法は外ケーブルの角当り対策として R 形状の長さに余裕を持たせ、緩衝材を用いる ことが標準化されている<sup>41)</sup>。 (3) 切断面調査の結果

既設外ケーブル緊張材の切断面の様子を写真4.3.5および写真4.3.6に示す。外ケーブルの外径寸法は規格値を上回り,被覆材はPC鋼材の外周部を充填していた。ただし,素線と素線の間にはわずかな隙間があった。



写真 4.3.5 外ケーブル緊張材 F30T の切断面の様子



写真 4.3.6 外ケーブル緊張材 F70T の切断面の様子

(4) PC 鋼材発錆調査の結果

C8 ケーブルの PC 鋼材発錆状況を写真 4.3.7 に示す。被覆材に損傷がない箇所の PC 鋼材には発錆が認められず、 極めて健全な状態であった。一方、PC 鋼材の露出が確認された定着部近傍の損傷 No.1 と偏向部近傍の損傷 No.3 の箇所では、素線 4 本が 70mm ほどの範囲で錆が広がっていた。

また,これよりも軽微ではあるが,PC 鋼材が露出した箇所を起点に,素線のよりに沿って 2m 程度にわたり薄錆 が認められた。この薄錆は,塩化物イオンや酸素を含む水が被覆材の破損部から侵入し,素線と素線の隙間を PC 鋼材のよりに沿って毛細管現象で伝わったためと推察される。



写真 4.3.7 PC 鋼材発錆状況(C8 ケーブル)

## (5) PC 鋼材減肉量調査の結果

**写真4.3.8**に示すC8ケーブルの損傷No.1付近を除錆し、素線の最小直径を測定した。その結果を**写真4.3.9**に示す。 本調査の中でもっとも腐食していた箇所でのPC鋼材の減肉量は最大0.12mm(健全であった素線④と⑤の5.60mmに 対し、素線②は5.48mm)であった。減肉量は決して大きくないが、素線①~③には孔食が認められたことから、水 素吸蔵による遅れ破壊が生じるおそれもあったといえる<sup>46</sup>。



写真 4.3.8 C8 ケーブルの損傷 No.1 付近(除錆前)



写真 4.3.9 C8 ケーブルの損傷 No.1 付近(除錆後)

(6) 外ケーブル引張試験の結果

試験は、図4.3.3に示すように、部位(偏向部A,Cと直線部B)、定着具の既新(既:既設の定着具をそのまま利用、新:定着具を新設)およびPC鋼材の腐食有無を変化させた供試体について引張試験を行った。



外ケーブル引張試験の結果を表4.3.3に示す。強度比は規格値(表4.3.1の引張強度)に対する最大荷重の比率である。その結果、いずれの試験体も規格値を上回り、新調ケーブルであるCl0と概ね同程度の耐力を有することが確認された。

	ケーブル	ケーブル	/#===>/+=	定着	腐食	最大荷重	э.	5座1.	破断伸び
	番号	種類	供訊件	既新	有無	(kN)	5!	电及比	(%)
	C4	F30T	А	既-新	なし	347	1.05	5 3 5 4 7 7 7 7 5 4 1.05 4 次動係数 1.3%	4.5
			С	新-既		340	1.03		4.8
	C5	F70T	А	新-新	なし	718	1.05		_
既設			В			714	1.04		_
ケーブル			С	新-既		733	1.07		4.0
	C8	F30T	А	新-新	-新	354	1.07		5.3
			В			>346	>1.05		>5.3
			С		なし	342	1.04		5.1
新調	C10	F40T	А	新-新	721	409	1.06	平均值	5.5
ケーブル			В	新-新	<i>'</i> よし	424	1.10	1.08	5.1

表 4.3.3 外ケーブル引張試験の結果

注1)既は既設の定着具をそのまま利用し、新は定着具を新設した。「-」は伸び測定部の被覆材の除去長さが不十分で測定 できず、「>」は最大荷重まで破断せずにストロークが足りず試験を終了した。

注2) 強度比は規格値(表4.3.1の引張強度)に対する最大荷重の比率を求め、さらに正規分布を仮定して平均値と変動係数 を算出した。新調ケーブルに関してはサンプル数2のため、平均値のみ算出した。 また,引張試験を終えた外ケーブルを目視確認し,被覆材のひび割れなどの変状は認められなかった。なお,引 張試験において最大荷重まで破断せずにストロークの上限より試験を終了したC8のB供試体についてピンホール試 験(電圧20kV以上)を実施した結果(表4.3.4および写真4.3.10),試験体全長にわたりPE被覆のピンホールは確認 されなかった。

<del>⇒♪≡◇ ↓ .</del> \\+	検査機とケーブル母材を接続するアース板は定着部に設置し、円筒ブラ					
武领力伝	シでPE被覆部の全周を覆い、全長に渡って測定した。					
	・PE被覆部の全長にわたってブラシを移動させたが、検査機の通電は確					
	認されず、PE被覆の損傷(ピンホール)は探知されなかった。					
武被枯米	・ブラシがマンション、または被覆を剥いだ箇所のPC鋼より線部に接触					
	すると通電が確認された。					

表 4.3.4 外ケーブル被覆材のピンホール試験方法および結果



(a)全景



(b)試験状況

写真4.3.10 外ケーブル被覆材のピンホール試験

(7)年数が経過した外ケーブル緊張材に関する考察

21年使用された外ケーブル緊張材の解体調査を実施した結果,被覆材の一部が破損し,PC鋼材の腐食が確認された。しかしながら,外ケーブル引張試験の結果から,部位,定着の既新,およびPC鋼材の腐食の有無の影響は認められず,補強後21年時点においては新調ケーブルと同程度の引張強度を有することが確認された。

表 4.3.5 に既往研究の年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度の実測値と平均値などの統計量を示す。表 4.3.6 は、表 4.3.5 の既往研究と本研究を合わせて、供用年数や外ケーブルの引張強度の強度比の平均値や変動計数 を統計的に整理した結果である。既往研究では引張強度の実測値と規格値が記載されているのみであったため、規 格値に対する実測値の比を求めたうえで正規分布に従うものと仮定し、平均値および変動係数を算出した(本研究 については表 4.3.3 を参照)。表によると、既往研究を含め、年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度はいずれ も値を上回っていることを確認した。

PC 箱桁橋 44)				PCT 桁橋 47)				
番号	引張強度の実測値	引張強度の規格値		番号	引張強度の実測値	引張強度の規格値		
i	Pui(kN)	Pud(kN)	686	i	Pui(kN)	Pud(kN)	932	
1	730			1	1011			
2	728			2	1020			
		統計		3	1004	統計		
		平均值 µ(Pui)	729	4	1020	平均值 µ(Pui)	1012	
		標準偏差σ	1.00	5	1011	標準偏差o	6.55	
		変動係数δ	0.001	6	1004	変動係数δ	0.006	

表 4.3.5 年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度の実測値(既往研究)

表 4.3.6 年数が経過した外ケーブル	緊張材の引張強度
----------------------	----------

	供用年数(年)	種類	強度比の平均値	強度比の変動係数
PC 箱桁橋 <sup>44)</sup>	22	F70T	1.06	_
PCT橋 <sup>47)</sup>	11	F100T	1.09	0.6%
本研究	21	F30T F70T	1.05	1.3%

注) 強度比は規格値に対する最大荷重の比率。-: 定着具を新設した2試験体の結果であるため非表示とした。

# 4. 4 年数が経過した外ケーブル定着部に関する検討

(1) 概要

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中,さまざまな劣化要因による損傷事例が報告され,そうした既設 PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。今回,外ケーブル補強後21 年が経過した既設 PC 橋から撤去された PC 桁を利用し,外ケーブル工法定着部の耐荷性能を検証することを目的に載荷試験を実施し,年数が経過した場合の影響を調査することとした。

(2) 載荷試験方法

撤去された PC 桁から外ケーブル定着装置を含む長さ 1900mm の部材を切り出して(図 4.4.1,写真 4.4.1 および 写真 4.4.2)試験に用いた。



(単位:mm)



図 4.4.1 撤去 PC 桁からの定着装置切り出し部位置図

写真 4.4.1 定着装置部切り出し部材側面



写真4.4.2 定着装置部切り出し部材全景

試験体は、図 4.4.2 に反力壁の配筋図として示すように、切り出した既設部材にあと打ちコンクリートで反力壁 を製作し一体化させ、外ケーブルの代わりに PC 鋼棒 φ40 (C 種1号)を配置し、この PC 鋼棒をジャッキにより 左右同時に緊張して載荷試験を行った。載荷試験中は載荷荷重と定着装置の変位を計測した。

なお,反力壁の製作状況として,あと施工アンカーによる差し筋設置(写真4.4.3),反力壁鉄筋組立(写真4.4.4, 写真4.4.5),反力壁完成(写真4.4.6)の順で示す。



図 4.4.2 撤去 PC 桁からの定着装置切り出し部位置図



写真4.4.3 あと施工アンカーによる差し筋設置



写真 4.4.4 反力壁鉄筋組立(前面)



写真 4.4.5 反力壁鉄筋組立(側面)



写真 4.4.6 反力壁完成

試験体に設置する載荷荷重計測用ロードセルと変位計の配置を、図4.4.3 および写真4.4.7 に示す。



図 4.4.3 試験体と計測機器



写真 4.4.7 載荷荷重計測用ロードセルと変位計の配置
試験体への載荷は3段階に分けることとし、図4.4.4および表4.4.1に示すようにステップ1で当初設計の設計荷 重相当(外ケーブルの有効緊張力),ステップ2で当初使用の外ケーブルの引張荷重相当,ステップ3で復元計算に より安全率1.0で算出したせん断伝達耐力相当の荷重で載荷を行った。



荷重載荷	++	荷重値
ステップ	4以10170 里	(kN)
ステップ1	当初設計 設計荷重相当	412
	(復元計算 浮き上がり発生荷重)	(463)
ステップ2	(復元計算 設計せん断伝達耐力)	(603)
	外ケーブル 引張荷重相当	686
ステップ3	復元計算 せん断伝達耐力相当	783
	(最終荷重 PC鋼棒緊張時の許容値)	1220

表 4.4.1 荷重載荷ステップ

(3) 定着装置の変形挙動

図 4.4.5 に定着装置の荷重変位関係を示す。L 側に着目すると、載荷荷重と水平変位の関係が線形挙動を保つ弾 性限界荷重<sup>48</sup>に相当する 720kN までは水平変位および面外変位とも概ね線形挙動を示し、その後変位が漸増し、最 大荷重 1199kN で荷重が頭打ちとなった。これに対し、R 側の弾性限界荷重は 1000kN 程度であり、その後変位が漸 増したものの L 側が最大荷重に達した時点で試験を終了した。両者の違いは、外ケーブル偏心量が L 側の実測値 145mm に対し、R 側は 130mm と小さく、作用モーメントに違いが生じたためと推察された。

図 4.4.6 に定着装置 L 側の変形挙動を示す。載荷前 0kN に比べ、外ケーブル有効緊張力の設計値相当 412kN では 定着装置のずれは見られず、せん断伝達耐力 783kN(次項参照)に達する間に定着装置上部の水平変位が生じた。 このときに L 側上部の緊結 PC 鋼材支圧板に定着装置との縁切れが確認された (写真 4.4.8)。また、最大荷重 1199kN (有効緊張力の 2.9 倍、せん断伝達耐力の 1.5 倍)にかけて定着装置背面側の浮き上がりとそれに伴う緊結 PC 鋼棒 支圧板の縁切れおよび定着装置の全体的な水平移動が生じた。



図 4.4.5 定着装置の荷重変位関係

68



図4.4.6 載荷に伴う定着装置 L 側の変形挙動



写真 4.4.8 定着装置 L 側の外観(783kN 時点)

### (4) 定着部の設計値と実験値の比較

本橋の外ケーブル補強が行われた当時は定められた定着部の設計手法がなく、当初設計は「コンクリート標準示 方書・設計編(平成3年度)」の設計せん断耐力式にて行われていた。現在は、常時の荷重作用に対し定着装置が既 設部材と摩擦により一体化する構造とし、かつ、外ケーブル張力による曲げモーメントに対し浮上りが生じないこ とを照査する。浮上りに対しては、もっとも引張応力度が卓越するA点(図4.4.7参照)において式4.4.1を満足す ることを照査する<sup>41</sup>。

$$\sigma_{A} = \frac{P}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot T \cdot e \cdot \cos\theta}{B \cdot L^{2}} - \frac{6 \cdot T \cdot e \cdot \sin\theta}{B^{2} \cdot L} > 0 \text{ N/mm}^{2} \qquad (\vec{\mathbf{x}} 4.4.1)$$

ここに, σ<sub>4</sub>: A 点の応力度, P: 緊結用 PC 鋼材によるプレストレス力の合計(=788×10<sup>3</sup>N), T: 外ケーブル張力(N), B: 定着装置の幅(=500mm), L: 定着装置の長さ(=500mm), e: 外ケーブルの偏心量(=142mm), θ: 外ケーブルの傾角(=0°)で, 根拠となる当初図面を図 4.4.7 に示す。



#### 図 4.4.7 定着部詳細図

また、定着部は稀に生じる荷重に対しても耐力を保つよう、定着装置と既設コンクリート界面のせん断伝達耐力 *V<sub>cw</sub>を外ケーブルの*引張強度以上となるように設計される<sup>41)</sup>。この*V<sub>cw</sub>*は、曲げの影響を考慮しない場合、式 4.4.2 により算出できる<sup>48)</sup>。

$$V_{cw} = \mu \cdot f_c^{\ b} \cdot (\sigma_n/2)^{(1-b)} \cdot B \cdot L \tag{$\overrightarrow{x}$4.4.2}$$

ここに、 $\mu$ : 摩擦係数 (=0.45)、 $f_c$ : コンクリート圧縮強度 (=40N/mm<sup>2</sup>)、b: 面形状を表す係数 (=0.5、当初設計 にチッピング処理の記載あり)、 $\sigma_n$ : せん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度 (= $P/B \cdot L$ )。

 $\sigma_{a}=0$ となる外ケーブル張力 T(弾性限界荷重)とせん断伝達耐力を算出した結果を表 4.4.2 に示す。文献 4-1 では、定着装置の浮上りに対する照査は界面の付着を無視して計算されるが、L側の弾性限界荷重の実験値 720kN から界面の付着強度を式 4.4.1 より逆算すると、平均 1.75N/mm<sup>2</sup>と推定される。すなわち、弾性限界荷重の設計値(463kN)と実験値の違いは、界面の付着による影響と考えられる。なお、文献 4-1 に示される照査方法は、文献 4-7 に基づくものである。

	設計値		実験値		
	当初	文献	L側	R側	
	設計	4-1			
弹性限界荷重	_	463	720	1000	
せん断伝達耐力	732	783	1199	1199以上	

表 4.4.2 定着部の設計値と実験値の比較(kN)

さらに、図4.4.8 は載荷荷重を V<sub>cw</sub>で除したせん断伝達耐力比を水平変位との関係として表したものである。図に は表面処理方法として無処理(2N0U)、チッピング(2T0U)、サンドブラスト(2S0U)とした既往の実験データ<sup>47)</sup> を併記した。これによると、今回用いた撤去 PC 桁の定着部は、既往研究のチッピングと同等以上のせん断伝達耐 力を有すること、すなわち面形状を表す係数 b=0.5 を用いてせん断伝達耐力を算定できることが確認された。なお、 水平変位の初期勾配の違いは、既往実験で定着装置の高さ 1/2 に変位計を設置したのに対し、本実験では前掲**写真** 4.4.7 に示すとおり、変位計を設置できた高さがもっとも高い位置であったことに影響したと考えられる。

また,既往の実験と異なり図4.4.8のA部で一度せん断伝達耐力比と水平変位が下がってまた元に戻っている。 これは本実験の試験体は緊結PC鋼棒にグラウトが充填されており,PC鋼棒がせん断力に抵抗し始めたためと考え られる。なお,既往の実験はグラウトが充填されていない状態で行われており,荷重の増加と共に水平変位も徐々 に増加し,最終的に定着装置が大きく滑動する結果となった。



図 4.4.8 せん断伝達耐力比と水平変位の関係

## (5) 定着部に関する各種調査

試験終了後,緊結 PC 鋼棒を緊張して張力を確認したところ,定着装置 L 側の背面上部 110kN,背面下部 130kN,前面上部 130kN,前面下部 180kN であり,設計張力 197kN をいずれも下回った。これは,載荷によってずれを生じた影響が考えられる。また,定着部を解体し界面の状況を確認した結果を写真 4.4.9 に示す。これより,チッピング処理された界面は滑動がないこと,グラウトは概ね充填されていること,緊結 PC 鋼棒およびあと施工アンカーに引抜けがないことが確認された。



写真4.4.9 定着部の解体状況

(6) 年数が経過した外ケーブル定着部の影響調査・検証結果

外ケーブル補強後 21 年が経過した既設 PC 橋から撤去された PC 桁を利用し,外ケーブル補強工法定着部の載荷 試験を実施した結果,次の知見が得られた。

- ・ 外ケーブル有効緊張力の設計値相当 412kN では定着装置のずれは見られず、せん断伝達耐力 783kN に達す る間に定着装置上部の水平変位が生じた。最大荷重 1199kN にかけて定着装置背面側の浮き上がりとそれに 伴う緊結 PC 鋼棒支圧板の縁切れおよび定着装置の全体的な水平移動が生じた。
- 外ケーブル補強に関する文献 4-1 に示される照査では、定着装置の浮上りに対する照査は界面の付着を無視 するが、実験値から付着強度の効果も確認されたことから、文献 4-1 に示される設計方法は安全側に評価し ていると考えられる。
- ・ 今回用いた撤去 PC 桁の定着部は、既往研究のチッピングと同等以上のせん断伝達耐力を有すること、すな わち面形状を表す係数 b=0.5 を用いてせん断伝達耐力を算定できることが確認された。
- ・ 外ケーブル補強後 21 年経過した外ケーブル工法定着部の耐荷性能を検証した結果,外ケーブル補強に関す る文献 4-1 に示される設計方法に照らしても十分な耐荷性能を有することが確認された。

### 4.5 本章のまとめ

年数が経過した外ケーブル補強効果に関する検討を行った結果,今回の検討範囲において,次のことが明らかに なった。

- (1) 補強21年後に実測した外ケーブル張力を統計処理した結果、ケーブル種類や導入プレストレスが異なっても、 実測張力は計算張力に一定の比率で年数の経過に応じて漸近する傾向が確認された。また、既往研究を含め、 外ケーブル張力は概ね設計値を満足することが確認された。
- (2) 21年使用された外ケーブル緊張材の解体調査を実施した結果,被覆材の一部が破損し,PC鋼材の腐食が確認された。しかしながら,既往研究を含め,年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度はいずれも規格値を上回っていることを確認した。
- (3) 外ケーブル補強後21年経過した外ケーブル定着部の耐荷性能を検証した結果,外ケーブル補強に関する文献4-1 に示される設計方法に照らしても十分な耐荷性能を有することが確認された。

以上より,外ケーブル補強後21年が経過した既設PC橋を対象に調査した外ケーブルの張力は概ね設計値を満足す ること,年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度はいずれも規格値を上回っていることを確認した。さらに, 外ケーブル定着部は,外ケーブル補強に関する文献4-1に示される設計方法に照らしても十分な耐荷性能を有するこ とが確認された。

# 4章の参考文献

- 4-1) プレストレスト・コンクリート建設業協会:外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案),
  1998.6 ([改訂版], 2007.4)
- 4-2) 新家徹,広中邦汎,頭井洋,西村春久:振動法によるケーブル張力の実用算定式について,土木学会論文報告集,第294号,pp.25-32,1980.2
- 4-3) たとえば、土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編:本編], p.37, 2018.3
- 4-4) 滝愼一郎,和田新,田口絢子,真継章夫:大師PC橋の耐荷力点検報告,第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.157-160,2003.10
- 4-5) 野島昭二, 會澤信一, 佐藤正明, 吉田光秀: 外ケーブル補強に関する補強効果の経時的検証, 第13回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.461-466, 2004.10
- 4-6) 上田隆雄,溝口茂,芦田公伸,宮川豊章:塩水を噴霧した PC 鋼材の応力腐食挙動,コンクリート工学年次 論文集 Vol.22, No.1, pp.109-114, 2000
- 4-7) 株式会社エスイー: 11 年使用後の外ケーブル(F100T)の調査報告書, 1999.12
- 4-8) 浅井洋,長田光司,野島昭二,藤原保久,池田尚治:外ケーブル補強工法定着部に関する検討,土木学会論 文集 E, Vol.63, No.2, pp.223-234, 2007.4

# 5章 載荷試験による実橋耐荷力に関する検討

# 5.1 検討概要

橋梁の合理的かつ適切な維持管理を行っていくために,損傷の生じた橋梁の耐荷性能を適切に評価する手法が求められている。これまでの調査研究では、車両走行試験などによる弾性範囲内での評価が中心であり、PC 橋が破壊 に至るまでの載荷試験による実耐力の検証は、国内で実施された例がない。橋梁全体系において、主に終局状態の 力学性能に対して性能の低下を適切に把握し、その情報を補修・補強の要否の判断材料とすることが合理的な維持 管理を行う上で重要であると考えられる。

以上の背景より、本章では、撤去予定のポストテンション方式 PC 橋を対象に、最大耐力まで載荷した際の橋梁 全体の耐荷力の把握、主桁間での荷重分担率の変化、および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的として、実 橋での載荷試験を行った。また、得られた実耐力をもとに、各種要因が橋梁全体系の耐荷力に与える影響を試算し た。

なお、載荷試験の対象とした橋梁(以下、載荷試験橋)は、1960年に建設された単純PCポストテンション方式 T桁橋である(写真 5.1.1,表 5.1.1)。載荷試験橋は竣工後 57年が経過しており、日本海沿岸からの距離が約 170 mと飛来塩分の影響を受ける環境に位置しており、過去に塩害補修がなされるも載荷径間において内部鋼材の腐食 に起因する主桁のひび割れやコンクリートの剥離などの再劣化が生じていた。2017年7月に実施された載荷試験時 には載荷試験橋に隣接して新橋が建設され、載荷試験橋はすでに通行止めの状況であった。



写真5.1.1 載荷試験橋の全景

架設年	1960年(昭和35年)
橋梁規格	TL-20(1 等橋)
橋長	L=180.3m 5径間
	(載荷径間支間長 35.2m)
幅員	W=6.0m (0.25+5.50+0.25m)
上部工形式	単純PCポストテンション方式T桁5連4主桁

表 5.1.1 橋梁諸元

# 5.2 載荷試験方法

載荷試験は、グラウンドアンカーによる載荷装置、および計測機器を設置するため、河川敷のある第1径間で行った(写真5.2.1)。



写真 5.2.1 載荷試験の対象径間全景

載荷装置は、耐力2500kNのグラウンドアンカー2本を施工して載荷反力を取り、2台の3000kNセンターホールジャッキにより載荷を行う構造とした(図5.2.1)。グラウンドアンカーは、十分な耐荷力を確保できる砂岩層に定着させた。載荷位置および方法はG1桁支間中央への1点集中載荷とした。これは、G1桁が他の主桁と比較して著しく損傷していたこと、および複数主桁間での荷重分配効果を把握するためである。



図 5.2.1 載荷装置全体図(左)および載荷梁平面配置図(右)

定着長は、計算上必要な長さ7mに余裕長を取り、10mとした。G1-G2間のアンカーは、床版に直径350mmの孔を 削孔し、橋面上にボーリングマシンを設置して施工を行った(写真5.2.2)。また、グラウンドアンカーと横桁の干 渉を避けるため、載荷梁を橋軸直角方向に対し斜めに設置した(前出の図5.2.1右)。載荷点では、敷モルタルを設 置した上で載荷ブロックを水平に設置し、ブロックに球座を固定した(写真5.2.3)。これにより、載荷力は載荷梁 と球座を介し1点に垂直に載荷されるようにした。



写真 5.2.2 床版削孔部



写真 5.2.3 載荷点付近

載荷試験は曲げひび割れ発生時,鉄筋降伏時,推定耐荷力時,その他大きな損傷や挙動変化が生じた時点で一度 除荷を行い,残存変位量および変状確認を行いながら載荷を行うこととした。また,載荷試験中には,各主桁の変 位,傾斜,PC鋼材ひずみなどを計測した(図5.2.2)。PC鋼材のひずみは,過年度のはつり調査位置を利用し,1箇 所のみひずみゲージを設置し計測した。



図 5.2.2 計測位置 (支間中央断面)

# 5.3 耐荷力評価に関する事前検討

(1) 当初設計の確認

当初設計は、設計図面(図5.3.1,図5.3.2)および設計計算書(図5.3.3)が保管されていた。





図 5.3.2 当初設計時の設計図面の抜粋(PC 鋼材配置図)



図 5.3.3 当初設計時の設計計算書の抜粋

現在の設計と対比すると、主に次の点に注意を要する。

- ・活荷重はTL-20(総荷重20トンの車両荷重などを考慮した設計荷重)であり、平成24年道路橋示方書による現 行基準のB活荷重よりも小さい設計荷重である。
- ・活荷重をTL-20として現在の設計手法にて復元設計を行った結果,当初設計では主桁の設計曲げモーメントが 復元設計に対して,設計荷重時で1.14倍,終局荷重作用時で1.40倍となる設計がなされており,平成24年道路橋 示方書による現行基準であるB活荷重にも耐えるものであった(表5.3.1)。
- ・上記の理由としては、①当初設計では電算技術がなく、安全側となる簡易式にて格子桁の荷重分配を行っていた、②破壊に対しての安全度が2.1であり、平成24年道路橋示方書による現行基準で経験的に用いられる安全率
  1.7よりも大きな安全率を考慮していた、が挙げられる。
- ・当初設計では設計荷重作用時の許容引張応力度を0とし、フルプレストレスとして設計されている。一方、平成
  24年道路橋示方書による現行基準では引張応力度を許容したパーシャルプレストレスとして主桁を設計することができる。

	当初設計	復元設計	復元設計
	(11.20)	(TL20)	(B 沽何里)
設計荷重作用時	5433	4785	5420
	(1.14)	(1.00)	(1.13)
終局荷重作用時	11409	8134	9215
	(1.40)	(1.00)	(1.12)

表 5.3.1 主桁の設計曲げモーメント(kN・m)

(2) 健全性の確認

載荷試験橋は、過年度の調査により、載荷径間においてもPC鋼材の破断が疑われた。そこで、載荷試験に先立ち、 コア応力解放法(2.2参照)による残存プレストレスの計測を行った。

計測の結果,もっともプレストレス減少の大きいG1桁では当初より13%程度,G2桁,G3桁でも10%程度残存プレストレスが減少という結果が得られた(表5.3.2)。

主桁	設計値 N/mm <sup>2</sup>	推定値 N/mm <sup>2</sup>	差 N/mm <sup>2</sup>	推定設計
Gl	22.0	19.1	-2.9	86.8%
G2	22.0	19.6	-2.5	89.0%
G3	22.0	19.2	-2.8	87.2%
G4	22.0	21.3	-0.8	96.8%

表 5.3.2 残存プレストレスの測定結果

載荷試験橋には1主桁に12本のPC鋼材が配置されているが、この結果から、G1~G3桁ではPC鋼材が1本程 度破断している可能性がある(図5.3.4)。ただし、PC鋼材が1本破断し、かつ、車両荷重が満載した状況において も、当初設計による設計荷重時の下縁応力度で1.8N/mm<sup>2</sup>の引張応力であり、平成24年道路橋示方書による現行設 計のパーシャルプレストレスの制限値程度の応力状態の範囲内であると推定される。



(3) 載荷荷重の算定

本試験の載荷方法は、G1桁支間中央への1点集中載荷であるが、横桁を介して他の主桁へ荷重が分配されるため、 それらの影響を考慮し、耐荷力を推定することが必要である。そこで載荷試験に先立って、格子解析により、各主 桁の荷重分配率の推定を行った。

格子解析モデルを図5.3.5に示す。本解析では、主桁は間詰部を含む全断面、横桁は横桁全断面を有効とするほか、 主桁上フランジにも有効断面となる範囲を設定し、曲げ・ねじり剛性を設定した。



図 5.3.5 載荷試験用の格子解析モデル

格子解析結果を表5.3.3に示す。G1桁に生じる曲げモーメントとG2桁~G4桁に生じる曲げモーメントの合計の比がおよそ1:1(正確には1:0.98)の割合であった。

主桁	支間中央曲げモーメント (kN・m)	G1に対する 比率
Gl	4444	1.00
G2	2834	0.64
G3	1393	0.31
G4	129	0.03
合計		1.98

表 5.3.3 格子解析結果

橋梁全体での耐荷力は、式5.3.1より1824kN(G1桁とそれ以外の桁の曲げモーメント分配比1:0.98)と推定された。過年度報告<sup>5-1)</sup>では、G1桁とそれ以外の桁の曲げモーメントの分配比は、およそ1:1を用いて試算したため、耐荷力は1842kNとしていたが、本報告書では格子解析結果からより詳細な耐力の数値を示した。なお、コンクリートおよびPC鋼材の実強度が設計値に対し30%高いことを想定し、推定耐荷力は上記の1.3倍相当の2500kNとした。

$$P_{u}=(M_{u}-M_{d})/M\cdot P$$

(式5.3.1)

ここに、 $P_u$ :載荷試験による設計破壊荷重 (kN)、 $M_u$ :G1主桁の曲げ破壊耐力 (=11783kN・m)、 $M_d$ :G1主桁 の死荷重モーメント (=3679kN・m)、M:格子解析によるG1主桁の支間中央の発生曲げモーメント (=4444kN・m)、P:格子解析の載荷荷重 (=1000kN)。

# 5. 4 実橋載荷試験の結果および考察

(1) 主桁の変形

図 5.4.1 に、G1 桁の載荷点直下に生じた鉛直変位の履歴を示す。G1 桁支間中央では、推定耐荷力である 2500kN 載荷時にはおよそ 150mm,終局荷重である 3300kN 載荷時にはおよそ 400mm の鉛直変位が生じた。また、2500kN 載荷後の除荷時においても G1 桁の残留変位は 20mm 程度であり、PC 構造特有の高い復元性を維持していることが 分かった。



図 5.4.1 荷重と鉛直変位(G1 桁)

(2) 破壊性状

載荷荷重は、事前の推定耐荷力およそ 2500kN を上回り、3300kN に達した際に地覆に圧壊が生じ荷重の増加が見られなくなったため、終局に至ったと判断した(写真 5.4.1)。



写真 5.4.1 載荷点付近の破壊性状

(3) 主桁ひび割れ性状

図 5.4.2 に G1 桁ひび割れ展開図を示す。載荷荷重 1800kN を超えたあたりで表面塗装上でもひび割れを確認し(写 真 5.4.2), G1 桁ではひび割れの数と幅がともに進展し, 2000kN を超えたあたりで G2 桁にも同様のひび割れが生 じた。終局時におけるウェブのひび割れは大きなものでひび割れ幅 10mm 超に達した。



せん断の影響によると思われるひび割れ

図 5.4.2 ひび割れ図(G1 桁展開図)



写真 5.4.2 曲げひび割れの進展イメージ

また,各桁端部付近にはねじりひび割れが発生しており(**写真 5.4.3**),終局時にはねじり剛性が解放されたもの と考えられる。



写真 5.4.3 ねじりによるひび割れ (G4 桁)

(4) 横桁の目開き

載荷中は,桁下に橋梁点検ロボットカメラ<sup>52)</sup>を設置し,横桁目開きの確認を行った(写真 5.4.4)。載荷点直下の 横桁に,G1-G2桁間の打継目に目開き,鉛直方向ずれが生じた(写真 5.4.5)。目開き幅は終局時で10mm 程度に達 した。







写真 5.4.4 ロボットカメラ設置状況

写真 5.4.5 横桁の目開き, ずれ

図 5.4.3 に, 3300kN 載荷時に各桁に生じた変位分布を示す。G2~G4 の各桁にも変位が生じており, G1 桁が破壊 に至った段階においても G1 桁に載荷された荷重が横桁を介して他の主桁に分配されていることが分かった。



図 5.4.3 主桁の変位分布(3300kN 載荷時)

## 5.5 各種要因が実橋耐荷力に与える影響

(1) 実橋耐荷力に影響を与える要因について

既設 PC 橋の補修補強を適切に行うには,設計図書や維持管理記録の確認あるいは実構造物の調査などを行い, 現有の耐荷性能や耐久性能を把握する必要がある。この観点からすると,補修補強技術の高度化とは,できるだけ 調査を行わずに必要最小限に得られる情報のみで現有の耐荷性能や耐久性能を特定できることを目標にすべきであ る。しかし,実際の PC 構造物における現有の耐荷性能や耐久性能は様々な要因の影響を受け,かつ,様々な調査 を実施しても性能低下の度合いを必ずしも定量的に把握できないこともあり得る。

PC 構造物の耐荷性能に及ぼす影響要因としては、文献 5-3 を参考にすると、構造形式や断面形状の違い(断面力 再配分の違い)、プレストレス導入方法や PC 鋼材配置の違い (PC グラウトの有無や維持管理の容易さ)、プレキャ スト桁や場所打ち桁の桁製作方法の違い(目地部の有無)、PC 鋼材の種類の違い(腐食破断形態の違い)、定着具の 位置の違い(水の浸入のしやすさ)、橋面防水の有無(水の供給量の違い)、桁支間長の長短(曲げひび割れ発生時 期)、損傷の程度や部位の違い(剛性や耐荷力の低下度合い)、構造設計手法の違い(耐力の余裕量の違い)が挙げ られる。

ここでは、損傷の程度や部位の違いと、構造設計手法の違いが実橋耐荷力に与える影響について例示する。

(2) 損傷の程度や部位の違いが実橋耐荷力に与える影響の例

たとえば、今回の現地載荷試験によると実測された破壊荷重は3300kNであり、事前調査により PC 鋼材 12 本中 1 本程度が破断した状態であっても設計曲げモーメント(終局荷重時 1246kN)を大きく上回ることが確認されてい る。現地載荷試験の結果をもとに、PC 鋼材の破断本数と横分配(交通荷重を直接受ける床版は両端の主桁にしか荷 重を伝達することができないが、横桁があることによりこの横桁を介して橋全体の主桁に荷重が分担されることを 横分配という)の有無を変化させた場合の破壊荷重を以下の仮定に従い試算した(表5.5.1 参照)。

- ・検討ケースは、PC 鋼材本数をパラメータとし、建設時12本、載荷試験時11本(1本破断)、劣化進行時8本 (4本破断)とした。劣化進行時は3章での調査結果を踏まえ、PC 鋼材全数の30%破断を想定した。
- ・破壊抵抗曲げモーメントM<sub>u</sub>はPC 鋼材本数に比例すると仮定して、実測された破壊荷重 3300kN (M<sub>u</sub>=18344kNm, 式 5.3.1 より)から算出した。
- ・破壊荷重P<sub>u</sub>は、横分配ありのケースにおいて、式 5.3.1 に基づき算出した。横分配なしのケースは、格子計算により、橋全体と G1 桁単体の分担率の関係(1/1.98, 表 5.3.3)から算定した。

検討ケース	PC 鋼材本数	破壊抵抗曲げモーメント	破壞荷重Pu	皮壞荷重 $P_u$ (kN)	
	(破断本数)	$M_u$ (kNm)	横分配あり	横分配なし	
建設時	建設時 12本(0本) 20012(=18344×12/11)		3675(=(20012-3679)/4.444)	_	
載荷試験時	11本(1本)	18344	3300	1667(=3300/1.98)	
劣化進行時	8本(4本)	13341(=18344×8/11)	2174(=(13341-3679)/4.444)	1098(=2174/1.98)	

表 5.5.1 PC 鋼材の破断本数と横分配の有無を変化させた場合の破壊荷重の試算例

注) 破壊荷重 $P_u = (M_u - M_d)/M \cdot P(kN), M_d = 3679 kNm, M/P = 4.444$ (横分配ありの場合)

84

上記の試算結果より、劣化状況の違いが載荷試験橋の耐荷性能に与える影響として図化したものを図 5.5.1 に示 す。ここで、図中に示した設計荷重時 392kN と終局荷重時 1246kN は平成 24 年道路橋示方書に準じて算出された設 計曲げモーメント(表 5.3.1 中の復元設計(B活荷重)より式 5.3.1 を用いて算出した荷重)である。

・設計荷重時の曲げモーメント 5420kNm → 載荷試験に換算した荷重(5420-3679)×4.444=392kN

・終局荷重時の曲げモーメント 9215kNm → 載荷試験に換算した荷重(9215-3679) ×4.444=1246kN

一方,破壊抵抗曲げモーメント(図 2.4.1 のより求まる PC 桁の曲げ耐力)は1824kN であり,推定耐力はコンク リートおよび PC 鋼材の実強度が設計値に対し,30%高いことを想定し1824kN×1.3=2371kN のさらに安全側となる 2500kN を推定耐荷力としている(5.3節参照)。



図 5.5.1 劣化状況の違いが PC 橋 (載荷試験橋)の耐荷性能に与える影響

図中の「横分配あり」は設計で想定されている橋の状態であり、PC 鋼材の破断本数に応じて主桁部材の耐力が低下する。一方、「横分配なし」は横桁の横締め PC 鋼材が破断するなどして横分配が全くなされない状態であり、極端な例であるが、横分配を期待しないことは、PC 鋼材破断に比べ橋全体としての耐荷性能の低下に与える影響が大きいことが分かる。

(3)構造設計手法の違いが実橋耐荷力に与える影響の例

PC 橋の設計基準は時代に応じて変化してきた。設計基準の違いが設計断面力に与える影響を試算した結果を図 5.5.2 に示す。各基準による曲げモーメントの試算は、以下の前提で実施した(表 5.3.1 参照)。

- ・当初設計:当初設計計算によると,活荷重は昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に従い(TL-20),設計荷重時はフ ルプレストレス,終局荷重時は設計荷重時に対し2.1 倍の安全率を確保する。
- ・復元設計(TL20):昭和43年から平成2年の道路橋示方書に従う。
- ・復元設計(B活荷重):平成6年から平成24年の道路橋示方書に従う。

載荷試験橋は1960年(昭和35年)に建設された一等橋(活荷重TL20)であるが、当時は設計基準が十分に整備 されてなく、かつ、電算もない時代であったことから、設計断面力は後年になって制定された道路橋示方書におけ る同規格の橋よりも大きく、平成24年道路橋示方書のB活荷重に相当するものであった。



図 5.5.2 設計基準の違いが設計断面力に与える影響

現在の設計に比べ安全側に設計されていると考えられる部分は設計荷重の算出段階で横分配を小さく見積もる手 法であったこと,終局荷重を 2.1 (D+L) と現在の 1.7 (D+L) より大きく見積もることが挙げられる。さらに,設 計荷重時の限界値は平成 24 年道路橋示方書ではコンクリート縁応力で引張応力を許容するパーシャルプレストレ スで設計されるのに対し,載荷試験橋では引張応力を許容しないフルプレストレスで設計されている。このように PC 橋の耐荷性能は建設時の技術水準に大きく影響されることにも注意を要する<sup>5-3)</sup>。

なお、図中には載荷試験の結果から算定した抵抗曲げモーメントを併記したが、これによると設計抵抗曲げモー メントと実測されたひび割れ発生荷重とは乖離が少ないが、終局抵抗曲げモーメントと実測された破壊荷重とは乖 離が大きい。これは、コンクリート部材が弾性範囲内であれば比較的精度良く耐荷性能を推定できるのに対し、コ ンクリート部材が弾性範囲を超えた挙動を示した際に橋全体としての耐荷性能を現設計手法では精度良く推定する ことはできない(安全側に設計することはできる)と考える。

## 5.6 本章のまとめ

本章では、撤去予定の既設ポストテンション方式PCT桁橋を対象に最大耐力まで載荷した際の橋梁全体の耐荷力の把握、終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的に、実橋での載荷試験を実施した。また、得られた実耐力をもとに、各種要因が橋梁全体系の耐荷力に与える影響を試算した。その結果、次のことが確認された。

- (1) 載荷試験時点の最大耐力は,設計耐力を十分に確保することが確認された。また,今回確認された破壊形態と して,終局時には上縁地覆が圧壊に至ったほか,ウェブにせん断によるものと思われるひび割れを生じた。ま た,各桁端部付近にはねじりによるひび割れが生じた。
- (2) 最終的な橋全体としての耐荷力は、G1桁単体の破壊後も横桁を介した荷重分配効果によって維持され、直ちに 落橋に至ることはなかった。
- (3) 実橋の耐荷性能に及ぼす影響要因は多岐にわたり、各部材の劣化状況が橋全体の性能低下に与える影響につい ては不明な点も残されている。とりわけ、PC部材が弾性範囲を超えた挙動を示した際に橋全体としての耐荷性 能を現設計手法では十分な信頼性をもって評価できないおそれがある。

なお、実橋載荷試験で確認された挙動のうち、ねじりひび割れの発生から個々の桁のねじり剛性を解放しながら 橋全体で荷重を支持する耐荷機構に移行したと考えられる点やG1桁の変形が過大になるのに従い荷重分配が変化し たと考えられる点などについてはさらに精査する必要がある。

# 5章の参考文献

- 5-1) 吉田英二,石田雅博,西須稔,清水宏一朗:撤去予定のPC ポステンT 桁橋を活用した現地実橋耐荷力試験, 第27回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.593-596, 2018.11
- 5-2) 藤原保久,梅津健司,玉置一清,丹野浩二:橋梁点検ロボットカメラのモニタリングへの適用,コンクリート工学, vol.56, No.1, pp100-105, 2018.1
- 5-3) 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—PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015 年版】, pp193-195, 2015.3

# 6章 既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する整理

# 6.1 検討概要

# (1) 検討方針

既設 PC 橋の耐荷力評価に関しては多くの研究がなされてきたが、その成果は実務にあまり反映されていない。 その理由としては材料強度の特性値の決め方や、既存耐力式の適用範囲の確認方法が不明であることが挙げられる。

そこで本研究では、既往の調査データにより材料品質などの経年の影響や部位形状のばらつきを把握し、実務的 な視点から耐荷力評価に必要な調査方法について考察した。ここで、本検討に用いた既往の調査データは表 6.1.1 に示すとおりであり、H 橋の調査データの詳細は2章~4章に、復元図の作成については「付録6 既設 PC 橋の 復元図の作成」を参照されたい。また、H 橋の概略諸元は補強設計計算書の記載に準拠した。

なお,耐荷力評価の具体的な方法や,評価を行う上で基本となる考え方,および,補修補強工法を選定するための診断の仕方などについては「付録7 既設 PC 橋の耐荷力評価に関する参考資料」を参照されたい。また,本章に示すような調査を行うのは困難である場合も想定されるため,より簡易的な耐荷力評価の現状について「付録8 耐荷力評価の簡易化に関する参考資料」に整理したので,必要に応じて参照にされたい。

	建設年度		コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )		<b>DC</b> 御社の	PC 鋼材引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	
橋名		構造形式	設計値	実測値	「こ」卿内のク 新術	設計値	実測値
			即印风	(平均値)	「主大只	以口恒	(平均値)
А	1052	ポストテンション	37.5	43.6	12 φ 5		_
В	1955	方式床版橋	40	78.3	8φ5		1676
С	1954		45	64.0		1620	_
D	1057			74.3	12 φ 5		1784
Е	1957	ポフレニンペイン		52.6			1670
F	1960	ホストランンヨン	40	—	12 φ 7	1520	—
G	1961	<b>力式</b> 1 桁檣		78.3	12 / 5	1(20	—
Н	10(2		-	60.7	12φ5	1620	1740
Ι	1962		45	78.9	不明	—	—
T	1064	ポストテンション		53.8	<i>ф</i> <b>27</b>	785	848
	1504	方式床版橋		55.6 \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \	φ27	705	0+0
K				61.5			1800
L	1065			_	12φ5	1620	1747
М	1905			54.7			1828
Ν		ポフトテンパイン	40	42.8	12 φ 7		1728
0	1967 1971 1976 1978	ホストノンション		49.7	24 φ 7	1520	1634
Р		刀式I们偷		48.7	12 / 7	1520	1686
Q				45.0	12Φ/		
R				49.3	12 φ 5	1620	1742
S	1988			49.4	12 φ 7	1520	1744

表 6.1.1 本検討に用いた既往の調査データ

注) PC 鋼材の引張強度は平成6年(1994年)道路橋示方書までの規格に従い, PC 鋼線 φ 5mm は 165kgťmm<sup>2</sup>(重力単位系) を 1620N/mm<sup>2</sup> (SI 単位系), PC 鋼線 φ 7mm は 155kgťmm<sup>2</sup>(重力単位系)を 1520N/mm<sup>2</sup> (SI 単位系) に換算することにした。

(2) 耐荷力評価に必要な調査方法に関する検討方法

図 6.1.1 は、劣化が顕在化するなどして措置が必要となった既設 PC 橋の耐荷力評価と調査項目について文献 6-1) を参考に整理した例である。各段階の耐荷力評価に必要な調査方法については、以下の要領で検討した。

<u>当初の耐荷力評価</u>: H 橋の復元設計では,現地調査に基づき部材寸法を復元し,当初基準を参考にフルプレスト レッシングを前提とした曲げ応力度の照査を行い, PC 鋼材本数とプレストレス量を推定していた。しかし,当初基 準に基づき設計値を設定するときには,経年の影響がないことを調査により確認する必要がある。また,現地調査 に基づき設計値を設定するときには,部位形状のばらつきを考慮する必要がある。このような当初の耐荷力評価に 必要な調査方法について H 橋撤去桁の解体調査および既往の研究資料<sup>62)~64)</sup>を利用して整理した。

<u>現況の耐荷力評価</u>: H 橋の現況再現設計では PC 鋼材の破断が確認されたため,目視調査および一部のはつり調 査から破断本数を推定し,現況の耐荷力が評価されていた。現在においては非破壊・微破壊調査が普及しているこ とから,「非破壊・微破壊調査を行って把握された損傷状況に基づき設計計算により評価する方法」を対象に,H 橋 撤去桁を利用してその適用性について検討した<sup>65)</sup>。この方法は,既存耐力式をそのまま使って現況の耐荷力を評価 することから,新設時の耐荷力評価と同等の信頼性を有すると考えられる点にメリットがある。また,既存耐力式 を適用するときに必要な調査方法について既往の研究資料<sup>63),60)</sup>を利用して整理した。

<u>補強の耐荷力評価</u>: H 橋の補強設計では現況の耐荷力不足に対し外ケーブル補強を行うことで所定の耐力を満た すと評価していた。その設計の前提となる外ケーブル補強工法の適用の可否について, H 橋撤去桁を用いた載荷試 験<sup>67</sup>により検証した。また,既存耐力式の適用の可否について,既往の研究資料<sup>68/~611</sup>に基づき整理を行った。



【用語の定義】					
当初設計	: 建設当時に行われた設計				
復元設計	: 当初設計を後から復元				
	した設計				
現況再現設計	: 年数が経過した現況を				
	再現するための設計				
補修補強設計	: 要求性能に対し不足する				
	性能を補修補強するため				
	の設計				

図 6.1.1 既設 PC 橋の耐荷力評価と調査項目の例

## 6.2 当初の耐荷力評価に関する整理

(1) コンクリートの圧縮強度

1)当初設計がある場合

既設 PC 橋(表 6.1.1 の A, B, C, D, E, G, H, I, J, K, M, N, O, P, Q, R, S の 17 橋)のひび割れや浮 き等のない部位から採取したコンクリートコアによる圧縮強度試験の結果を図 6.2.1 に示す。経年の影響として、 調査した PC 橋では重交通や塩害および寒冷の影響を受け最大 60 年供用されたケースが含まれるが、実測された圧 縮強度は、すべて設計基準強度を上回ることが確認された。また、設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup>の 14 橋の調査データに 着目すると、平均値は 54.6N/mm<sup>2</sup>で設計値の 1.37 倍、変動係数は 19.0%であった。

以上より,当初設計に基づき健全部におけるコンクリートの圧縮強度の特性値を設定するときには,経年の影響 を考慮せずに設計基準強度をそのまま用いてもよいことが示された。なお,11橋のPC橋では静弾性係数の測定結 果があり,その平均値は32.5kN/mm<sup>2</sup>,変動係数は16.8%であった。

2)当初設計がない場合

1990年代以前に建設されたポストテンション桁の設計基準強度は40N/mm<sup>2</sup>程度であることが多い(前出表 6.1.1)。 このように当初設計がない場合でも、構造形式や建設年代からコンクリートの圧縮強度を設定できる場合もある。 H橋の異なる部位から直径 75mm のコアを各 5 本採取し、圧縮強度試験を実施した結果を表 6.2.1 に示す(詳細デ ータは2.3節参照)。これによると、圧縮強度の平均は 55.8~67.4N/mm<sup>2</sup>で設計値の 1.40~1.69 倍であった。また、 部位ごとの変動係数は 3.1~5.9% (調査数を3 に減らしもっともばらつきが大きくなる組み合わせの場合でも 7.0%) であるのに対し、調査全数の変動係数は 8.6%と大きくなった。

以上より,現地調査に基づきコンクリートの圧縮強度を推定する場合は,部位のばらつきを考慮できるように調 査を行う必要がある。この際,部位ごとの調査数は最小限(コアは3箇所など)でよいが,橋の性能に影響を与え ない範囲で複数の部位(支間中央ウェブなど)で調査を行うのがよいと考えられる。また,コア強度の平均値が構 造形式や建設年次から推定したコンクリートの設計基準強度以上であれば,構造形式や建設年次から推定したコン クリート設計基準強度を用いてもよいと考えられる。



図 6.2.1 ポストテンション桁のコア強度

#### 表 6.2.1 異なる部位から採取した Η 橋のコア強度

部位	平均值(	(N/mm <sup>2</sup> )	変動係数(%)		
上フランジP2	60.2		5.9		
上フランジ A2	59.4	全数	3.1	全数	
ウェブ P2	55.8	60.7	5.7	8.6	
ウェブ A2	67.4		5.1		

注:全数の変動係数8.6%はコア全数の変動係数を示す。



(2) PC 鋼材の引張強度

1)当初設計がある場合

既設 PC 橋 (表 6.1.1 の B, D, E, H, K, L, M, N, O, P, R, S の 12 橋)の健全部から採取した PC 鋼材の 引張強さの平均を図 6.2.2 に示す。PC 鋼材  $\phi$ 5 および  $\phi$ 7 の引張強さは、建設年度によらず規格値を上回ることが 確認された。また、PC 鋼材  $\phi$ 5 の引張強さの平均は 1746N/mm<sup>2</sup> で設計値の 1.06 倍、変動係数は 2.8% であった。以 上より、当初設計に基づき健全な PC 鋼材の引張強度を設定する場合には経年の影響を考慮せずに設計値をそのま ま用いてもよいことが示された。



図 6.2.2 健全部から採取した PC 鋼材の引張強さ

2)当初設計がない場合

当初設計がない場合は構造形式や建設年代から PC 鋼材の設計値を設定できる場合もある(表 6.2.2)<sup>62</sup>。また, はつり確認などの現地調査により PC 鋼材の種類を特定することで, PC 鋼材の設計値を設定できる場合もある。な お, PC 鋼材の設計値が不明なままで復元設計を実施したとしても,当初設計のプレストレスに対する差を10~20% 程度の範囲内で復元することは可能である<sup>61</sup>。



表 6.2.2 PC 鋼材の用途別変遷(PC 橋)<sup>62)</sup>

(3) 部材寸法

当初設計がある場合は一般に部材寸法を変更する必要はないが、当初設計がない場合は調査により部材寸法を明 らかにする必要がある(**表 6.2.3**)。部材寸法の調査方法には、スケールや測量により外形寸法を調べる方法や、弾 性波法により部材厚を調べる方法などがある。

構造形式	構造形式 断面形状	
ポストテンション方式 PCT 桁 (単純桁・連結桁)	床版間詰め部 アC床版 プレキャストPC桁	部材寸法は、スケールなどにより概ね 把握することができる。重要な調査項 目は、桁高、ウェブ厚、主桁間隔、床 版間詰め幅である。
ポストテンション方式 PC 中空床版桁 (単純桁・連続桁)	- 場所打ちPC床版桁	外形寸法はスケールなどにより把握 する。中空部の形状寸法は構造細目な どより机上で設定できるが、弾性波法 などによるかぶり測定結果より推定 することもできる。
ポストテンション方式 PC 箱桁 (単純桁・連続桁)	場所打ちPC床版 場所打ち PC桁	部材寸法は、スケールなどにより概ね 把握することができる。なお、連続桁 のように断面が複雑に変化する場合 は、ウェブ厚や下床版厚の変化を弾性 波法などにより調査するとよい。

表 6.2.3 部材寸法の調査方法の例

過年度調査等を踏まえ部材寸法等を推定し復元図を作成した H 橋(「付録6 既設 PC 橋の復元図の作成」参照) および当初図面がある R 橋の撤去桁を対象に,桁高とウェブ厚を解体調査により実測した結果を表 6.2.4 に示す。 当初図面の有無によらず,実測された部材寸法は設計値に比べ平均 10mm ほど大きい。また,非超過確率 5%に相 当する値は概ね設計値に一致することが確認された。

以上より、部材寸法の復元は、外形寸法を調査することで十分な精度が得られることが示された。

_	衣 0.2.4	部材 引 法 の 調 重 結 未 ( 又 间 中 关 断 面 )				
			H橋	R橋(比較)		
	桁高	設計	1200 <sup>%1</sup>	1650		
	(mm)	調査 <sup>※2</sup>	1207±0.4%	$1666 \pm 0.4\%$		
ウェブ厚		設計	150 <sup>%1</sup>	160		
	(mm)	調查※2	165±0.9%	172±3.7%		

表 6.2.4 部材寸法の調査結果(支間中央断面)

※1 過年度調査等を踏まえ部材寸法等を推定し作成した復元図より引用。

※2 桁高およびウェブ厚の実測は平均値±変動係数で表示した。

(4) PC 鋼材配置

当初設計がある場合は一般に PC 鋼材配置を変更する必要はないが,当初設計がない場合は調査により PC 鋼材配置を明らかにする必要がある。鋼材配置の調査方法には,電磁波レーダ法などによる非破壊・微破壊調査方法,あるいは,はつりにより局部的に破壊して調べる方法がある。

過年度調査等を踏まえ PC 鋼材配置等を推定し復元図を作成した H 橋(「付録6 既設 PC 橋の復元図の作成」参照)および当初図面のある R 橋の PC 鋼材配置を解体調査により実測した結果を表 6.2.5 に示す。R 橋の PC 鋼材配置は当初図面に一致した。一方, H 橋では, PC 鋼材の配置本数および鋼材位置は復元図と異なることが確認された。 とくに、PC 鋼材の配置本数は2 段目以降の PC 鋼材(図 6.2.3 の 6 と 9)の有無を判別できないことが分かった。

		H橋	R橋(比較)
PC 鋼材	設計	$12 \phi 5 mm^{3/2}$	$12 \phi$ 7mm
の種類	調査	同上	同上
	設計	9本※1	10本
配直本毅	調査	8本	同上
鋼材位置	設計	45mm <sup>**1</sup>	80mm
(最下段)	調査※2	70mm±15.0%	81mm±6.1%

表 6.2.5 PC 鋼材配置の調査結果(支間中央断面)

※1 過年度調査等を踏まえ PC 鋼材配置等を推定し作成した復元図より引用。 ※2 最下段の鋼材図心の実測は平均値±変動係数で表示した。



図 6.2.3 PC 鋼材配置(H 橋支間中央断面)

以上より, PC 鋼材配置の復元は、支間中央付近の下フランジ断面調査だけでは不十分であることが分かった。復元の精度を高めるには、支間 1/4 から支点ウェブにおける曲げ上げ状況も非破壊・微破壊調査などにより確認する ことで PC 鋼材の詳細な復元図を作成するのがよいと考えられる。 (5) プレストレス

当初設計がある場合は一般にプレストレスを変更する必要はないが、当初設計がない場合は調査によりプレスト レスを明らかにする必要がある。しかし、プレストレスを高精度に把握できる調査方法は現状ない。したがって、 現時点では上記で得られた復元図に基づく復元設計によってプレストレスを推定するのがよいと考える。

図6.2.4は1974年に竣工した張出し架設工法によるPC連続箱桁橋(橋長214.4m,支間割り55.0m+102.4m+55.0m) を対象に、部材寸法のみの情報で6名の設計者が復元設計を実施して得られたプレストレスについて、当初設計に 対する比率を示したものである<sup>61)</sup>。これによると設計者が復元したプレストレスの平均は設計値の0.96倍、変動係 数は6.5%であった。このような特殊橋梁であっても復元設計によるプレストレスの推定精度は比較的高いことが分 かる。



図 6.2.4 復元設計によるプレストレスの推定結果 6-1)

なお、既往の載荷試験によると、載荷試験における曲げひび割れ発生荷重(実験値)と復元設計から計算した曲 げひび割れ発生荷重(設計値)の比である曲げひび割れ耐力比は0.97~1.06であることが確認されている(表 6.2.6)。 したがって、年数が経過した場合の曲げひび割れ荷重は、設計上想定される曲げひび割れ発生荷重と同程度である ことが確認された。

橋名	供用 年数	PC 鋼材 破断率 (%)	載荷試験における曲げ ひび割れ発生荷重 (実験値) [A] (kN)	復元設計から計算した 曲げひび割れ発生荷重 (設計値) [B] (kN)	曲げひび割れ耐力比 [A/B]
J	26年	5	57.5	59.5	0.97
L	34年	0	2140	2110	1.01
М	38年	0	150	154	0.97
Н	55年	25	121	114	1.06

表 6.2.6 載荷試験による曲げひび割れ耐力比

曲げひび割れ耐力の設計値はPC鋼材の破断を考慮し、J橋は設計引張強度、L橋は許容引張強度、M橋とH橋は 0N/mm<sup>2</sup>(ひび割れが再度開口する際の荷重と比較するため)を用いて算定した。

## 6.3 現況の耐荷力評価に関する整理

(1) 非破壊・微破壊調査を利用した耐荷力評価

1)各要因が PC 部材の耐荷力に与える影響(2.4節参照)

H 橋撤去桁の解体調査をもとに、各要因が曲げ破壊耐力に与える影響を試算した結果を表 6.3.1 に示す。ここで、 曲げ耐力比 100%は設計値を入力した場合である。健全部におけるコンクリートの圧縮強度や PC 鋼材引張強度の不 確かさが既設 PC 橋の耐力に与える影響は曲げ耐力比で 99~104%と算出された。一方、PC 鋼材破断およびグラウ ト充填不足が支間中央で全数の 25%生じている場合の曲げ耐力比はそれぞれ 76%、93%と算出される結果になった。

以上より,現況の耐荷力評価を行ううえで重要な情報は,PC 鋼材破断本数(残存プレストレス),PC 鋼材破断位置,およびグラウト充填不足(平面保持の有無)であることが分かった。

表 6.3.1 各要因が曲げ耐力に与える影響

THE LAND	曲げ耐力比(%)※			
安囚	最小	平均	最大	
コンクリートの圧縮強度	101 (52.2N/mm <sup>2</sup> ) *3	102 (60.7N/mm <sup>2</sup> )	102 (69.3N/mm <sup>2</sup> ) <sup>33</sup>	
PC 鋼材引張強度	99 (1696N/mm <sup>2</sup> ) <sup>*3</sup>	101 (1740N/mm <sup>2</sup> )	104 (1785N/mm <sup>2</sup> ) *3	
PC 鋼材破断	76 (25%) **4	—	—	
グラウト充填不足	96 (12.5%) **4	_	_	

※1 曲げ耐力比=(カッコ内の数値を入力し計算した曲げ耐力)/(基準値<sup>32</sup>を入力して計算した曲げ耐力)×100

※2 基準値は、コンクリートは40N/mm<sup>2</sup>, PC 鋼材は1715 N/mm<sup>2</sup>を入力。PC 鋼材破断率とグラウト充填不足は PC 鋼材が8本とも損傷無しとして入力したもの。

※3 コンクリートの圧縮強度とPC鋼材引張強度の最大・最小値について、今回解体調査の材料試験値データの正規 分布から、非超過確率5%となる値を用いた。

※4 解体調査から得られた最小値として, PC 鋼材 8 本中破断 2 本 (25%), グラウト充填不足 1 本 (12.5%) を用いた。

2) 非破壊・微破壊調査の適用性(2.2節参照)

劣化が顕在化した既設 PC 橋の曲げ耐力を評価することを目的に,H 橋撤去桁の支間中央付近の下フランジについて非破壊・微破壊調査を適用した結果を表 6.3.2 に示す。表中の精度は解体調査および現況再現設計との答え合わせをした結果である。残存プレストレスと PC 鋼材破断位置に関しては既存の非破壊・微破壊調査でも 10%程度の精度を有することが確認された。一方、グラウト充填不足については PC 鋼材が密に配置され、かつ、断面形状が複雑な PC 桁下フランジへの適用は困難であることが確認された。下フランジ部のグラウト充填状況を確認するにはウェブ部のグラウト充填不足を確認して間接的に推測する方法や、削孔により直接目視する調査が必要となる。

以上より, PC 鋼材の破断は既存の非破壊・微破壊調査を組み合わせることで破断本数と破断位置を概ね把握できることが分かった。

調査項目調査方法		適用上の留意点	精度
残存プレストレス	コア応力解放法	断面修復部を避け,支間中央 下面に適用する	10%程度の誤差
PC 鋼材破断位置	漏洩磁束法	表面側のPC 鋼材に適用する	破断1本 (全数の12.5%)
グラウト充填不足	SIBIE 法	T桁下フランジには適用困難	_

表 6.3.2 既設 PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性

(2) 既存耐力式を適用するときに必要な調査方法

1)PC 鋼材が腐食している場合

腐食した PC 鋼材の機械的性質は直接確認できないため、腐食状況より推定する必要がある。

L橋の撤去桁より採取したPC鋼材の腐食状況と引張試験の結果を表 6.3.3 に示す<sup>60</sup>。腐食がより軽微である分類2以下のものであれば設計値と同等以上の引張強度を有するが,腐食が進行した状況である分類3と分類4の引 張強度は設計値を下回り,変動係数も大きくなった。また,伸びに関しては分類3と分類4では設計値の0.5 倍程 度まで低下した。

	PC 鋼材の腐食状況の分	<b>}</b> 類 <sup>6-2)</sup>	引張強さ	伸び
分類	PC 鋼材の腐	食状況	(N/mm <sup>2</sup> )	(%)
1	・ 錆があっても薄錆(表面) 「 (表す) (表す) (表す) (表す)	<sub>青</sub> )である 除錆後	1728±2%	5.94
2	点状の錆が目立つ	除錆後	1641±7%	3.38
3	断面欠損が目立つ () () () () () () () () () () () () ()	院 錆後	1477±8%	2.06
4	PC 鋼材の径が小さくなっ 除錆前	ている	1190±14%	1.76
	設計値 ( $\phi$ 5mm)		1620	4.0

表 6.3.3 腐食 PC 鋼材の引張試験結果<sup>66)</sup>

以上より, PC 鋼材の腐食状況が分類1もしくは素線の一部が分類2にとどまる範囲であれば既存耐力式を適用で きることが示された。一方、分類3や分類4の腐食が確認された場合は既設耐力式を適用できないばかりか、H橋 撤去桁調査ではその近傍で破断が確認されたことから、引張抵抗材とみなさないのがよいと考えられる。

注)引張強さは平均値±変動係数で表示した。

2) グラウト充填不足がある場合

グラウト充填不足は**写真 6.3.1~写真 6.3.2** に示すように PC 鋼材の腐食リスクを高めるとともに、耐荷力に影響 する範囲でグラウトが充填されていない場合には主桁コンクリートとの付着一体性を確保できないおそれがある <sup>63</sup>。つまり、既設 PC 橋の耐荷力を既存耐力式により評価するときには、グラウト充填不足を調査により確認し、 必要に応じてグラウト再注入を実施するのがよいと考えられる。





写真 6.3.1 グラウト充填不足部の PC 鋼材(S橋)





写真 6.3.2 グラウト充填部の PC 鋼材 (S 橋)

なお、既設 PC 橋のグラウト充填調査のポイントは文献 6-3)に整理されている。

3)コンクリート断面欠損がある場合

コンクリートに浮きや剥離といった断面欠損がある場合,あるいは、塩害を含む部分をはつり取った場合(写真 6.3.3)は、PC部材として有効断面でなくなる。PC部材の有効断面として回復させる場合は、単に断面修復するだ けでなく、追加プレストレスが必要になる<sup>60</sup>。

たとえば、図6.3.1 は断面修復材として高流動コンクリートを用いた補修桁について、施工前から補修完了後ま での各段階における応力状態の推移の解析結果を示したものである。左端のa)は健全状態での分布、b)は断面のは つり除去完了時点の応力状態,c)は断面修復を行うと共に、外ケーブル補強を施した直後の応力状態を表したもの である。そして、d)は外ケーブル補強後、約1年経過した時点での、断面修復材などのクリープを考慮した応力状 態を示したものである。このような応力状態の変化を実証するため、写真 6.3.3 に示したような断面はつりと断面 修復および外ケーブル補強の試験施工桁を供試体として、修復・外ケーブル緊張後約1年経過後の曲げ載荷試験を 実施し、ひび割れ発生荷重やたわみなどを測定した。その結果によると、図 6.3.1 に示した解析結果から想定され る曲げひび割れ発生荷重と載荷試験による曲げひび割れ発生荷重がおおよそ等しいことが確認されている<sup>60</sup>。

また、一般的な PC 桁の場合、修復可能な範囲はオーバープレストレスを回避する観点より PC 鋼材 2 段分のかぶ り程度までとされる <sup>60</sup>。たとえば、H 橋では、桁高 1200mm の約 1 割の断面欠損が認められた場合は当初断面のま まで耐荷力を回復させることが困難となる。

なお、これらの検討の詳細は文献 6-6)に示されている。



写真 6.3.3 実大 PC 部材のはつり試験状況





## 6. 4 補強の耐荷力評価に関する整理

ここでは、耐荷力の回復を目的とした外ケーブル工法による補強を適用する場合の調査方法について検討した。 (1) 外ケーブル工法の補強限界について(3.5節参照)

PC 鋼材が 25%破断した H 橋の外ケーブル補強桁の載荷試験により、外ケーブル工法の補強効果は引張鉄筋が補 強前に受ける応力履歴が降伏応力までであれば補強後の荷重応力関係は RC 計算(コンクリートが引張応力を受け 持たず、すべて鉄筋が受け持つ場合の計算)と概ね一致し、かつ、PC 計算(コンクリートに引張応力を受け持たせ た場合の計算)は安全側の設計値を与えることが確認されている(図 6.4.1)。また、既往の研究資料を含め、既設 PC 鋼材破断率が 25~29%程度以下であれば、既存の外ケーブル設計手法で評価した補強効果が期待できることが 確認されている(図 6.4.2)。なお、上記の結果はグラウトが充填されている場合に限られる。

以上より,既存耐力式により外ケーブル補強による耐荷力評価を行う場合は,既設 PC 鋼材の破断が全数の25~29%程度以下であり,グラウトが完全に充填され,かつ,過大な曲げひび割れが生じていないことを調査により把握する必要がある。



図 6.4.1 外ケーブル補強桁の荷重と引張鉄筋の応力(再掲)



図 6.4.2 外ケーブルによる曲げ耐力回復度

(2)年数が経過した外ケーブル補強効果について(4.3節参照)

H橋および既往の研究資料より11~22年使用された外ケーブル緊張材の引張はいずれも規格値を上回っている ことを確認した(図 6.4.3)。また,H橋で外ケーブル補強後21年経過した外ケーブル定着部の耐荷性能を検証した 結果,外ケーブル補強に関する文献4-1の設計方法に照らしても十分な耐荷性能を有することが確認された(表 6.4.1)。



図 6.4.3 年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度

表 6.4.1	外ケーブル定着	6結果(表 4.4	4.2 より引用)	
		実験値	設計値	実験値

	夫厥但	<b> </b>	夫厥但
	(kN)	(kN)	/ 設計値
弹性限界荷重	720	463	1.55
せん断伝達耐力	1199	783	1.53

注)設計値は、文献4-1の設計方法により算出した。

(3)橋全体としての耐荷力について(5章参照)

ここまでの考察は、橋を構成する主部材の耐荷力についてである。一方、橋全体としての耐荷力についても補強 を行う前に、調査により把握する必要がある。

たとえば、F橋の現地載荷試験によると実測された破壊荷重は3300kNであり、事前調査によりPC鋼材12本中 1本程度が破断した状態であっても設計断面力(終局荷重時1246kN)を大きく上回ることが確認された。この現地 載荷試験の結果をもとに、PC鋼材の破断本数と横分配の有無を変化させた場合の破壊荷重を推定した結果を図 6.4.4 に示す。極端な例であるが、横分配を期待しないことは、PC鋼材破断に比べ橋全体としての耐荷性能の低下 に与える影響が大きいことが分かる。

また,F橋は1960年に建設された一等橋(活荷重TL20)であるが,当初設計の設計断面力は道路橋示方書にお ける同規格の橋よりも大きく,平成24年道路橋示方書のB活荷重に相当するものであった(図6.4.5)<sup>6-11)</sup>。現在の 設計に比べ安全側に設計された要因は,設計荷重時の算出段階で横分配を小さく見積る手法であったこと,終局荷 重時を2.1 (D+L)と現在の1.7 (D+L)より大きく見積もることが挙げられる。

以上より,補強にあたっては部材単位の耐荷力だけでなく,橋全体として求められる耐荷力に対しても補強設計 を行うべきことが示された。



図 6.4.4 劣化状況の違いが橋全体耐力に与える影響(再掲)



図 6.4.5 設計基準の違いが設計断面力に与える影響(再掲)

## 6.5 本章のまとめ

既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する整理を行った結果,次の知見が得られた。

- (1) 撤去PC桁を対象とした材料試験や寸法調査では当初設計の規格値以上となっていることから、当初設計などにより材料強度や部材寸法を把握できる場合にはそのまま設計値に反映できる。一方、現地調査に基づき設計強度を推定するときには経年の影響や部位形状のばらつきを考慮する必要がある。また、PC鋼材配置の復元の精度を高めるには、詳細な調査による復元図の作成と復元設計の実施が欠かせない。
- (2) 現況の耐荷力評価を行ううえで重要な情報は PC 鋼材の破断本数(残存プレストレス)と破断位置,およびグ ラウト充填不足であり,既存の非破壊・微破壊調査手法を組み合わせることでこれらの情報を概ね把握するこ とができる。また,既存耐力式を適用するときには,PC 鋼材やコンクリートの状況を現地調査により把握し, 適用の可否を確認する必要がある。
- (3) 現地調査により PC 鋼材破断率が 25~29%程度以下かつグラウトが十分に充填されていることが確認された既設 PC 桁であれば、外ケーブル工法による補強効果が確実に発揮されることを示した。ただし、補強にあたっては外ケーブル補強効果の年数が経過した場合の影響は考慮しなくてよいものの、部材単位の耐荷力だけでなく、橋全体として求められる耐荷力に対しても補強設計を行う必要がある。

# 6章の参考文献

- 6-1) プレストレストコンクリート技術協会: PC 構造物の復元設計研究委員会成果報告書, 2010.3
- 6-2) 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—PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015 年版】, 2015.3
- 6-3) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター,一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書-既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査-,共同研究報告書第488号,2016.3
- 6-4) 青木圭一,渡邉晋也,三加崇,宮永憲一,睦好宏史:供用後40年経過したPC桁の性状から推定されるPC 橋の性能評価,土木学会論文集E2, Vol.71, No.3, pp.283-302, 2015
- 6-5) 櫻井義之,國富康志,山本将,大島義信:非破壊調査による既設 PC 橋の性能評価に関する検討,第28回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.393-398, 2019.11
- 6-6) プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き(案)[断面 修復工法], 2009.9
- 6-7) 渡辺遼,清水宏一朗,山本将,石田雅博:損傷を有する PC 桁の外ケーブル補強効果に関する研究,第28回 プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.605-610, 2019.11
- 6-8) 北野勇一,三本竜彦,山本将,石田雅博:既設 PC 橋の補強材として 21 年使用された外ケーブルの解体調査, 第 28 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.579-582, 2019.11
- 6-9) 小野塚豊昭,北野勇一,藤原保久,村井弘恭:撤去PC桁を用いた外ケーブル補強工法定着部の載荷試験,
  第 28 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.611-614, 2019.11
- 6-10) 吉田英二,石田雅博,西須稔,清水宏一朗:撤去予定のPCポステンT桁橋を活用した現地実橋耐荷力試験, 第27回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.593-596, 2018.11
- 6-11) 國富康志,北野勇一,吉田英二,石田雅博: PC 橋の補修補強技術の高度化に関する研究,第27回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.589-592,2018.11

# 7章 まとめ

#### 7.1 本研究の成果

本研究では, 既設 PC 橋の各種条件に応じた性能評価法の確立および信頼性の高い補修補強技術の確立を目的に 各種検討を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 2章では、既設 PC 橋の性能評価法が損傷を有する場合について十分に確立されていないという課題に対し、 損傷を有する PC 橋への非破壊・微破壊調査の適用性について撤去 PC 桁を用いて検証するとともに、各種 劣化が PC 部材の耐力に与える影響を実際の道路橋設計手法に準じて検討した。その結果、既存の非破壊・ 微破壊調査手法を組み合わせることで既設 PC 部材の耐荷力を概ね評価できることを確認した。
- 3章では、既設 PC 桁の外ケーブル補強効果が十分に検証されていないという課題に対し、撤去 PC 桁の載 荷試験を実施し、外ケーブル補強効果に関する検討を行うとともに、外ケーブル工法の補強効果が確実に発 揮可能な限界について考察した。その結果、本試験による知見および既往の研究結果より、桁の損傷度合い や構造形式などにより違いはあるものの、既設 PC 鋼材破断率が 25~29%程度以下であれば、既往の外ケー ブルの設計手法で評価した補強効果が期待できることを示した。
- ・ 4章では、年数が経過した既設 PC 橋の外ケーブル補強効果が不明であるという課題に対し、外ケーブル張力、外ケーブル緊張材、および外ケーブル定着耐力の年数が経過した場合の影響について実験的に確認した。 その結果、外ケーブル補強後 21 年が経過した既設 PC 橋を対象に調査した外ケーブルの張力は概ね設計値を 満足すること、既往研究を含め、年数が経過した外ケーブル緊張材の引張強度はいずれも規格値を上回って いることが確認された。さらに、外ケーブル定着部は、外ケーブル補強に関する文献 41 の設計方法に照ら しても十分な耐荷性能を有することが確認された。。
- ・ 5章では、実橋載荷試験により実耐力を検証するとともに、各種要因が実橋耐荷力に与える影響について試算により検討した。その結果、載荷試験時点の最大耐力は設計耐力を十分に確保すること、最終的な橋全体としての耐荷力はG1桁単体の破壊後も横桁を介した荷重分配効果によって維持されることが確認された。 ただし、実橋の耐荷性能に及ぼす影響要因は多岐にわたり、各部材の劣化状況が橋全体の性能低下に与える影響については不明な点も残された。
- 6章では、2~5章で得られた知見に基づき、既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法について整理した。
   その結果、当初設計などにより材料強度や部材寸法を把握できる場合にはそのまま設計値に反映できるが、
   現地調査に基づき設計強度を推定するときには経年の影響や部位形状のばらつきを考慮する必要があること、
   既存の調査手法を組み合わせることで既設 PC 部材の現況の耐荷力や補強工法の適用の可否を概ね評価できることを示した。

#### 7.2 今後の課題

PC 構造物で予想される劣化シナリオと補強効果が確実に発揮可能な限界のイメージを図7.2.1 に示す。PC 構造物のメリットは劣化が多少進行しても弾性範囲であり続ける期間が構造上の寿命に対し長いことだと考える。逆にいえば、劣化が顕著になってからの性能低下の期間は構造上の寿命に対して短く、弾性範囲を超えて現有性能の不確かさが増大する際の速度も大きい。さらにいえば、前者のように現有性能が低下していない状況においては補修補強を適切に行うことで補修補強効果が確実に得られる可能性が高い(予防保全が有効)と考えられ、逆に、後者のように現有性能が低下している状況においては適切な補修補強を行うために現有性能の不確かさを正確に見積もらないと確実な補修補強効果が得られない可能性が高いと考える。

本研究では、このような補強効果が確実に発揮可能な限界として PC 構造物における引張鉄筋の降伏が目安にな ることを明らかにした。そして、本研究にて得られた知見を実務に反映することにより、既設 PC 橋における現有 性能の不確かさを従来よりも小さくでき、より信頼性の高い耐荷力評価が可能になると考えられる。しかしながら、 補強効果が確実に発揮可能な限界を超える場合(鉄筋降伏以降)の耐荷力評価、あるいは耐久性の観点から制限さ れるべき耐荷性能についてはさらなる検討が必要である。後者については、たとえば、塩害地域に建設された既設 PC 橋において耐荷性能を確保する期間中に鋼材腐食などの劣化が生じることが想定される場合は、耐久性を確保す る対策(表面塗装や電気防食など)を講じない限り、耐久性の低下度合いを考慮し、既設 PC 橋の耐荷性能に対し 安全側の評価となるように何かしらの制限(想定される鋼材腐食に応じて、応力の制限あるいは断面積の低減)を 設けたうえで耐荷力を評価する必要がある。

また、本研究では、補強効果が確実に発揮可能な限界の範囲内において、損傷した既設 PC 橋の曲げ耐力評価、 あるいは外ケーブル補強設計に用いられる既存耐力式を適用できることを明らかにした。しかしながら、これ以外 の既存耐力(せん断,ねじり、押抜きせん断の耐力)式、より高度な計算機科学による耐荷力評価(FEM のような 数値解析による評価、非線形解析などを利用したシミュレーションによる評価など)については未検討であること や、耐荷力評価に必要な非破壊・微破壊調査の精度を向上させることが今後の課題として残された。



図 7.2.1 PC 構造物で予想される劣化シナリオと補強効果が確実に発揮可能な限界のイメージ

# 付 録

# 付録1 撤去PC桁の非破壊・微破壊調査

1. 非破	壊・微破壊調査の概要110
2. 調査	を行った桁の損傷状況110
3. 漏洩	磁束法による PC 鋼材破断調査112
3. 1	調查目的 112
3. 2	測定原理と適用範囲112
3. 3	調査方法112
3.4	調査結果
3. 5	考察114
4. コア	応力解放法による残存プレストレスの調査115
4. 1	調査目的115
4. 2	測定原理115
4. 3	調査方法115
4. 4	調査結果116
4. 5	考察
5. SIBI	E 法によるグラウト充填度の調査118
5.1	調査目的118
5. 2	測定原理
5.3	調査方法118
5.4	調査結果
5.5	考察
6 まと	کم 120

#### 1. 非破壊・微破壊調査の概要

PC 橋の現況再現設計を行うために必要となる,「PC 鋼材の破断の有無」,「残存プレストレス」,「グラウト充填状況」について付表 1.1.1 に示す非破壊・微破壊調査を行った。



付表 1.1.1 実施した非破壊・微破壊調査の目的

# 2. 調査を行った桁の損傷状況

調査を行った桁は、断面修復材の損傷、およびひび割れ・浮きが多数発生していた。また、損傷箇所は、海側の 側面かつ支間中央より A2 側に集中していた。ひび割れは、表面被覆材で覆われた状態で確認できたものである。 そのため、非破壊・微破壊調査の実施位置は、架橋位置の外観で確認できた損傷状況から、内部鋼材の損傷が懸念 される位置を中心に決定した。損傷が集中していた範囲の損傷状況を付図 1.2.1 に示す。

各非破壊・微破壊調査の測定位置は、以下の条件より決定した。

### 漏洩磁束法による PC 鋼材破断調査

- ・鋼製材が使用されている外ケーブル偏向部は避けた。
- ・破断検知が可能な、かぶり160mm程度までの箇所とした。
- ・支間中央より P2 側と A2 側で損傷状況が大きく異なるため、対称比較を行うこととした。
- 以上より、偏向部を避けた支間中央から±4.0mの範囲を対象とした。

#### コア応力解放法による残存プレストレスの調査

- ・応力状態が把握しやすい PC 鋼材直線配置区間とした。
- ・断面修復が行われていない範囲とした。

・ひび割れが無い範囲とした。

・支間中央より P2 側と A2 側で損傷状況が大きく異なるため、対称比較を行うこととした。 以上より、支間中央から±1.0m および±2.0m 離れた付近とした。

# SIBIE 法によるグラウト充填度の調査

・衝撃波に影響を与える空隙や浮きが存在する部位は避けた。

・損傷が多く見られグラウト充填不足が懸念される範囲とした。

以上より、A2支点側の曲げ上げ区間を対象とした。





# 付図 1.2.1 桁の損傷状況

#### 3. 漏洩磁束法による PC 鋼材破断調査

# 3. 1 調査目的

PC 鋼材の破断位置を確認することを目的として,維持管理記録より,PC 鋼材の破断が確認された支間中央から 支間 1/4 の主桁下フランジ部において,「漏洩磁束法」により PC 鋼材破断調査を行った。

#### 3.2 測定原理と適用範囲

付図 1.3.1 に漏洩磁束法の測定原理を示す。漏洩磁束法は、PC 鋼材が強磁性体であることを利用し、コンクリート表面から PC 鋼材を磁石により磁化し(この作業を着磁という)、磁化された PC 鋼材による残留磁束密度を測定することにより、鋼材破断の有無や破断位置を検知する非破壊調査手法である。漏洩磁束法は、下記に示す適用範囲内で調査が可能である。

- ・PC 鋼材の芯かぶり 160mm 程度まで破断検知が可能である。強力磁石を用いた場合では、さらに 200mm 程度 まで可能となる。
- ・シースの種類(鋼製またはプラスチック製), PC 鋼材の種類によらず適用可能である。なお、破断位置における磁束密度のピーク差は, PC 鋼より線>PC 鋼線>PC 鋼棒の傾向となる。
- ・PC 鋼線の破断については、12 ø 7mmの PC 鋼材で芯かぶりが 100mm の場合では、3本以上が検知可能である。



付図 1.3.1 漏洩磁束法の測定原理

3.3 調査方法

付図 1.3.2 に漏洩磁束法による調査範囲を示す。



調査は、磁石ユニットを橋軸方向に一往復滑らせてコンクリート中のPC 鋼材を着磁させ(付写真 1.3.1, 1.3.2)、 磁気計測ユニットを用いて PC 鋼材直上のコンクリート表面における磁束密度を測定した。なお、今回の調査にお いては以下の点についても考慮した。

- ・2 段目以降の PC 鋼材には着磁ができないため、C5、C8 ケーブルは測定の対象外とした。
- ・着磁範囲は橋軸方向に3m以上確保した。
- ・偏向部は鋼製材を用いているため、この部分から60cm程度は着磁させないこととした。
- ・障害物があると調査範囲が限定されるため、外ケーブルを外して行った。



注)図中の矢視と数字は磁束密度の測定ライン 付写真 1.3.1 磁石ユニットによる着磁状況



注) 図中の矢視と数字は磁束密度の測定ライン 付写真 1.3.2 磁気計測ユニットによる 磁束密度測定状況

#### 3. 4 調査結果

付図 1.3.3 に磁束密度の測定例を示す。横軸は支間中央からの距離,縦軸は磁束密度を示す。なお,凡例の 205 ~45 の数値は断面方向の測定ラインを示している。海側の側面に着目すると,支間中央から 1860mm 付近の基準 点からの高さ 155mm と 205mm および 3520mm 付近の基準点からの高さ 155mm の位置において S 字波形がみられ たことから, C4, C7 の一部の PC 鋼線が破断している可能性があると推定される。一方,山側の側面では S 字波形 がみられず, PC 鋼材の破断はないと推定される。なお,磁束密度が凸状の波形となっている部分は鉄筋の影響を受 けたものである。



付写真 1.3.3 に PC 鋼材破断調査結果を示す。調査範囲内において, PC 鋼材破断の可能性があるのは6箇所であった。うち5箇所は,海側の PC 鋼材であり,維持管理記録と概ね整合する。また,一断面の最大破断本数は2本であり,これについても維持管理記録と合致した。



付写真 1.3.3 PC 鋼材破断調査結果

3.5 考察

本調査の実施より、漏洩磁束法の適用について以下のことが明らかとなった。

- ・調査対象橋梁では、全主桁について鋼板接着または外ケーブル補強がなされていた。この状況で下フランジに 配置された PC 鋼材の破断検知を漏洩磁束法により実施する場合は、外ケーブル補強桁の下面側からの調査に よる最下段の PC 鋼材(C1,C2,C3 ケーブル)への適用に限られる。
- ・仮に、補強前に調査を行う場合は、以下に示す部位を除けば適用可能となる(付図 1.3.4)。 ①PC 鋼材定着部近傍(端部定着部は端横桁、上縁定着部は上フランジがあり磁束密度計測ができない) ②桁端部でウェブ厚が 300mm を超える部位

③横桁部近傍で中段以上の PC 鋼材(着磁ができない,ただし下段 PC 鋼材は桁下面からであれば着磁可能) ④2 段目以降の PC 鋼材(C5, C8)



付図 1.3.4 漏洩磁束法の不適用箇所の例

# 4. コア応力解放法による残存プレストレスの調査

# 4. 1 調査目的

残存プレストレスを把握するため、「コア応力解放法」により健全部の有効プレストレスを確認した。また、前述の漏洩磁束法の結果と合わせて、PC 鋼材の破断箇所と破断本数を推定した。

#### 4. 2 測定原理

付図 1.4.1 にコア応力解放法の測定の概要を示す。有効応力を推定する位置を中心として、コンクリート表面に 応力方向 (x 方向) および直角方向 (y 方向) にひずみゲージを貼り、コア切込み前後のひずみをそれぞれ計測する。 乾燥収縮の内外拘束などの影響をキャンセルする目的で、応力推定には2方向のひずみ差を利用する。また、乾燥 収縮、クリープおよびこれらに起因する鋼材拘束ひずみといった時間依存ひずみを考慮した提案式から有効応力を 算出する技術である。



付図 1.4.1 測定の概要

#### 4.3 調査方法

測定位置を**付図 1.4.2** に示す。調査位置は、PC 鋼材の曲げ上げ区間となった場合、PC 鋼材の角度から分力を計算するなどの補正が必要となり、設計値との誤差が大きくなることから対象外とし、支間中央付近を対象とする。



付図 1.4.2 測定位置図 (側面図)

調査は、計測位置に空洞や浮き、異物混入などが無いことを確認してクロスゲージを貼り付け(付写真 1.4.1)、 ひずみ解放前の初期値を確認した。次に、コアドリルで切削(付写真 1.4.2)して解放ひずみを測定した(付写真 1.4.3)。測定は2方向のひずみ差が安定するまで30分程度継続して行った。また、有効プレストレスの算出に必要 な主桁コンクリートの静弾性係数およびポアソン比を計測するため、φ50mm(L=100mm 程度)のコア削孔を実施 してテストピースを採取した。なお、今回の測定では非破壊・微破壊調査後に載荷試験を行うため、コアは隣接す る別の桁から採取した。その他、計測時に配慮した点を以下に示す。

- ・断面修復を行っていない箇所であること。
- ・測定箇所付近にひび割れがないこと。
- ・測定箇所付近にポップアウトがないこと。
- ・測定位置が乾燥していること(ゲージ接着性)。
- ・一方向のプレストレスが一様に分布する断面であること(たとえば支間中央の4m区間)。
- ・作業高さが80cm以上確保できること(アンカー用ドリルの作業性)。
- ・鉄筋量などの諸元が明確であること。



付写真 1.4.1 クロスゲージの 貼付状況



付写真 1.4.2 コアドリルによる 切込み状況



付写真 1.4.3 ロガー計測とパソ コンのモニタリング

### 4. 4 調査結果

コア応力解放の検討に使用する静弾性係数およびポアソン比の測定結果を付表 1.4.1 に示す。

試験体番号	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弹性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
1	45.1	25364	0.228
2	56.3	34628	0.222
3	43.2	41217	0.360
平均	48.2	33736	0.270

#### 付表 1.4.1 静弾性係数およびポアソン比

計測ひずみ結果および算定した有効ひずみ結果を**付表 1.4.2** に示す。なお、クリープ係数・乾燥収縮ひずみは詳細な資料がないためコンクリート標準示方書で示されている値の平均を使用した。

	計測で	) ずみ	乾燥収縮ひずみ クリープ 係数		鉄角	5量	有効ひずみ	静弹性係数
番号	x 方向 (µ)	y 方向 (µ)	(コン示) (µ)	(コン示)	x 方向 (mm <sup>2</sup> )	y 方向 (mm <sup>2</sup> )	計算値 (µ)	(N/mm <sup>2</sup> )
1	-413	-227	306	2.4	539	212	-150	33736
2	-330	-105	306	2.4	539	212	-182	33736
3	-154	-28	306	2.4	539	212	-102	33736
4	-213	-105	306	2.4	539	212	-88	33736

付表 1.4.2 有効ひずみの計算結果

測定結果から算定した有効プレストレスの結果と設計値の比較結果を**付表 1.4.3** に示す。なお,設計値は設計図 書が残されていなかったため,鋼材配置などを仮定した復元設計の値(建設時を想定)とした。また,測定時は補 強のための外ケーブルを外した状態であったため,その影響は設計値に加味していない。

-	死荷重時	(自重+プレ)	自重	残存プレストレス					
番号	設計値	設計値推定値		設計値	設計値 推定値		比率		
	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	推定/設計		
1	9.5	5.1	-5.3	14.8	10.4	-4.4	70%		
2	9.5	6.1	-5.3	14.8	11.3	-3.4	77%		
3	9.5	3.4	-5.3	14.8	8.7	-6.1	59%		
4	9.5	3.0	-5.3	14.8	8.3	-6.5	56%		

付表 1.4.3 コア応力解放による残存プレストレスの算出結果

コア応力解放による残存プレストレスの推定では、設計値として算出したプレストレスに対して約23~44%の減 少率となった。8本のPC 鋼材( $12\phi5$ )の内、1.84~3.52本程度が破断している可能性がある。今回測定した結果 の番号1と4は、前述の漏洩磁束法の結果(**付写真 1.3.3**)に示す支間中央から-2000mm 位置と+1860mm 位置に近 い計測点になる。漏洩磁束法の結果では、それぞれの位置での鋼材破断本数が1本および2本と推察されている。 コア応力解放法の結果においても、番号1では2~3本程度、番号4では3~4本程度のPC 鋼材破断の可能性があ る結果となっており、漏洩磁束法より大きい傾向を示した。

### 4.5 考察

本調査の結果より、コア応力解放法の適用性について以下のことが明らかとなった。

- ・調査橋梁のように鋼板接着や外ケーブル補強が行われている場合、その影響を考慮した設計値が必要となる。
- ・調査橋梁のように下フランジ下面の一部(海側の側面のみ)に断面修復が施されていても、断面修復が実施さ れていない部位が残っていれば精度良く測定できる。
- ・コア応力解放法では、主桁に導入されている実際のプレストレス量を想定できるため、現況再現設計を行うためには重要な調査手法といえる。
- ・支間中央以外や主桁ウェブ面は応力が一様でない事に加え、曲げひずみも小さくなることから、材料の不均一 性によるひずみ誤差の影響を受けやすくなる。

# 5. SIBIE 法によるグラウト充填度の調査

#### 5.1 調査目的

外観上,損傷が激しく PC 鋼材の破断が懸念される支間中央より A2 側に対して,「SIBIE 法」によりグラウト充 填状況の調査を行った。

#### 5.2 測定原理

付図 1.5.1 に SIBIE 法の概要図を示す。SIBIE 法は、インパクトエコーの原理を利用し、反射波の周波数スペクト ルを算定する。周波数スペクトルから SIBIE 解析によりイメージング(コンター図化)してグラウト充填状況を判 定する技術である。SIBIE 解析は、計測対象範囲を要素分割し、各要素に対して、理論解で得られた共振周波数と 実測した周波数スペクトルとの関係から、反射波の強さを解析する技術である。

図に示す黒丸はシースの位置を表しており、コンター図は、調査対象位置でのコンクリート断面の弾性波の反射 の強さを表している。反射の強い部分は赤い領域で示され、そこに境界(反射源=空洞)が存在することを示して いる。判定方法は、上のコンター図ではシースより左側に反射の強い赤色の領域が現れており、シース内のグラウ トは充填不足であると判定する。下のコンター図は衝撃入力した面と反対の桁側面の左側に赤色の領域が現れてお り、シース内のグラウトは充填であると判定する。



#### 5.3 調査方法

測定位置を付図 1.5.2 に示す。調査位置は、PC 鋼材位置を非破壊調査で確認後、PC 鋼材の曲げ上げ区間で計測 可能な範囲で上方部と、過去に PC 鋼材の破断が確認された位置付近を対象とした。

調査は、測定点を中心に±50mm離れた2箇所に加速度計を設置(付図 1.5.3)し、バネ式の衝撃入力装置(付写 真 1.5.1)により衝撃を入力して反射波を波形記録装置(付写真 1.5.2)に記録する。記録した波形結果よりイメー ジングを行い、コンター図からグラウト充填状況を判定する。なお、今回の調査においては以下の点について考慮 した。

- ・衝撃は空洞部で反射するため、内部空洞や浮きがある部位は対象外とした。
- ・衝撃の入力面と反射面が平行でないと、入射角と反射角が一定でなく計測精度が低下する可能性があるため、 ウェブ拡幅部や下フランジハンチ部の結果は参考値とした。



付図 1.5.2 SIBIE 法の計測位置図



付図 1.5.3 加速度計設置位置

付写真 1.5.1 衝撃入力装置

付写真 1.5.2 波形記録装置

### 5. 4 調査結果

本検討では、桁の耐荷力評価を目的としているため、測定を行ったうち、支間中央部となる調査番号「①-3」、「F-1」、 「F-2」に着目し、その結果を付表 1.5.1 に示す。調査点においてグラウト充填不足が確認されたのは、調査番号 F-1 であった。調査番号 F-1 は外観上の損傷が大きい位置付近であった。

調木采旦	調本位異			調査結果	評価	判定記号の説明		
<u> </u>	前往小山里	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	計刊Щ	○:充填
①-3	ウェブ	$\triangle$	*	$\triangle$	$\triangle$	*	$\triangle$	× : 充填不足
F-1	下フランジ	×	×	×	*	*	×	△:充填不足の可能性あり
F-2	下フランジ	×	×	*	*	$\triangle$	*	※:判定困難

付表 1 5 1	調杏結里—暫
11J衣 I.O.I	

今回測定した下フランジ部(調査番号 F-1, F-2)は、前述の漏洩磁束法の結果(**付写真 1.3.3**)に示す支間中央から 3520mm 位置に近い測定点になる。漏洩磁束法の結果では、鋼材破断本数が2本と推察されており、SIBIE 法でもグラウト未充填が確認されていることから、PC 鋼材の腐食もしくは破断している可能性があると推定される。

#### 5.5 考察

本調査の結果より, SIBIE 法の適用性について以下のことが明らかとなった。

- ・PC 鋼材配置が不明な場合は、PC 鋼材位置を正確に把握しなければ測定が困難となる。今回の測定ではPC 鋼材位置を電磁波法によって確認したが、設計図書が残されておらず、おおよそのPC 鋼材位置が不明な場合には、電磁誘導法も併用してPC 鋼材位置の計測精度を向上させるなどの対処を行った方がよいと考えられる。
- ・調査を行った桁はひひ割れや浮き、断面修復材の損傷などが生じており、これらの条件が測定に大きく影響した可能性があるものと推定される。

## 6. まとめ

今回実施した非破壊・微破壊調査に対し,配慮した留意事項と適用範囲を付表 1.6.1 に示す。漏洩磁束法および コア応力解放法は、PC 鋼材が直線に配置された区間での測定が必要となる。また、コア応力解放法と SIBIE 法は、 損傷部を避ける必要がある。その他、調査手法個別の適用範囲が存在するが、基本的に耐荷力の評価で必要となる 支間中央部に対しては、すべての調査項目が概ね実施可能である。ただし、漏洩磁束法と SIBIE 法は測定面に対し て最外縁側の PC 鋼材のみが対象となる。

以上のことから,耐荷力評価を行うための漏洩磁束法およびコア応力解放法は支間中央での測定を基本とする。 なお,グラウト充填は上縁定着などの定着部近傍に発生する懸念が高いため,桁端部を中心に調査するとともに, PC 鋼材の破断が疑われる部位は,支間中央部でも調査する必要がある。

調査項目	かぶり	部材厚	PC 鋼材 種類	PC 鋼材 配置	損傷 (ひび割れ ・浮きなど)	その他(留意事項)
漏洩 磁束法	160mm 程度 以下 <sup>*1</sup>	<b>300mm</b> 程度まで	鋼製 (磁化さ せるため)	直線区間 (かぶり 一定)	_	・PC 鋼材を磁化させるため、部材表面の鋼製材料から 600mm 程度離した範囲とする必要がある (本橋 は外ケーブル偏向部が鋼製材料であった)。 ・多段配置の PC 鋼材は最外縁側のみ測定可能。
コア応力 解放法	_	-	_	直線 区間 <sup>*2</sup>	損傷部は 避ける	<ul> <li>・調査位置内部に空洞や異物混入があると影響を受ける。</li> <li>・プレが導入されていない断面修復部は測定不能。</li> <li>・桁の応力状態が複雑な部位 (PC 鋼材曲げ上げ部など) は推定精度に影響を与える。</li> </ul>
SIBIE 法	_	<b>600mm</b> までの 内部空洞	_	配置形状 が分かれ ば良い	損傷部は 避ける	<ul> <li>・調査位置のシース内以外に空洞が存在すると影響を受ける。</li> <li>・衝撃波の入射面と反射面が平行でない部位(ハンチ面など)は測定困難。</li> <li>・多段配置のPC鋼材は最外縁側のみ測定可能。</li> </ul>

付表 1.6.1 非破壊・微破壊調査の適用範囲(本検討での配慮事項)

※1: 強力な磁石を使用すれば 200mm 程度まで可能。 ※2: 直線区間以外は応力状態が複雑となる。

# 付録2 撤去PC桁の解体調査

1.	概	要.		122
2.	調	查数	2量および調査位置	122
3.	解	体調	暨	124
ć	3.	1	圧縮強度・静弾性係数試験	124
ć	3.	2	割裂引張試驗	125
ć	3.	3	中性化深さ測定	125
ć	3.	4	塩化物イオン濃度測定	127
	3.	5	下フランジのはつり調査	130
÷	3.	6	切断面調査	132
ć	3.	7	軸方向鉄筋・PC 鋼材の引張試験および腐食減量の測定	139
ę	3.	8	現況復元図,損傷状態記録図	145

# 1. 概要

撤去 PC 桁の解体調査は、載荷試験の結果と非破壊・微破壊調査の妥当性を検証することを目的に実施した。

# 2. 調査数量および調査位置

調査項目および数量を付表 2.2.1 に示す。また、試料採取および調査位置を付図 2.2.1 に示す。

No.	項目		単位	数量	規格・寸法・備考など
			- The last		φ75×150×10本(上フランジから採取)
1	上縮强度・静理性化	糸数試験	試料	20	φ75×150×10本(ウェブから採取)
	生11万11日13日3-24	EA-	1244€	12	φ75×150×6本(上フランジから採取)
2	刮农力放政。	泱 	武不子	12	φ75×150×6本(ウェブから採取)
3	中性化深さ測	腚	試料	12	割裂引張試験を行ったコアの割裂面を利用
			本	2	φ75×150×2本(ウェブから採取)
4	塩化物イオン濃		10	φ25×100×9本, φ25×50×1本	
		*		(下フランジの側面から採取、小径コア)	
_	エマニンバのけっ	- 10 <del>3</del> ⊞ <del>*</del>	3	0.38	幅B=350mm×高さH=200mm
2	トノフシンのはシ	り調査	m		橋軸方向寸法は付図 2.2.1 による
					切断面位置はPC鋼材定着部(桁端部:切断面1,上縁定着部:
6	切断面調查	Ê	箇所	6	切断面2~4)および非破壊・微破壊調査によりPC鋼材破断
					が推定された位置(切断面5,切断面6)を対象とした。
		鉄筋	本	4	腐食有無の異なる4本(腐食あり2本、腐食なし2本)を採取
7	り 張 食 減量の 測定		-	20	腐食程度の違う4箇所(健全,表面錆,孔食,減肉による径
		PC 鲕树	4	20	減少)から5本ずつ,計20本を採取
8	現況復元図,損傷状	態記録図	式	1	

付表 2.2.1 調査数量



付図 2.2.1 解体調査位置図

# 3. 解体調査

# 3. 1 圧縮強度·静弾性係数試験

ウェブおよび上フランジで採取したコンクリートコア試験体を用いてコンクリートの圧縮強度試験および静弾性 係数試験を行った結果を付表 2.3.1 に示す。試験方法は JISA 1108, JISA 1149 による。

建設省土木構造物標準設計(1969年(昭和44年)発行)から、本撤去 PC 桁の設計基準強度は40N/mm<sup>2</sup>と推定 される。付表 2.3.1 から計算される圧縮強度の中央値は $\mu$ =60.7N/mm<sup>2</sup>、変動係数は $\delta$ =9%であり、設計基準強度を 十分満足し、ばらつきも一般的なコンクリートの製造時の品質と同程度(10%程度)であった。

供試	体符号		直径 (mm)	高さ (mm)	h/d	最大 荷重 (N)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	補ī 圧縮強 (N/m	E 0度** m <sup>2</sup> )	靜 係 (kN/i	単性 数 mm <sup>2</sup> )	
		1	74.6	141.5	1.897	281000	64.3	63.8		29.1		
		2	74.6	140.3	1.881	252000	57.7	57.2		35.4		
	P2 側	3	74.6	146.8	1.968	284000	65.0	65.0	60.2	32.7	32.6	
		4	74.6	147.0	1.971	257000	58.8	58.8		33.0		
トフランバン		5	74.6	145.4	1.949	246000	56.3	56.3		32.7		
		1	74.6	141.8	1.901	260000	59.5	59.5		33.1	31.6	
	A2 側	2	74.6	143.1	1.918	249000	57.0	57.0		31.7		
		3	74.6	139.4	1.869	273000	62.5	61.8	59.4	30.6		
		4	74.6	146.4	1.962	267000	61.1	61.1		33.9		
		5	74.6	143.3	1.921	252000	57.7	57.7		28.8		
			1	74.6	144.6	1.938	254000	58.1	58.1		34.7	
		2	74.6	146.2	1.960	263000	60.2	60.2		33.1	1	
	P2 側	3	74.6	145.7	1.953	243000	55.6	55.6	55.8	33.0	34.4	
		4	74.6	142.6	1.912	223000	51.0	51.0		36.1		
ウィブ		5	74.6	145.2	1.946	237000	54.2	54.2		35.0		
リエノ		1	74.6	146.1	1.958	280000	64.1	64.1		35.1		
	A2 側	2	74.6	142.2	1.906	288000	65.9	65.9		36.9		
		3	74.6	145.4	1.949	322000	73.7	73.7	67.4	43.2	37.2	
		4	74.6	143.1	1.918	298000	68.2	68.2		36.5		
		5	74.6	146.4	1.962	285000	65.2	65.2		34.1		

付表 2.3.1 圧縮強度·静弾性係数試験結果

※ h/d が 1.90 未満の場合について補正係数を用いて圧縮強度を補正した。

#### 3.2 割裂引張試験

ウェブおよび上フランジで採取したコンクリートコア試験体を用いてコンクリートの割裂引張試験を行った結果 を付表 2.3.2 に示す。試験方法は JIS A 1113 による。

本撤去 PC 桁の圧縮強度の中央値 60.7N/mm<sup>2</sup>から推定される引張強度は 3.6N/mm<sup>2</sup>程度(= $0.23 \times 60.7^{23}$ ) である。 付表 2.3.2 から計算される割裂引張強度の中央値は $\mu$ =7.29N/mm<sup>2</sup>,変動係数は  $\delta$ =5.6%であった。割裂引張強度は 圧縮強度からの推定値よりも大きい値を示した。

供試体	均号		直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (N)	引張引 (N/m	) 全 (1997) (1997)
		6	74.6	162.6	136000	7.14	
	P2 側	7	74.6	171.2	135000	6.73	6.87
トフランパン		8	74.6	163.0	129000	6.75	
上ノノンシ		6	74.6	161.8	134000	7.07	
	A2 側	7	74.6	160.3	147000	7.83	7.63
		8	74.6	167.9	157000	7.98	
	P2 側	6	74.6	164.1	144000	7.49	
		7	74.6	163.0	136000	7.12	7.44
ウェブ		8	74.6	160.6	145000	7.71	
917		6	74.6	164.3	134000	6.96	
	A2 側	7	74.6	161.5	140000	7.40	7.22
		8	74.6	165.1	141000	7.29	

付表 2.3.2 割裂引張試験結果

# 3.3 中性化深さ測定

割裂引張試験後のコア試験体を用いて、コンクリートの中性化深さを測定した。中性化深さの測定はJISA1152 による。測定時の状況写真と測定結果を付写真2.3.1、付表2.3.3 に示す。



付写真 2.3.1 中性化深さ測定状況

中性化深さは、0~11mm 程度であり、鋼材位置まで達していないことが分かった。上フランジとウェブを比較するとウェブの中性化深さのほうが大きくなる傾向が見られた。

	44-3-1-1-kkr	-			測定点の	中性化深	さ (mm)		平均值	最大值**
	供訊件符支	5		1	2	3	4	5	(mm)	(mm)
			上側	1.5	1.5	1.5	2.0	2.0	1.70	2.0
		6	下側	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0
		7	上側	2.0	2.0	1.5	1.0	0.5	1.40	2.0
	P2 側	/	下側	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0
		0	上側	1.0	2.0	1.5	1.0	1.0	1.30	2.0
レフランのジ		0	下側	10.0	8.0	8.0	6.5	4.5	7.40	10.0
エノリンン	A2 側	(	上側	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.80	2.0
		0	下側	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0
		7	上側	2.5	2.0	1.5	2.5	2.5	2.20	2.5
			下側	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0
		8	上側	1.0	1.5	1.5	2.5	2.5	1.80	2.5
			下側	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0
			海側	6.5	7.0	6.0	6.0	12.5	7.60	12.5
		0	山側	7.0	7.5	6.0	5.0	9.0	6.90	11.5
	DO /Bil	7	海側	7.0	7.5	9.0	7.5	8.5	7.90	9.5
	PZ 顶	/	山側	0.0	0.0	0.0	7.5	11.0	3.70	13.0
		0	海側	11.0	10.0	10.0	10.5	6.5	9.60	11.0
ウーブ		0	山側	9.5	6.5	6.0	6.0	11.5	7.90	12.0
917		6	海側	4.0	4.0	5.0	8.0	6.5	5.50	8.5
		0	山側	1.0	3.5	3.0	4.5	4.0	3.20	5.0
	▲2 個川	7	海側	8.0	7.5	5.0	5.0	6.0	6.30	9.0
	AZ [則	/	山側	9.0	10.0	19.0	15.0	4.5	11.50	19.0
			海側	6.5	8.0	10.0	9.5	7.0	8.20	10.0
		ð	山側	7.5	11.5	10.0	10.5	8.0	9.50	11.5

付表 2.3.3 中性化深さ測定結果

※最大値とは測定点以外の全領域における最大値を示すため、必ずしも測定点の最大値とはならない。

#### 3. 4 塩化物イオン濃度測定

ウェブ(φ75mm) および下フランジ(φ25mm) から採取したコンクリートコア試験体について,JISA 1154 に したがって,塩化物イオン濃度の測定を行った。塩化物イオン濃度測定結果を付表 2.3.4,付表 2.3.5,付図 2.3.1 に示す。海側と山側を比較すると,海側のほうが,塩分量が高い結果となった。同じ断面付近のウェブと下フラン ジ(ウェブ No.3 と下フランジ No.5・No.6,ウェブ No.4 と下フランジ No.7・No.8)を比較すると下フランジのほう が,塩化物イオン濃度が高い結果となった。

深さ位置 (mm)	塩化物イオン濃度 (Cl <sup>-</sup> %)	単位容積当たりの 塩化物イオン量 (Cl kg/m <sup>3</sup> )
0~20	0.019	0.44
20~40	0.036	0.83
40~60	0.019	0.43
60~80	0.004	0.09
80~100	0.003	0.07
0~20	0.053	1.22
20~40	0.066	1.51
40~60	0.059	1.35
60~80	0.032	0.72
80~100	0.024	0.54
0~20	0.066	1.52
20~40	0.075	1.73
40~60	0.052	1.18
60~80	0.018	0.40
0~20	0.033	0.75
20~40	0.043	0.99
40~60	0.012	0.28
60~80	0.008	0.18
0~20	0.045	1.04
20~40	0.151	3.47
40~60	0.083	1.91
60~80	0.053	1.21
	深き位置 (mm) 0~20 20~40 40~60 60~80 80~100 0~20 20~40 40~60 60~80 80~100 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40 40~60 60~80 0~20 20~40	深き位置 (mm) 塩化物イオン濃度 (CF %) 0~20 0.019 20~40 0.036 40~60 0.019 60~80 0.003 0~20 0.053 20~40 0.066 40~60 0.059 60~80 0.024 0.024 0.024 0.006 20~40 0.0052 60~80 0.018 0~20 0.033 20~40 0.018 0~20 0.033 20~40 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.012 60~80 0.045 20~40 0.151 40~60 0.083 60~80 0.053

付表 2.3.4 塩化物イオン濃度測定結果(その1)

試料名	深さ位置 (mm)	塩化物イオン濃度 (Cl <sup>-</sup> %)	単位容積当たりの 塩化物イオン量 (Cl kg/m <sup>3</sup> )
No.6 (\$\phi 25mm)	0~20	0.081	1.86
	20~40	0.040	0.91
トノワンシ 山側	40~60	0.019	0.43
	60~80	0.009	0.21
	0~20	0.158	3.62
No.7 $(\phi 25 \text{mm})$	20~40	0.114	2.61
海側	40~60	0.095	2.19
	60~80	0.085	1.94
	0~20	0.103	2.36
No.7 $(\phi 25 \text{mm})$	20~40	0.076	1.74
山側	40~60	0.103	2.36
	60~80	0.046	1.06
No.8 (¢25mm)	0~20	0.181	4.16
	20~40	0.104	2.39
ドノノンシー海側	40~60	0.093	2.14
	60~80	0.069	1.58
	0~20	0.150	3.45
No.8 $(\phi 25 \text{mm})$	20~40	0.088	2.01
トノワンシ 山側	40~60	0.067	1.53
	60~80	0.030	0.69
	0~20	0.226	5.19
No.10(φ25mm) 下フランジ 海側	20~40	0.175	4.01
	40~60	0.157	3.61
	60~80	0.150	3.44
No.11(φ <b>25mm</b> ) 下フランジ山側	0~20	0.071	1.63
	20~40	0.092	2.12

付表 2.3.5 塩化物イオン濃度測定結果(その2)

※ コンクリートの単位容積質量を2300kg/m³として計算した。



付図 2.3.1 塩化物イオン濃度測定結果

# 3.5 下フランジのはつり調査

はつり調査により PC 鋼材の破断位置を確認した結果を,付図 2.3.2,付図 2.3.3,付写真 2.3.2,付写真 2.3.3 に示す。



付図 2.3.2 PC 鋼材の素線破断の位置と本数



付図 2.3.3 PC 鋼材の素線破断の位置と本数(付図 2.3.2 の支間中央部の拡大)



付写真 2.3.2 PC 鋼材の破断(PC 鋼材 2)



付写真 2.3.3 PC 鋼材の破断 (PC 鋼材 5)

#### 3. 6 切断面調査

撤去 PC 桁を断面方向に切断し、グラウト充填状況の調査を行った。グラウト充填状況の分類は**付表 2.3.6** に示す 「充填度 1~4」に整理した。調査結果の**付表 2.3.7** からグラウト充填は良好であったことが分かる。詳細な断面の 写真を**付写真 2.3.4~2.3.9** に示す。

分類	グラウトの充填	補足	
充填度 1	グラウトが完全に充填 されている。		PC鋼材の 付着と防 食は確保
充填度 2	若干の空隙があるが, PC鋼材はほぼグラウト に覆われている。	C.	されてい る。
充填度 3	グラウトの充填が不十 分であり, PC鋼材が露 出している。		PC鋼材の 付着と防
充填度 4	グラウトが充填されて いない。		されていない。

付表 2.3.6 グラウト充填状況の分類

出典:国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター,一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた 既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書-既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査-,共同研究報告書第488号,2016.3

調査位置	PC 本数	充填度1	充填度2	充填度3	充填度 4
切断位置:1	5	1	4	なし	なし
切断位置:2	6	6	なし	なし	なし
切断位置:3	7	7	なし	なし	なし
切断位置:4	8	7	1	なし	なし
切断位置:5	8	7	1	なし	なし
切断位置:6	7	5	1	1	なし

付表 2.3.7 グラウト充填調査結果



付写真 2.3.4 切断面 1(桁端)のグラウト充填状況



付写真 2.3.5 切断面 2 のグラウト充填状況



付写真 2.3.6 切断面 3 のグラウト充填状況



付写真 2.3.7 切断面 4 のグラウト充填状況



付写真 2.3.8 切断面 5 のグラウト充填状況



※PC 鋼材4は、過去の補修工事において切断されて取り除かれた可能性がある。

付写真 2.3.9 切断面 6(支間中央)のグラウト充填状況
## 3. 7 軸方向鉄筋・PC 鋼材の引張試験および腐食減量の測定

下フランジのはつり調査および切断面調査から PC 鋼材・橋軸方向鉄筋を採取した。PC 鋼材は,付表 2.3.8 に示 す腐食分類についてそれぞれ5本以上を採取した。鉄筋については腐食の異なる4本(腐食あり2本,腐食なし2 本)を採取した。試験体の採取位置は付図 2.3.4 に示す。PC 鋼より線は付写真 2.3.10 のようにナンバリングを行っ た。PC 鋼材の各種試験の供試体符号は以下のとおりである。

PC 鋼材の供試体符号 : 4 (はつり位置) -1 (PC 鋼材 No.1~8) ⑩ (PC 鋼より線 No.①~⑫)

腐食分類	PC 鋼材の腐食状況	質量減少率
1	薄錆が全面にある が、ブラシで磨くと 地鉄がでる Bight Bight Bight	1% 程度 未満
2	錆が全面にあり,点        状(孔食)の錆が目        立つ        除鍋煎        防鍋煎	1~2.5% 程度
3		10% 程度 未満
4	PC 鋼材の径が小さくなっている <ul> <li></li></ul>	10% 程度 以上

付表 2.3.8 PC 鋼材の腐食分類

出典: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-PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015 年版】, p.197, 2015.3



付写真 2.3.10 PC 鋼材のナンバリング状況



PC鋼材3

PC鍋材6

付図 2.3.4 PC 鋼材と鉄筋の採取位置および腐食分類

PC 鋼材と主鉄筋(軸方向鉄筋)の引張試験の結果のまとめを付表 2.3.9 に示す。詳細データを付表 2.3.10~付表 2.3.12 に示す。なお、破断位置 A、B、C については付図 2.3.5 のとおりである。付表 2.3.10、付表 2.3.11 の PC 鋼材引張強度から計算される中央値μと変動係数δは付表 2.3.13 のとおりとなる。

		引張強度(N/mm <sup>2</sup> )			耐力(N/mm <sup>2</sup> )			弹性係数(kN/mm²)			伸び(%)
		最大	最小	偏差	最大	最小	偏差	最大	最小	偏差	平均
PC	分類1	1770	1688	29.33	1530	1432	32.08	223	186	12.38	2.6
鎁	分類2	1912	1703	71.01	1642	1517	41.05	238	197	12.45	2.5
材	分類3	1766	1442	115.5	1612	1388	47.66	225	185	12.00	1.1
	分類4	1600	1096	207.0	1584	974	243.1	233	139	22.65	0.7
主鉄筋		823	586	96.77	646	395	97.93	225	219	2.65	14.3

付表 2.3.9 PC 鋼材と主鉄筋の引張試験結果のまとめ

	付表 2.3.10 PC 鋼材の引張試験結果(分類 1・分類 2)									
供試体符号		直径 (mm)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐力 (N/mm²)	伸び (%)	破断 位置	弹性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )		
分類1	4-1①	5.02	34.524	1745	1476	3.0	В	203		
	4-16	5.01	34.476	1749	1467	2.6	С	210		
	4-11	5.01	34.483	1750	1495	3.9	А	206		
	4-75	4.99	34.536	1766	1530	2.0	С	223		
	4-7⑦	4.99	34.620	1770	1527	2.5	С	219		
	4-78	5.01	33.775	1714	1504	2.2	С	216		
	4-711	5.00	33.133	1688	1432	1.9	С	186		
	1-42	4.73	33.601	1912	1631	1.2	С	219		
	3-4⑦	4.90	32.112	1703	1547	2.3	А	220		
	3-7④	4.82	32.828	1799	1517	2.6	В	214		
分類2	<b>4-6</b> ①	4.84	34.310	1865	1642	3.0	С	197		
	4-62	4.83	34.440	1880	1578	2.8	С	225		
	4-6⑦	4.82	34.261	1877	1596	2.8	В	238		
	4-612	4.83	34.326	1874	1601	2.9	В	224		

直径に関して、 分類1:50mm 間隔での測定値の全平均値を用いた

分類2:標点間内の3点の平均値を用いた

供試	体符号	直径 (mm)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	破断 位置	欠損	耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性( (kN/n	系数 nm <sup>2</sup> )
							大	1516	214	
	1-49	4.68	27.956	1625	1.6	А	中	1488	193	211
							小	1515	225	
	3-45)			1631			大	1476	198	
		5) 4.87	30.385		0.4	С	中	1499	223	213
							小	1452	217	
				1766			大	1612	215	210
分類3	3-75	4.87	32.899		1.4	С	中	1519	208	
							小	1495	207	
				1442			大	1388	221	
	3-79	3-79 4.82	26.311		0.8	А	中	*	213	215
							小	*	211	
				1635			大	1512	194	193
	3-712	4.64	27.640		1.1	А	中	1477	185	
							小	1498	199	
	1-412	4.82	29.209	1600	0.9		大	1584	221	
						) A	中	1468	233	220
							小	1544	205	
		4.08	14.328	1096			大	*	201	
	3-43				0.1	А	中	974	139	202
							小	*	207	
							大	*	202	
分類4	3-411	4.13	15.668	1169	0.8	В	中	*	212	202
							小	*	191	
							大	*	190	
	3-72	4.48	19.712	1251	0.8	В	中	*	200	185
							小	1039	164	
							大	1451	197	201
	3-7⑦	-7⑦ 4.38	21.773	1445	0.8	А	中	*	192	
	_					小	*	215		

付表 2.3.11 PC 鋼材の引張試験結果(分類 3・分類 4)

分類3と4については、標点間で直径が最大、中間および最小となる位置にひずみゲージを接着し、それぞれの弾性 係数を求めた。直径は、標点間内4点の平均値を用いた。

※ 耐力について、降伏前に破断した試験位置は「※」としている。

供試体符号		直径 (mm)	最大荷重 (kN)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm²)	伸び (%)	破断 位置	弹性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
	No.1	8.53	40.276	420	705	9.9	А	224
<del>〕</del> ~~~~	No.2	8.53	33.464	395	586	15.3	С	222
土跃肋	No.3	8.61	47.915	646	823	7.6	С	219
	No.4	8.49	40.092	473	708	24.3	А	225

## 付表 2.3.12 軸方向鉄筋の引張試験結果

※ 直径に関して、標点間内の3点の平均値を用いた。

※降伏点は、上降伏点を示している。



付図 2.3.5 試験片の破断位置および記号

項目	設計値 (N/mm <sup>2</sup> )	中央值 µ (N/mm <sup>2</sup> )	変動係数δ	
	腐食度1	1715	1740	2%
DC/WHT7117F74 mff	腐食度2		1844	4%
FC到4的与门东7田/受lpu	腐食度3		1620	6%
	腐食度4		1312	14%

## 付表 2.3.13 PC 鋼材の引張強度の中央値と変動係数

PC 鋼材と主鉄筋(軸方向鉄筋)の腐食減量測定の結果を付表 2.3.14 に示す。採取した鋼材を JCI-SCI により除 錆した後, 50mm 間隔でノギスを使って直径を計測した。

		町ケ	質	量(g)	平均	最小	腐食減量	
供	试体符号	天さ (mm)	推定健全時	除錆後	直径 (mm)	直径 (mm)	腐良佩里 (mg/cm <sup>2</sup> )	
	4-1①	505	77.77	77.75	5.02	4.99	0.3	
	4-16	504	77.62	77.75	5.01	4.98	0.0	
	4-11	502	77.31	77.49	5.01	4.99	0.0	
分類1	4-75	430	66.22	65.76	4.99	4.97	6.8	
	4-7⑦	431	66.37	65.83	4.99	4.97	8.0	
	4-7⑧	431	66.37	65.80	5.01	4.96	8.4	
	4-711	430	66.22	65.33	5.00	4.96	13.2	
	1-42	457	70.38	69.25	4.98	4.93	15.7	
	3-4⑦	501	77.15	74.39	4.95	4.85	35.1	
	3-7④	488	75.15	73.41	4.92	4.89	22.7	
分類2	<b>4-6</b> ①	496	76.38	77.14	5.02	5.01	0.0	
	4-62	501	77.15	76.99	5.01	4.99	2.0	
	4-6⑦	501	77.15	76.66	4.99	4.97	6.2	
	4-612	500	77.00	75.56	5.00	4.98	5.6	
	1-49	457	70.38	63.86	4.79	4.45	90.8	
	3-45	498	76.69	73.39	4.94	4.73	42.2	
分類3	3-75	491	75.61	73.88	4.96	4.91	22.4	
	3-79	490	75.46	72.22	4.91	4.72	42.1	
	3-712	496	76.38	72.06	4.85	4.62	55.4	
	1-412	459	70.69	69.21	4.97	4.81	20.5	
	3-43	491	75.61	61.62	4.61	3.79	181.4	
分類4	3-411	457	70.38	58.43	4.61	3.78	166.5	
	3-72	499	76.85	65.77	4.70	4.06	141.4	
	3-7⑦	491	75.61	69.32	4.80	4.29	81.6	
	No.1	496	247.50	224.98	8.61	8.54	160.6	
	No.2	503	251.00	227.37	8.57	8.45	166.2	
土动肋	No.3	495	247.01	227.75	8.65	8.55	137.6	
	No.4	492	245.51	227.47	8.60	8.49	129.7	

## 付表 2.3.14 PC 鋼材と軸方向鉄筋の腐食量測定結果

## 3.8 現況復元図,損傷状態記録図

解体調査の情報から得られた撤去 PC 桁の PC 鋼材形状図 (現況復元図),損傷状態記録図を付図 2.3.6, 付図 2.3.7 に示す。



付図 2.3.6 PC 鋼材形状図 (現況復元図)



# 付録3 撤去PC桁の載荷試験

1.	概	要.		148
2.	載	荷詞	式験	148
2	2.	1	試験装置	148
2	2.	2	試験内容	151
2	2.	3	試験項目	155
3.	載	荷詞	式験結果	160
3	8.	1	外ケーブル振動計測	160
3	8.	2	静的載荷試験	161
3	8.	3	外ケーブル補強効果	173
3	8.	4	供試体ひび割れ	175

## 1. 概要

既設 PC 橋の補強工法のなかで外ケーブル工法は補強効果が力学的に明確で、事例も多く、確立した工法の一つ として評価されている。外ケーブル補強効果を定量的に把握することを目的として、撤去中の既設 PC 橋から劣化 が進行し外ケーブル補強された撤去 PC 桁を入手し、静的載荷試験を実施した。

## 2. 載荷試験

## 2. 1 試験装置

試験桁は,幅 800mm×高さ 1200mm×桁長 22.2mの外ケーブル補強された PC ポステンT 桁である。試験体の中心から両側に 10250mmの位置を支点とし、750mmの位置を載荷点として、2 点載荷による静的載荷を行った。

試験装置は載荷試験施設の曲げ載荷試験機を使用して静的載荷試験を行った。載荷試験機の最大能力は 1000kN (100tf), ラムストロークは 600mm, ラム速度は約 32mm/min である。試験概要図を付図 3.2.1, 支点部・載荷部詳 細図を付図 3.2.2 に示す。



(a) 試験装置



(b)制御盤

付写真 3.2.1 試験施設



付図 3.2.1 試験概要図



付図 3.2.2 支点部・載荷部詳細図

## 2. 2 試験内容

(1) 載荷プログラム

載荷プログラムを付図 3.2.3 に示す。



付図 3.2.3 載荷プログラム

#### (2) STEP1 外ケーブル試験緊張と振動計測

載荷試験前に外ケーブルを試験緊張し、外ケーブル緊張によって生じる桁のたわみ、ひずみなどを確認し、その後、緊張を解除した。外ケーブルの両端にジャッキを設置して両引きにより外ケーブルを緊張した。外ケーブルの 緊張力は、桁に有害なひび割れが生じない荷重としてそれぞれ 200kN に設定した。なお、外ケーブル試験緊張中の 計測は全点で行った。また、外ケーブルの振動計測により緊張の確認を行った。

(3) STEP2 載荷試験(1)(外ケーブル緊張無しの状態)

STEP1の外ケーブル試験緊張と振動計測実施後、外ケーブル緊張力の解除された桁にて、曲げひび割れの発生と開口させる目的で静的載荷試験を行った。載荷試験(1)はSTEP2-①, STEP2-①'の2回行った。

STEP2-①では、計算上曲げひび割れが220kN で発生するため、0~200kN までは50kN ごと、200kN からは10kN ごとにひび割れの目視確認と計測データの確認を行った。また、載荷荷重除荷後に桁の残留変位とひずみの確認を 行った。載荷終了の判断は、曲げひび割れの発生を適宜目視で確認し、桁下面に0.2mm 以上の曲げひび割れが5本 以上発生した荷重(260kN)で載荷終了とした。STEP2-①の載荷段階を**付図 3.2.4** に示す。



載荷荷重の除荷後,ひび割れ箇所5箇所にπゲージを設置し,STEP2-①で発生したひび割れを再開口させる目的 で再び静的載荷試験STEP2-①'を行った。載荷荷重はSTEP2-①と同じ260kNとした。また,載荷荷重除荷後に桁の 残留変位の確認を行った。STEP2-①'の載荷段階を付図3.2.5に示す。



(4) STEP3 外ケーブル本緊張

外ケーブルの本緊張を行った。緊張力は、STEP1 と同様に桁に有害なひび割れが生じない荷重としてそれぞれ 200kN に設定した。なお、外ケーブル試験緊張中の計測は全点で行った。また、外ケーブルの振動計測により張力 の確認を行った。

(5) STEP4 載荷試験 (2) (外ケーブル緊張ありの状態)

外ケーブル緊張力が導入された桁にて安全かつ可能な範囲で静的載荷試験を行った。載荷試験(2)はSTEP4-①, STEP4-②, STEP4-③の3回で行った。

STEP4-①では内ケーブルが降伏するひずみ 3400 時の荷重 440kN を載荷終了とし, 付図 3.2.6 の載荷段階ごとに 供試体の損傷,変状確認,ひずみ,変位のデータなどの確認を行った。また,載荷荷重除荷後に供試体の残留変位, ひずみの確認も行った。試験後にπゲージのデータからひひ割れ開口荷重を確認した。



STEP4-20では設計耐力 526kN を載荷終了とした。内ケーブル降伏時荷重の 440kN から 500kN までは 20kN ご とに、500kNからは設計耐力の526kNまで載荷し、供試体の損傷、変状、ひずみ、変位のデータなどの確認を行 った。また、載荷荷重除荷後に桁の残留データの確認を行った。

変位計のストロークが限界に近いため, 盛替えを行った。 測点名 D-A1L, D-A1R, D-A"1R, PI-2, PI-3 は撤去, D-Ac, D-A2L, D-A"IL は盛替えを行った。なお、除荷時に盛替えた分レンジオーバーになり、D-Acのみ除荷後 にスケールで計測した。STEP4-②の載荷段階を付図 3.2.7 に示す。



STEP4-③では供試体が終局に至るまで載荷を行った。設計耐力 526kN から 530kN, 540kN...と終局まで載荷し, ひずみ,変位のデータなどの確認を行った。なお,供試体の損傷と変状の確認は,載荷中は危険であるため行わず, 載荷終了後に行った。終局の判断としては,外観上の判断,または計算,FEM 解析により実験供試体の損傷順序や その範囲,耐力と変形などを予測し,付表 3.2.1 終局条件の数値を目安として判断した。また,載荷は桁が終局に 至るまで行うことを基本とするが,載荷の続行により,桁上面の圧壊や下面のひび割れ幅異常 (Imm 超え)など, 周囲への安全が危惧される場合には,速やかに載荷終了の判断を行うこととした。STEP4-③の載荷段階を付図 3.2.8 に示す。

載荷荷重 (kN)	たわみ (mm)	内ケーブルひずみ (µ)	外ケーブルひずみ (µ)	コンクリート上縁ひずみ (µ)
600 (FEM)	320 (FEM)	15556 (圧壊時)	8000	3000~3500
482 (計算)		10000~ (実績) 20000		

付表 3.2.1 終局条件



(6) 外ケーブル振動計測

載荷試験前の外ケーブル張力を把握するため、STEP1 および STEP3 の外ケーブルの緊張後に振動法による計測を 実施した。外ケーブル1本につき4箇所として、各箇所3回で常時微動の計測を行った。サンプリング周波数を100Hz, データ数を65536 データとした。使用した外ケーブルはF40TS(L=17.350m, 1.95kg/m)である。

#### 2.3 試験項目

計測項目については、荷重、緊張力、変位、ひずみ(コンクリート、鉄筋、内ケーブル PC 鋼材、外ケーブル PC 鋼材)、ひび割れ幅、外ケーブル振動の6項目とした。載荷試験時、振動計測時における計測項目を付表 3.2.2、付 表 3.2.3 に示す。また、載荷試験中はコンクリートひずみ、鉄筋ひずみ、変位、荷重、緊張力の計測のほか、ひび 割れ状況を確認した。また、載荷試験中の供試体の変状(ひび割れや剥離・剥落、異音、桁の変形など)発生時に おける荷重、ひずみ、変位を記録し、変状状況のスケッチおよび写真撮影を行うものとした。また、載荷中ビデオ 撮影を行うものとした。

計測項目	センサー	仕様	数量	備考
* * 7		200mm	11 点	方向:鉛直 設置位置:桁上下面 (載荷ストローク含む)
124204	変位計	100mm	14 点	方向:鉛直 設置位置:桁下面, 定着部下面
支点部沈下		50mm	4 点	方向:鉛直 設置位置:桁下面
外ケーブル定着部変位		3011111	8点	方向:水平 設置位置:定着部側面
外ケーブルと ディビエータの相対変位		100mm	4 点	方向:水平
	小計		41 点	
コンクリートひずみ	1 軸ひずみゲージ		112 点	内40点は水平,鉛直の2方向で計測※
鉄筋ひずみ			12 点	
内ケーブルPC鋼材ひずみ			3点	1点当たり素線3本に設置
外ケーブルPC鋼材ひずみ			24 点	1点当たり素線3本に設置
コンクリートひずみ	3軸ひずみゲージ		36 点	
	小計		187 点	
ひび割れ開口	πゲージ	5mm	5点	
載荷荷重	載荷試験機付属荷重計	1MN	1点	
外ケーブル張力	荷重計	500kN	2点	
計測点数	<b></b>		236 点	

付表 3.2.2 載荷試験時の計測項目

※コンクリートひずみ(1軸)40点は、計測点を中心に水平、鉛直のひずみを計測する目的のため、2方向で計測した。

計測項目	センサー	仕様	数量	備考
外ケーブル振動	加速度計	$\pm 30 \text{m/sec}^2$	8点	外ケーブル1本当たり4箇所で計測

付表 3.2.3 振動計測時の計測項目

載荷試験のシステムブロック図を付図 3.2.9,計測機器数量一覧表を付表 3.2.4,付表 3.2.5 に示す。



付図 3.2.9 システムブロック図

	仕様	型式	数量		備考
出去社	1MN	(株)東京測器研究所 CLH-1MNA	1台	載荷荷重	試験機に付属
何里計	500kN	(株)東京測器研究所 KCM-500KNA	2台	外ケーブル張力	
変位計	200mm	(株)東京測器研究所 SDP-200D	11台	載荷変位	ストローク変位含む
	100mm	(株)東京測器研究所 SDP-100R	18台	載荷変位	
	50mm	(株)東京測器研究所 SDP-50R	12 台	載荷変位	
	1軸	(株)東京測器研究所 PL-60-11	72枚	コンクリート	(x) 72 点
		(株)共和電業 KFGS-3-120	12枚	鉄筋	(x) 12 点
ひぜひ ぼうご		(井) 井石市電光 RECS 1N 120	3枚	内ケーブル PC	(x) 3 点
0.9 20-5		(休) 共和电耒 KFGS-IN-120	24 枚	外ケーブルPC	(x) 24 点
		(株)東京測器研究所 PLC-60-11	20枚	コンクリート	(x, y) 40 点
	3 軸	(株)東京測器研究所 PLR-60-11	12枚	コンクリート	(x, y, z) 36 点
πゲージ	5mm	(株)東京測器研究所 PI-5-100	5台	ひひ割れ	
データロガー		(株)東京測器研究所 TDS-530	1台		
フィッチザックフ		(株)東京測器研究所 IHW-50G-05	1台	コネクタ付 50ch	
ヘ1 ツナホツクス		(株)東京測器研究所 ASW-50	4台	コネクタ無 50ch	

#### 付表 3.2.4 計測機器数量一覧表(静的載荷試験)

## 付表 3.2.5 計測機器数量一覧表(振動計測)

	仕様	型式	数量		備考
振動計	$\pm 30 \text{m/sec}^2$	リオン (株) LS-10C	1台	外ケーブル振動	8点
アンプ		リオン (株) VM-83	1台		
データロガー		(株)東京測器研究所 DC-004P	1台		

各断面について以下の計測を行った。

・Ac 断面

目的: 内ケーブル PC 鋼材の張力の把握

計測:内ケーブルPC鋼材ひずみ,鉄筋ひずみ,コンクリートひずみ,鉛直変位

・A断面

目的:断面力の把握

計測:鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、鉛直変位

・A'断面

目的: 内ケーブル破断箇所近傍の断面力の把握

計測:鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、鉛直変位

- ・B断面
  - 目的:桁の変位把握

計測:鉛直変位

・C断面

目的:外ケーブルの張力の把握

計測:ロードセルによるケーブルの張力

#### A1, A3 断面

目的:ディビエータによる外ケーブル張力の摩擦損失の把握 計測:外ケーブル PC 鋼材ひずみ

## E 断面

目的: せん断による斜め引張応力の把握 計測: コンクリートひずみ (3 軸)

F 断面

目的:定着部付近での応力状態の把握 計測:コンクリートひずみ,定着ブロック変位

・ディビエータ部

目的:ディビエータ部の外ケーブルの変位の把握 計測:ディビエータと外ケーブルの相対変位

・桁下面ひび割れ

目的:曲げひび割れの発生荷重,開口荷重の把握

計測:ひび割れ幅

・外ケーブル

目的:載荷試験前の外ケーブル張力を把握 計測:ケーブルの振動

※極性

・ひずみ	+:引張	一: 圧縮
・鉛直変位	+:上方向	- : 下方向
・水平方向	+:外側方向	- : 中心方向

外ケーブル振動計測時の計測点位置図を付図 3.2.10 に、載荷試験時の計測点位置図を付図 3.2.11 に示す。







■ : 内ケーブルPC模材ひずみ ■ : 外ケーブルPC模材ひずみ

◆●: 淡位 ●● : パゲージ

265

đΠ

+ +

0.83

:鋼材ひずみ

の中間

付図 3.2.11 計測点位置図(載荷試験)

#### 3. 載荷試験結果

#### 3.1 外ケーブル振動計測

加速度計の測定データをフーリエ変換し、固有振動数を算出する。次式を用いてケーブルの張力に換算する。外ケーブル1本につき4箇所測定し、各箇所3回常時微動の測定を行った。サンプリング周波数は100Hz、データ数は65536データとした。結果一覧を付表 3.3.1、付表 3.3.2 に示す。

$$T = \left(\frac{4L^2w}{x^2g}\right)f^2 \tag{(\mathcal{e}\pi \mathcal{z}3.3.1)}$$

ここに、T:ケーブル張力(kN)、L:ケーブル長(m)、w:ケーブル単位重量(kN/m)、f:固有振動数(Hz)、
 x:振動次数、g:重力加速度(m/s<sup>2</sup>)。

	ケーブル 種別	計測 位置	固有振動数 F(Hz)	振動次数	ケーブル長 L (m)	ケーブル重量 (kN/m)	ケーブル張力 T(kN)
		А	57.0	1	2.840	0.0191	204
上流	F40TS	В	31.9	1	4.680	0.0191	174
(工場側)		С	29.9	1	4.810	0.0191	161
		D	54.9	1	2.820	0.0191	187
	下流 (民家側) F40TS	А	58.1	1	2.830	0.0191	211
下流 (民家側)		В	31.7	1	4.660	0.0191	170
		С	31.0	1	4.810	0.0191	173
		D	57.1	1	2.810	0.0191	201

付表 3.3.1 外ケーブル振動計測結果一覧(STEP1 外ケーブル試験緊張時)

付表 3.3.2 外ケーブル振動計測結果一覧 (STEP3 外ケーブル本緊張時)

	ケーブル 種別	計測 位置	固有振動数 F(Hz)	振動次数	ケーブル長 L (m)	ケーブル重量 (kN/m)	ケーブル張力 T(kN)
上流 (工場側)	F40TS	А	65.3	1	2.840	0.0191	268
		В	32.1	1	4.680	0.0191	176
		С	30.3	1	4.810	0.0191	166
		D	61.1	1	2.820	0.0191	232
下流 (民家側) F40TS		А	56.5	1	2.830	0.0191	199
	F40TS	В	31.7	1	4.660	0.0191	170
		С	30.8	1	4.810	0.0191	171
		D	55.6	1	2.810	0.0191	190

#### 3.2 静的載荷試験

(1) STEP1 外ケーブル試験緊張

外ケーブル張力と外ケーブルひずみの関係を付図 3.3.1 に,外ケーブル緊張時,除荷時の供試体のたわみ,下面 ひずみ,上縁ひずみ,外ケーブルのひずみ分布を付図 3.3.2 に示す。







付図 3.3.2 分布図

外ケーブル緊張力は B 面で 206kN, F 面で 203kN であり、外ケーブルのひずみは、1 箇所当たり 3 素線の計測を しているが、3 素線ともばらつきは小さく、約 4500µ 前後である。供試体中央のたわみ値は+4.75mm である。

また,たわみ量や上縁コンクリートひずみのR側のデータが卓越しているのは,外ケーブルの緊張の際,供試体 と載荷板が接触し,約22kNの荷重がかかっていたことや,桁上面の調整コンクリートがR側は桁中央より7000mm の位置までしかないことが原因と考えられる。 (2) STEP2 載荷試験(1)(外ケーブル緊張無しの状態)

載荷荷重と,支間中央のたわみの関係を付図 3.3.3 に, π ゲージ変位の関係を付図 3.3.4 に,内ケーブルひずみの 関係を付図 3.3.5 に示す。







付図 3.3.4 載荷荷重とπゲージ変位の関係



また,載荷荷重とπゲージの関係のグラフより,傾きの変曲点となる荷重をひび割れ開口荷重として算出した(付 図 3.3.6)。PI-1~PI-5 のひび割れ開口荷重を付表 3.3.3 に示す。



付図 3.3.6 ひび割れ開口荷重の算出

时我 0.0.0 0.0日时间主							
	PI-1	PI-2	PI-3	PI-4	PI-5		
ひび割れ開口荷重(kN)	125.33	129.00	101.33	122.00	129.00		

付表 3.3.3 ひび割れ開口荷重

供試体のたわみ分布を付図3.3.7に、下面と上縁のひずみ分布を付図3.3.8に示す。





STEP2-①と STEP2-①,では最大荷重までの挙動に違いが見られるが、最大荷重時(260kN)のたわみ値は STEP2-①で-24.2mm、STEP2-①,で-23.6mm となり差が 0.6mm と小さい。内ケーブルひずみは 1 箇所 3 素線の計測をし、多 少のばらつきは見られるものの、STEP2-①と STEP2-①,どちらも 850~950µ 程度の範囲にある。下縁コンクリート ひずみは R 側の載荷点が最大で、3801µ と 3360µ、上縁コンクリートひずみは F 面の最大値で-333µ と-314µ となっ た。しかし、残留値はたわみ値で-2.3mm と-0.5mm、下縁コンクリートひずみで 379µ と 38µ と STEP2-①の方が大 きい結果となった。また、たわみ、下面、上縁コンクリートひずみの分布は STEP2-①と STEP2-①,で同じ傾向がみ られた。

分布の形状については、横桁の有無により断面形状が異なるため、分布に大小ばらつきが生じた。

## (3) STEP3 外ケーブル本緊張

外ケーブル張力と外ケーブルひずみの関係グラフを付図 3.3.9 に,外ケーブル緊張時,除荷時の供試体のたわみ, 下面ひずみ,上縁ひずみ,外ケーブルひずみの分布図を付図 3.3.10 に示す。







付図 3.3.10 分布図

外ケーブル緊張力は B 面で 201.2kN, F 面で 204.2kN であった。外ケーブルのひずみは、3 素線ともばらつきが小 さく約 4500µ 前後であった。供試体中央のたわみ値は+4.85mm であった。外ケーブルひずみは STEP1, STEP3 どち らも 4500µ 前後であるが、3 素線のばらつきは STEP3 の方が小さい。また、たわみ値は STEP1 は+4.75mm、STEP3 は+4.85mm と差が 0.1mm で小さいものであった。

#### (4) STEP4 載荷試験 (2) (外ケーブル緊張ありの状態)

載荷荷重と, πゲージ変位の関係を付図 3.3.11 に,支間中央たわみの関係を付図 3.3.12 に,内ケーブルひずみの 関係を付図 3.3.13 に,外ケーブルひずみの関係を付図 3.3.14 に示す。



付図 3.3.11 載荷荷重とπゲージ変位の関係







また、載荷荷重とπゲージの関係のグラフよりひび割れ開口荷重を算出し、PI-1~PI-5のひび割れ開口荷重を付 表 3.3.4 に示す。

付表 3.3.4 ひひ割れ開口倚重					
	PI-1 PI-2 PI-3 PI-4 PI-5				
ひび割れ開口荷重(kN)	218.66	211.00	170.00	207.00	211.00

11 ± 0 0 1	れが刺り眼口共手
1小衣 いいれ	ひひ刮れ用口回里

外ケーブル張力と外ケーブルひずみの関係を付図 3.3.15,供試体のたわみ,下面ひずみ,上縁ひずみ,外ケーブルひずみの分布図を付図 3.3.16 に示す。



170



付図 3.3.16 分布図

載荷荷重 440kN で内ケーブルひずみが+3368µ と計算上降伏したものとして,STEP4-①を終了し除荷した。グラ フより素線の1本が365kN 付近で降伏していた。同時に外ケーブルひずみ,たわみの傾きに変化があり,外ケーブ ルの効果があらわれ始めたものと考えられる。その時の張力はF面で232.1kN,B面で230.35kN,たわみ値は-65.6mm であった。また、L 側載荷点位置の下面コンクリートひずみは+5032µ と卓越し、R 側載荷点位置の上縁コンクリー トひずみはF面で-810µ,B面で-780µ と他の断面より値が大きかった。また、 $\pi$  ゲージ(4)の挙動が他の $\pi$  ゲージと 異なる傾向であり、取付け冶具付近に発生した複数のひび割れが影響したものと考えられる。

次に STEP4-②では,設計耐力 526kN に対して最大荷重が 545.66kN と 30kN 程度上回った。この時のたわみは -131.74mm,内ケーブルひずみは最大で+6153µ,外ケーブルひずみの最大は L 側 F 面の載荷点断面位置で+6204µ, B 面では L 側の載荷点断面位置が最大となり+6196μ であった。上縁コンクリートひずみの最大は R 側 F 面の載荷 点位置で-1365μ, B 面では最大で-1239μ となり,分布の傾向はほぼ同じであった。この時のケーブルの張力は F 面 で 294.87kN, B 面で 296.54kN であった。

荷重が 545kN 付近で塑性化し、L 側 F 面, R 側 B 面の載荷点付近に圧壊が確認されたため、この時点で載荷を終 了した。載荷点の圧壊状況を付写真 3.3.1 に示す。

この時の荷重は 529kN, たわみ値は-213mm, 内ケーブルひずみは+8841µ, 外ケーブルひずみの最大は L 側の載荷点断面位置の F 面で+7182µ, B 面は+7172µ であった。上縁コンクリートひずみの最大は R 側の載荷点位置で F 面が-1363µ, B 面が-1606µ であった。外ケーブルの張力は F 面で 306.84kN, B 面で 304.92kN であり, 載荷荷重が 545kN から上がらなくなったあたりから, 外ケーブルも 305kN 付近でほぼ一定となった。また, 外ケーブルひずみ も載荷荷重が 545kN 付近を境に傾きに変化がみられた。



(a)L側F面

(b) R 側 B 面

付写真 3.3.1 載荷点位置圧壊状況

残留値は、たわみが-49mm、内ケーブルひずみの最大が+2035µ、外ケーブルひずみの最大がL側の載荷点断面位 置のF面で+5238µ,B面は+5203µ、上縁コンクリートひずみの最大がR側の載荷点位置のF面で-1363µ,B面で-1606µ であった。外ケーブル張力はF面で237.98kN,B面で237.96kNであった。最大荷重時、終局時の外ケーブルひず み、内ケーブルひずみ、上縁コンクリートひずみの一覧を付表 3.3.5 に示す。

	荷重 (kN)	たわみ (mm)	内ケーブルひずみ (µ)	外ケーブルひずみ (µ)	上縁コンクリートひずみ (µ)		
内ケーブル降伏	440.00	-65.61	3368	5351	-810		
設計耐力(1.7D+L)	526.00	-131.74	6153	6204	-1365		
最大荷重	545.66	-192.70	8164	6868	-1799		
上縁コンクリートひずみ最大	545.00	-191.80	8135	6856	-1800		
終局	529.00	-213.21	8841	7182	-1363		
残留	0.00	-49.00	2035	5238	-505		

付表 3.3.5 荷重, たわみ, ひずみの一覧

#### 3.3 外ケーブル補強効果

外ケーブルの補強効果を確認するために STEP2-①'と STEP4-①で比較した。比較対象項目は、終局の目安とした 支間中央たわみ、内ケーブルひずみ、コンクリート上縁ひずみのそれぞれ大きい測点の値、およびπゲージ変位と した。載荷荷重と、支間中央たわみの関係を付図 3.3.17 に、内ケーブルひずみの関係を付図 3.3.18 に、πゲージ変 位の関係を付図 3.3.19 に、コンクリート上縁ひずみの関係を付図 3.3.20 に示す。たわみとひずみの分布図を付図 3.3.21 に示す。



付図 3.3.19 載荷荷重とπゲージ変位の関係



STEP2-①'と STEP4-1 を載荷荷重 260kN まで抽出し比較した。外ケーブルの緊張により初期値にそれぞれオフセットがかかり,見かけ上の外ケーブルの効果がみられた。付表 3.3.6 に外ケーブル緊張時のオフセット値と 260kN 時の見かけ上の外ケーブルの補強効果を示す。
		支間中央たわみ	内ケーブルひずみ	上縁コンクリートひずみ		
		Ac (mm)	Ac-3 (μ)	A1R-F-U (μ)	А1R-B-U (µ)	
初期値	STEP2-①'	0	0	0	0	
	STEP4-1	4.85	-125	35	18	
	差	4.85	-125	35	18	
260kN	STEP2-①'	-23.63	911	-200	-186	
	STEP4-1	-14.17	365	-145	-159	
	差	9.46	-546	55	27	

付表 3.3.6 オフセット値と見かけ上の補強効果

また,外ケーブルの補強効果は**付図 3.3.22** に示すように,外ケーブルの緊張の有無によるひび割れ開口荷重の差から評価した。外ケーブル緊張無し(STEP2-①')と緊張無し(STEP4-①)のひび割れ開口荷重を**付表 3.3.7** に示す。



付図 3.3.22 評価方法

外ケーブル緊張	PI-1	PI-2	PI-3	PI-4	PI-5
無し (STEP2-①')	125.33	129.00	101.33	122.00	129.00
有り(STEP4-①)	218.66	211.00	170.00	207.00	211.00
差	93.33	82	68.67	85	82

付表 3.3.7 ひび割れ開口荷重一覧 (単位: kN)

外ケーブル補強によって、ひび割れ開口荷重が約 70~90kN 増加した。増加率は、PI-1 で 74.5%、PI-2 で 63.6%、 PI-3 で 67.8%、PI-4 で 69.7%、PI-5 で 63.6%となり、平均で 67.8%であった。

## 3. 4 供試体ひび割れ

供試体のひび割れ図を付図 3.3.23 に示す。既存のひび割れは桃色, STEP2 で発生したひび割れは水色, STEP4-1 は赤色, STEP4-2 は青色, STE4-3 は緑色で示す。また, 図面は F 面から見た図である。



## 付録4 既設 PC 橋の緊張材として 21 年使用された外ケーブルの解体調査

1. 調	間査構	既要	178
2. 誹	間査縦	吉果	180
2.	1	被覆材損傷調査の結果	180
2.	2	切断面調査の結果	186
2.	3	PC 鋼材発錆調査の結果	187
2.	4	外ケーブル引張試験の結果	189
2.	5	ねじ式定着具の腐食調査の結果	192
3. 誹	1111	Dまとめ	193

## 1. 調査概要

撤去された既設外ケーブル8本,および既設桁の載荷実験に使用された新調外ケーブル2本の合計10本を調査対象とした。調査ケーブルの一覧および調査内容を付表4.1.1に,外ケーブルの配置図を付図4.1.1に,代表諸元を付表4.1.2に示す。

ケーブル 種別	供試体採取 箇所	(1) 被覆材 損傷調査	(2) 切断面 調査	(3) PC 鋼材 発錆調査	(4) 外ケーブル 引張試験	(5) ねじ部 腐食調査
	Α	0				
① F30T	В	0	0			
	С	0				
	Α	0				
② F30T	В	$\bigcirc$				
	С	0				
	Α	0				
③ F30T	В	0				
	С	0				
	A	0			0	
④ F30T	В	0			_	
	С	0			0	
<u> </u>	Α	0			0	0
(5) F70T	В	0	0		$\bigcirc$	
	C	0			0	0
	A	0				0
(6) F/01	B	0				
	C	0				
	<u>A</u>	0				
(7) F301	В	0				
	C	0		$\sim$	$\sim$	
© F20T	A	0		0	0	0
	В	0			0	
	C	0			0	0
9 F40T	A B					
(新調)	С					
	A				0	
10 F40T	B				$\sim$	
(新調)	C C				<u>`</u>	
10 ケーブル		24 箇所	2 箇所	1箇所	10 箇所	5 箇所

付表 4.1.1 調査ケーブルおよび内容





		F30T	F40T(新調)	F70T
構成		$1 \times \phi 17.8$	$1 \times \phi 17.8$	$7  imes \phi  9.5$
断面積(mm <sup>2</sup> )		191.1	208.4	383.9
単位質量	PC 鋼より線	1.53	1.65	3.04
(kg/m)	鋼材+被覆	1.85	1.95	3.65
引張荷	苛重(kN)	330	387	686
降伏点	荷重(kN)	279	330	603
	0.6Pu	198.0	232.2	411.6
許容荷重 (kN)	0.7Pu	231.0	270.9	480.2
	0.9Py	251.1	297.0	542.7
践	所面図	17.8	17.8	28.5

付表 4.1.2 供試体ケーブル諸元(規格値)

※:ヤング率:1.9×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>

※:F30T と F70T については、1996 年当時の旧規格であり、現行規格(下記の出典より)とは諸元が異なる。 出典:株式会社エスイー:SEEE 工法 外ケーブル方式による橋梁補強工法 設計・施工マニュアル、2018.6

## 2. 調査結果

## 2.1 被覆材損傷調査の結果

外観状態の調査については、ケーブル種別①~⑧に対して実施し、全長にわたり被覆損傷の有無や位置、ケーブルの変形などについて確認した。今回調査を行った供試体の外観状態の全景を**付写真 4.2.1** に示す。



付写真4.2.1 外観状態の全景

各ケーブルの全長は付表 4.2.1 のとおりであった。

ケーブル種別	①	②	③	④	5)	⑥	⑦	⑧
	F30T	F30T	F30T	F30T	F70T	F70T	F30T	F30T
全長 (m)	17.172	17.173	17.170	17.170	17.560	*	17.354	17.349

付表 4.2.1 ケーブル全長

※:ケーブル⑥は、C側が切断されていたため、測定せず。

損傷位置							
		Α	В		С		
5-		<u> </u>					
ブル		1			1		
種類	端部直線区間	偏向部A	中央直線区間	(偏向部B)	偏向部C	端部直線区間	
		No.1					
① F <b>30</b> T		えぐれ, つぶれ					
@ 1501		幅:30mm					
	N7 4	深:1.51mm					
	No.1						
② F30T	~Jふれ						
	幅:15mm 深:0.14mm						
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5		
(3) F30T	つぶれ	つぶれ	削れ	削れ	つぶれ		
J 1301	幅:25mm 深:0.87mm	幅:60mm 深:1.32mm	幅:10mm 深:0.61mm	幅:15mm 深:0.52mm	幅:50mm 深:1.37mm		
		No.1			No.2		
(A) E20T		つぶれ			つぶれ		
(4) F301		幅:40mm 深:0.79mm			幅:20mm 深:0.33mm		
			No.1	No.2			
(5) <b>F70T</b>			打痕	削れ			
3 F/01			幅 : 100mm 深 : データ無	幅 : 300mm 深 : データ無			
	No.1	No.2	No.3				
6 F70T	削れ	削れ	削れ				
<b>U</b> 1701	幅:220mm 深:0.38mm <sup>*1</sup>	幅:40mm 深:0.72mm <sup>*1</sup>	幅:25mm 深:1.54mm <sup>*1</sup>				
		No.1			No.2		
(7) F30T		えぐれ, つぶれ			つぶれ		
0 1301		幅:60mm 深:1.93mm			幅: 20mm 深: 0.78mm		
	No.1		No.2		No.3		
(8) F30T	えぐれ*2		削れ		削れ*2		
(8) F301	幅 : 130mm 深 : データ無		幅 : 30mm 深 : データ無		幅 : 70mm 深 : データ無		

付表 4.2.2 被覆材損傷調査の結果一覧

※1:「深」=「健全部の外径の4か所平均」-「損傷部の外径」

計測機器:デジタルノギスを使用した。ただし、ケーブル種別⑥については、損傷形状より深さを直接測定した。 ※2:PE 被覆の損傷により、内部のストランドが露出していた。



付図 4.2.1 被覆材損傷調査の結果(ケーブル1F30T)



付図 4.2.2 被覆材損傷調査の結果(ケーブル②F30T)



付図 4.2.3 被覆材損傷調査の結果(ケーブル③F30T)



付図 4.2.4 被覆材損傷調査の結果(ケーブル④F30T)



付図 4.2.5 被覆材損傷調査の結果(ケーブル⑤F70T)



付図 4.2.6 被覆材損傷調査の結果(ケーブル⑥F70T)



付図 4.2.7 被覆材損傷調査の結果(ケーブル7F30T)



付図 4.2.8 被覆材損傷調査の結果(ケーブル⑧F30T)

## 2.2 切断面調査の結果

外ケーブルを切断した際に、切断面の状況を撮影した。切断面の状況を付写真 4.2.2 に示す。また、被覆外径および PC 鋼材外径を測定した結果を付表 4.2.3 に示す。

①F**30**T-1



**⑤F70T-1** 



①F**30-2** 



**⑤F70T-2** 



※寸法値の単位はmmで表示する。

付写真4.2.2 切断面の状況

ケーブル種別		被覆外径(mm)			PC 鋼材外径(mm)			
		規格	タテ	Э⊐	規格	タテ	ЭД	
() E20T	1	25.8	26.9	27.0	17.8	16.5	17.9	
① F301	2		26.7	26.8		16.4	18.0	
5 F70T	1	20.5	39.3	39.6	28.5	27.0	29.4	
	2	36.3	39.2	39.3		26.8	29.6	

付表 4.2.3	被覆外径および PC 鋼材外径の測定結果
----------	----------------------

### 2.3 PC 鋼材発錆調査の結果

外観状態および被覆材損傷状況の調査結果より, PE 被覆の損傷が内部 PC 鋼材まで至っていたケーブル種別⑧の 損傷 No.1 および損傷 No.3 について, PE 被覆を剥ぎ取って内部の腐食状況の確認を行った。PE 被覆剥ぎ取り後の 状況を付図 4.2.9 に示す。



付図 4.2.9 PC 鋼材発錆状況(上)とその位置(下)

## また,発錆状況の詳細を付表 4.2.4 に示す。

	損傷 No.1	損傷 No.3
	・露出部を中心に、定着部マンション側は根本まで、 中心側は約3,000mmまで断続的に腐食が確認された。	・PE 被覆損傷部を起点に左側 (中心方向) に 2,200mm, 左側 (定着具方向) に 1,400mm の範囲で,断続的に軽 度な表面錆が確認された。
概要		
	・PC 鋼材露出部を中心に約70mmの範囲で最大5mm 程度の著しい腐食が確認された。	・No.1 と同様に PC 鋼材露出部を中心に約 140mm の範 囲で最大 5mm 程度の膜状の錆が確認された。
PC 鋼材の露出 部の近傍		
	TO TY THE THE	
	薄錆あり	薄錆あり
露出部より 約 0.3m 離れ		
		State of the state
	わずかに薄錆あり	わずかに薄錆あり
露出部より約 2m離れ	1.5 M	
		T PRAIRIE !

## 付表 4.2.4 PC 鋼材発錆状況の詳細

## 2. 4 外ケーブル引張試験の結果

## (1) 試験方法

PC 桁に 21 年間設置されていた外ケーブルを付図 4.2.10 に示すように A,B,C に 3 分割し, 既設定着具を利用した 試験あるいは新設定着具を新たに圧着した供試体を作製した。



外ケーブルの引張試験は、最大試験力 5500kN の静的引張試験機を用いて実施した(付写真 4.2.3)。外ケーブル は、アンカープレートを介して専用ナットで試験機に固定した。試験中は、ロードセルにて引張荷重を測定し、変 位計にてケーブルの伸びを測定した。



付写真 4.2.3 外ケーブル引張試験の状況

## (2) 試験結果

引張試験の結果を付表 4.2.5,試験後の供試体の状況を付写真 4.2.4,破断状況を付表 4.2.6 に示す。

供試体		最終荷重 (kN)	破断時伸び (%)	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	破断位置	破断状況
4	А	347	4.5	245	定着具根元	全破断,絞り
F30T	С	340	4.8	210	定着具根元	素線1本, 絞り
	А	718	Non <sup>**2</sup>	Non <sup>**2</sup>	定着具根元	全破断,絞り
5 F70T	В	714	Non <sup>**2</sup>	Non <sup>**2</sup>	定着具根元	素線1本, 絞り
	С	733	4.0	188	定着具根元	全破断,絞り
	А	354	5.3	197	中間	全破断,絞り
8 F30T	В	>346 <sup>%1</sup>	>5.3	186	破断無し	破断無し
	С	342	5.1	193	中間	全破断,絞り
10	А	409	5.5	190	定着具根元	素線1本, 絞り
F40T	В	424	5.1	194	定着具根元	素線1本, 絞り

付表 4.2.5 外ケーブル引張試験の状況

規格引張荷重 F70T:686 kN, F30T:330 kN, F40T:387 kN

※1:試験機ストローク限界まで引張り破断せずに終了

※2:変位測定装置の異常による伸び量の測定エラー





付表 4.2.6 PC 鋼材破断状況の例

#### 2.5 ねじ式定着具の腐食調査の結果

(1) 試験方法

PC 桁に21 年間設置されていた外ケーブル定着具にて腐食が確認されたことから、既設定着具の錆を落とす前の 状態とワイヤブラシなどで十分に錆を落とした後の状態(付写真 4.2.5)で発錆による減肉量を計測した(付写真 4.2.6)。その結果を付表 4.2.7 に示す。





付写真4.2.5 錆落とし状況

付写真 4.2.6 計測状況



付表 4.2.7 ねじ部腐食調査

※:デジタルノギスにて計測

※:単位はmmとする。

#### 3. 調査のまとめ

#### (1) 被覆材損傷調査

ケーブル偏向部付近に「つぶれ」「えぐれ」の損傷が多く見られた。損傷の状況より、緊張時に擦れたものと推 測される。参考ではあるが、現在の外ケーブル補強の偏向具には、**付写真 4.3.1** に示すように、摩擦を低減する目 的で樹脂製部材および低摩擦プレートを用いることが標準となっている。



付写真 4.3.1 現在の外ケーブル補強の偏向具

(2) 切断面調査

被覆材はPC鋼材の外周を覆っていることが確認された。また、被覆外径およびPC鋼材外径は規格値に概ね一致 することが確認された。

#### (3) PC 鋼材発錆調査

露出した PC 鋼材は素線1本で幅25mm 程度であったが, PE 被覆内部では露出部を中心に約70mm 幅で最大5mm 程度の膜状の錆が広がっていた。また、上記の腐食部を起点に PE 被覆内部にも腐食が発生していた。腐食発錆範 囲は軽度なものまで含めると約3,000mm で、約300mm 間隔で断続的に発生していた。この間隔300mmm は、この PC 鋼材のより長さとほぼ一致していることから、PE 被覆の損傷部から浸入した水分が PC 鋼材の外周素線のより に沿って PE 被覆内部に広がったものと推測できる(付図4.3.1)。



(4) 外ケーブル引張試験

引張試験を実施した結果、いずれの外ケーブルも破断荷重、伸びともに問題ない結果が得られ、経年による強度 低下は確認されなかった。

(5) ねじ式定着具の腐食調査

既設定着具の錆落とし前後の減肉量は0~0.3mmの範囲であった。ネジ山が劣化していることもなく、いずれも 表面錆程度と判断できる。

## 付録5 撤去PC 桁を用いた外ケーブル補強工法定着部の載荷試験

1. 1	式験目	目的	195
2.	式験棋	既要	195
2.	1	試験内容	195
2.	2	試験体	195
2.	3	載荷方法	196
2.	4	計測項目	198
3.	式験約	吉果	200
3.	1	STEP1 (設計荷重相当)	200
3.	2	STEP2(外ケーブル引張荷重相当)	202
3.	3	STEP3 (せん断伝達耐力相当~破壊)	205
4. 柞	黄締な	り緊張力の確認	208

#### 1. 試験目的

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中,さまざまな劣化要因による損傷事例が報告され,そうした既設 PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。今回,外ケーブル補強後21 年が経過した既設 PC 橋から撤去された PC 桁を利用し,外ケーブル工法定着部の耐荷性能を検証することを目的に載荷試験を実施し,年数が経過した場合の影響を調査することとした。

#### 2. 試験概要

## 2. 1 試験内容

撤去した PC 桁の載荷試験後,外ケーブルの定着部を切断し,後打ちコンクリートで反力壁を追加したものを試 験体として載荷試験を行った。載荷は外ケーブル補強(F70T)を代用するものとして,PC 鋼棒(C種1号, φ40) を定着ブロックと反力壁を貫通させて左右両側に取り付け,反力壁側に緊張ジャッキ,定着ブロック側にロードセ ルを設置し,左右同時に緊張を行い,載荷試験を行った。載荷中において,載荷荷重,PC 鋼棒の伸び,定着ブロッ クの変位を測定した。

## 2.2 試験体

撤去PC桁より外ケーブルの定着部を切断した試験体の寸法は,幅800mm×高さ1200mm×桁長1900mmである。 その支間中央側に後打ちコンクリートを打設し反力壁を追加した。反力壁の寸法は,幅1200mm×高さ900mm×延 長1159mmである。試験体概要を付写真 5.2.1 に示す。



#### 付写真 5.2.1 試験体側面

#### 2. 3 載荷方法

外ケーブル補強の代用として, PC 鋼棒 (C 種 1 号, φ40) を使用した。定着装置から反力壁に PC 鋼棒を通し, 反力壁側に緊張ジャッキ,定着ブロック側にロードセルを設置した。PC 鋼棒にはテンションバーを取り付け,ジャ ッキ,ロードセルはセンターホール型を使用し,ジャッキにはラムチェアーを取り付け,PC 鋼棒をセンターホール に通し,両端をナットで固定した。また,均等に荷重がかかるように,設置面にはプレートを取り付けた。電動ポ ンプによりジャッキを制御し,電動ポンプは二連式を使用し,ジャッキにより PC 鋼棒を左右同時に緊張し,定着 装置の載荷試験を行った。

載荷ステップとしては、STEP1\_設計荷重相当(412kN)×3回、STEP2\_外ケーブル引張荷重相当(686kN)×1回,STEP3\_せん断伝達耐力相当(783kN)×1回から最大荷重1200kNまたは制御測点の最大容量までとした。また、STEP2,3では途中、浮き上がり発生荷重相当(463kN)、設計せん断伝達耐力(603kN)で載荷ブロックの確認、STEP3では、せん断伝達耐力相当(783kN)からは変位制御とし、L 側定着部軸方向ジャッキ側(D-L-U-X2)を制御測点とした。載荷ステップ詳細を付図 5.2.1 に、試験概要図を付図 5.2.2 示す。



付図 5.2.1 載荷ステップ

STEP1 設計荷重相当(当初設計計算書)P=412kN(42.0tf)(浮きは発生しない)

STEP2 外ケーブル(当初使用外ケーブルF70T)引張荷重相当
P=686kN(70.0tf)(ズレは発生しない)
※浮き上がり発生荷重:463kN(復元計算)
※設計せん断伝達耐力:603kN(復元計算,安全率:F=1.3)

STEP3 せん断伝達耐力相当(復元計算)
P=783kN(設計せん断伝達耐力復元計算,F=1.0)
※PC 鋼棒 φ 40mm C 種 1 号 (プレストレッシング中の許容値:1220kN)



付図 5.2.2 試験概要図

#### 2. 4 計測項目

計測項目については、載荷荷重 (PC 鋼棒緊張力)、変位 (PC 鋼棒伸び、定着ブロック)の2項目について計測を 行った。使用機器を付表 5.2.1、測定項目および数量を付表 5.2.2 にそれぞれ示す。

機器名称型式仕様荷重計(株) 東京測器研究所 KCB 相当2MN接触式変位計(株) 共和電業 DTH 相当20, 25, 30mmメモリレコーダ(株) 共和電業 EDX-1500A32ch

付表 5.2.1 使用機器

付表 5.2.2 計測項目および数量

計測項目	センサー	仕様	数量	備考
載荷荷重(PC 鋼棒張力)	拔荷荷重(PC鋼棒張力)  荷重計    2MN			
字美ブロック亦は	亦侍社	20 25 20mm	8 点	橋軸方向
足有ノロツク変化	爱忆計	20, 23, 30mm	8 点	橋軸直角方向
PC 鋼棒伸び	変位計	30mm	2 点	

(1) 荷重

定着ブロック外側に設置

#### (2) 変位

・PC 鋼棒伸び

PC 鋼棒とテンションバーの接続付近に設置

・定着ブロック変位

定着ブロックの軸方向, 面外方向に設置

※変位の極性

・軸方向変位 +:ジャッキ側に変位
 ・面外変位 +:外側に変位
 -:荷重計側に変位
 -:内側に変位

付図 5.2.3 に計測位置図を示す。

<sup>・</sup>載荷荷重(PC 鋼棒緊張力)





## 3. 試験結果

外ケーブル補強定着ブロック載荷試験結果を下記に示す。

## 3. 1 STEP1 (設計荷重相当)

PC 鋼棒に設計荷重相当(412kN)の緊張力を与え、定着ブロックを載荷した。載荷~除荷を1回とし、3回繰り返した。載荷荷重と定着前面側の水平変位の関係を付図5.3.1に、載荷荷重とPC 鋼棒の伸びの関係を付図5.3.2に、設計荷重相当時(412kN)の各測点の値を付表5.3.1に示す。





付図 5.3.2 載荷荷重と PC 鋼棒の伸びの関係

付表 5.3.1 設計荷重時一覧表

し、「則」
-------

	荷重 (kN)	PC 鋼棒		水平変位	(mm)			面外変位	(mm)	
		1中 (mm)	定着普	祁背面	定着	祁前面	定着普	祁背面	定着	祁前面
	P-L	D-L	D-L-U-X	D-L-D-X	D-L-U-X2	D-L-D-X2	D-L-LU-Y	D-L-LD-Y	D-L-RU-Y	D-L-RD-Y
1回目	412.07	4.52	0.15	0.14	0.16	0.14	0.02	0.02	-0.02	-0.01
2回目	414.39	4.71	0.13	0.14	0.14	0.13	0.04	0.03	-0.01	0.01
3回目	412.30	4.42	0.12	0.13	0.14	0.14	0.04	0.04	-0.01	0.01

R側

	荷重 (kN) (t	荷重 PC 鋼棒			水平変位	<u>r</u> (mm)		面外変位(mm)				
		1中 (mm)	定着普	祁背面	定着	祁前面	定着普	祁背面	定着普	祁前面		
	P-R	D-R	D-R-U-X	D-R-D-X	D-R-U-X2	D-R-D-X2	D-R-LU-Y	D-R-LD-Y	D-R-RU-Y	D-R-RD-Y		
1回目	407.76	5.86	0.16	0.12	0.16	0.15	0.03	0.00	0.01	0.01		
2回目	412.14	6.88	0.16	0.11	0.16	0.14	0.01	-0.01	-0.01	0.00		
3回目	412.13	4.79	0.16	0.12	0.16	0.14	0.03	0.01	0.01	0.02		

荷重と PC 鋼棒の関係より, L と R 側で違いがみられた。これは定着装置の位置が L, R 側で異なることや,供 試体とジャッキ, PC 鋼棒などのなじみによる影響が考えられる。設計荷重時(412kN)の定着装置の各測点を比較 すると, L, R 側のいずれも面外変位がほとんどみられなかった。水平変位は定着部前面で 0.13~0.16mm, 定着部 背面で 0.12~0.16mm であり, 0.03~0.04mm のばらつきであった。また,前面と背面を比較すると,変位の挙動に ほとんど差はみられなかった。

#### 3. 2 STEP2(外ケーブル引張荷重相当)

外ケーブル(F70T)引張荷重相当(686kN)まで載荷した。繰り返し回数は1回とし,途中,浮き上がり発生荷 重(463kN),設計せん断伝達耐力(603kN)で供試体の状況を確認した。載荷荷重と,PC 鋼棒の伸びの関係を付図 5.3.3 に,定着前面側の水平変位の関係を付図 5.3.4 に,定着前面および背面側の面外変位の関係を付図 5.3.5 に, 各荷重の各測点の値を付表 5.3.2 に示す。







付図 5.3.4 載荷荷重と定着前面側の水平変位の関係





#### 付表 5.3.2 各荷重時一覧表

L側

	荷重	PC 鋼棒		水平変位	<u>r</u> (mm)			面外変位	ī (mm)	
	h重 (kN)	伸び (mm)	定着部背面		定着部前面		定着部背面		定着部前面	
	P-L	D-L	D-L-U-X	D-L-D-X	D-L-U-X2	D-L-D-X2	D-L-LU-Y	D-L-LD-Y	D-L-RU-Y	D-L-RD-Y
設計荷重	415.77	4.44	0.13	0.14	0.14	0.13	0.03	0.03	-0.02	0.00
浮き上がり発生荷重	465.31	4.91	0.14	0.16	0.16	0.15	0.03	0.03	-0.02	0.00
設計せん断伝達耐力	603.75	6.25	0.20	0.21	0.23	0.21	0.06	0.05	-0.02	0.01
外ケーブル引張荷重	693.57	7.14	0.25	0.25	0.28	0.25	0.09	0.07	-0.02	0.01

R側

	荷重	PC 鋼棒		水平変位	<u>r</u> (mm)		面外変位(mm)			
	(kN)	1甲〇 (mm)	定着部背面		定着部前面		定着部背面		定着部前面	
	P-R	D-R	D-R-U-X	D-R-D-X	D-R-U-X2	D-R-U-X2	D-R-LU-Y	D-R-LD-Y	D-R-RU-Y	D-R-RD-Y
設計荷重	412.60	4.79	0.15	0.12	0.16	0.14	0.02	0.00	0.00	0.01
浮き上がり発生荷重	465.15	5.34	0.17	0.18	0.18	0.16	0.02	0.00	0.00	0.01
設計せん断伝達耐力	602.99	6.75	0.23	0.20	0.23	0.21	0.03	0.00	0.00	0.01
外ケーブル引張荷重	686.89	7.59	0.26	0.21	0.27	0.25	0.05	0.00	0.00	0.01

PC 鋼棒の挙動は L, R 側いずれも似たような挙動を示しているため、定着ブロックにも L, R 側いずれも同じように載荷されていると考えられる。水平変位は荷重-変位の関係から勾配に変化はみられなかった。変位量もD-R-D-X の値が他の測点より小さな値を示しているが、他の測点は 0.25~0.28mm と 0.03mm のばらつきがあり、D-R-D-X との差も 0.07mm と小さかった。面外変位は背面上部の値が 0.02~0.09mm と他より大きな値を示していた。また、L 側の前面上部でマイナス側(内側への変位)を示しており、他の測点と極性が逆になっていた。これらは、STEP2 終了後に確認した供試体の状況から、L 側上部の横締めの定着プレートと供試体の境界にみられた亀裂(**付写真 5.3.1**)による影響と考えられる。

203



(a) L 側全景



(b) L 側下段拡大 付写真 5.3.1 亀裂の状況

#### 3. 3 STEP3 (せん断伝達耐力相当~破壊)

せん断伝達耐力相当(783kN)から定着ブロックの破壊を目標に載荷した。最大荷重1200kNまたは制御測点の最 大容量までとした。繰り返し回数は1回とし,途中,浮き上がり発生荷重(463kN),設計せん断伝達耐力(603kN), 外ケーブル引張荷重(686kN)で供試体の状況を確認した。定着ブロックの破壊を目標としたが,破壊しない場合 には、ジャッキ容量最大荷重1200kNまたは制御測点 D-L-U-X2の最大容量30mmまでとした。この結果、ジャッ キ容量1200kNまで載荷したが定着ブロックの破壊までは至らなかった。載荷荷重と,PC鋼棒の伸びの関係を付図 5.3.6 に、水平変位の関係を付図5.3.7 に、面外変位の関係を付図5.3.8 に示す。また、各荷重の各測点の値を付表 5.3.3 に示す。









1.6

(b)定着背面側

付図 5.3.7 載荷荷重と水平変位の関係





#### 付表 5.3.3 各荷重時一覧表

- 1/4										
	荷重	PC 鋼棒		水平変	拉 (mm)		面外変位(mm)			
	(kN)	1甲〇 (mm)	定着普	定着部背面		定着部前面		定着部背面		術前面
	P-L	D-L	D-L-U-X	D-L-D-X	D-L-U-X2	D-L-D-X2	D-L-LU-Y	D-L-LD-Y	D-L-RU-Y	D-L-RD-Y
設計荷重	412.07	4.38	0.15	0.16	0.16	0.14	0.03	0.05	-0.03	0.00
浮き上がり発生荷重	463.92	4.86	0.14	0.15	0.20	0.17	0.08	0.05	-0.02	-0.01
設計せん断伝達耐力	603.75	6.25	0.23	0.22	0.26	0.21	0.08	0.08	-0.05	0.00
外ケーブル引張荷重	686.16	7.07	0.28	0.28	0.34	0.29	0.11	0.09	-0.05	0.00
せん断伝達耐力	783.39	8.07	0.39	0.37	0.50	0.39	0.33	0.29	-0.02	0.01
最大荷重	1199.21	14.27	1.04	1.07	1.33	1.08	1.26	1.13	0.14	0.05

R側

L側

	荷重	PC 鋼棒	水平変位(mm)				面外変位(mm)			
	(kN)	1甲(ハ (mm)	定着音	背面	定着音	術前面	定着普	祁背面	定着普	祁前面
	P-R	D-R	D-R-U-X	D-R-D-X	D-R-U-X2	D-R-D-X2	D-R-LU-Y	D-R-LD-Y	D-R-RU-Y	D-R-RD-Y
設計荷重	413.98	4.68	0.17	0.17	0.14	0.14	0.03	0.01	0.01	0.00
浮き上がり発生荷重	464.69	5.25	0.17	0.18	0.15	0.17	0.03	0.00	0.00	0.00
設計せん断伝達耐力	604.83	6.57	0.21	0.18	0.26	0.23	0.04	-0.01	0.00	0.00
外ケーブル引張荷重	686.89	7.34	0.27	0.21	0.26	0.23	0.06	0.01	0.02	0.02
せん断伝達耐力	785.55	8.36	0.35	0.29	0.36	0.32	0.08	-0.01	0.01	-0.02
最大荷重	1177.39	14.01	0.84	0.60	0.84	0.72	0.50	0.34	0.11	-0.02

PC 鋼棒の挙動は L, R 側いずれも似たような挙動を示しているため、定着ブロックにも L, R 側いずれも同じように載荷されていると考えられる。水平変位は荷重-変位の関係図より L 側で約 780kN, R 側で約 1050kN で勾配に変化があり、変位が伸びていた。L 側の勾配の変曲点である 780kN はせん断伝達耐力相当と一致した。変位量は L 側で、D-L-U-X2 において 1.33mm と他の測点より大きな値を示した。他の測点は 1.04~1.08mm と 0.04mm 程度のばらつきであり、上部と下部の差がほとんどみられなかった。R 側では 0.60~0.84mm と 0.24 程度のばらつきがみられ、下部より上部で変位量が大きい傾向となった。D-R-D-X との差も 0.07mm と小さかった。また、L, R 側における変位量の最大と最小の差は約0.44mm とL 側の方が大きく、全体的にもL 側の変位量が大きい傾向であった。

面外変位は背面上部の値が 0.02~0.09mm と他より大きな値を示した。L 側背面で約 780kN, R 側背面で約 1050kN で勾配に変化があり,変位が伸びていた。とくにL 側背面の変位は 780~1200kN の間に約 1mm 以上の急激な変位 の変化がみられた。前面側では明確な勾配の変化がわからなかった。背面 L, R 側の差は最大と最小で約 0.76mm とL 側の変位量が大きく,全体的にもL 側の変位量が大きい傾向であった。また,L, R 側の変曲点は水平変位の それと同様の値であり,L 側の勾配の変曲点である 780kN はせん断伝達耐力相当と一致した。

L 側と R 側の勾配の変曲点や変位量が異なったのは, STEP2 で L 側上部の横締めの定着プレートと供試体の境界 に発生した亀裂による影響と考えられる。試験終了後, R 側にも亀裂の発生がみられたが,発生時期の差で, L 側 の方が R 側より勾配の変曲点の荷重が小さく,変位量が大きかったと考えられる。

207

#### 4. 横締め緊張力の確認

横締めによる定着ブロック載荷試験への影響,試験実施に対する安全性の確保のため,横締めの緊張力の確認を 行った。試験の前後で行い,計4箇所で確認を行った。横締めのPC鋼棒にテンションバーとセンターホールジャ ッキを取り付け,ナットで固定し,PC鋼棒を緊張した(付写真 5.4.1)。PC鋼棒を緊張していき,ナットが緩んだ 時の荷重を横締めのPC鋼棒にかかっている緊張力とした。試験後の横締め緊張力の確認の結果を付表 5.4.1 に示す。





付写真 5.4.1 横締め緊張力の確認状況

	1	2	3	4
	上部前面側 (kN)	上部背面側 (kN)	下部前面側 (kN)	下部背面側 (kN)
試験後	130	110	180	130

#### 付表 5.4.1 試験後の横締め緊張力確認結果

設計計算書より、横締めの PC 鋼棒の緊張力は 197kN/本であり、試験前の確認では4箇所すべてにおいて 197kN 以上の緊張力であった。一方、試験後の確認では 197kN を下回っていた。

# 付録6 既設 PC 橋の復元図の作成

1.	樃	要		210
2.	復	元回	図作成の手順	210
3.	調	査縦	吉果	210
ę	3.	1	過去の工事管理図書の確認	210
ŝ	3.	2	建設当時の年代の参考図書の確認	213
ę	3.	3	解体調査による主桁形状の決定	215
ę	3.	4	解体調査による PC 鋼材配置の決定	217
4.	ま	とと	め(復元図)	218

#### 1. 概要

既設 PC 橋の曲げ耐力の設計値を算出するためには、正確な PC 桁の断面寸法や PC 鋼材配置を確定する必要がある。本付録では、維持管理記録の調査や撤去 PC 桁の切断面の調査を行うことにより、断面寸法や PC 鋼材配置を測定して、これらの数値を決定した。

復元図を作成するために行った調査内容を以降に記す。

#### 2. 復元図作成の手順

本付録での復元図(主桁形状図, PC 鋼材配置図)の作成のために必要となる調査内容を付表 6.2.1 に示す。解体 調査前に、おおよその主桁形状や PC 鋼材配置を推定し、それをもとに実際の撤去 PC 桁において解体調査による確 認を行った。

No.	調査の項目	内容					
1	過去の工事管理図書の 確認	・維持管理記録資料、補強設計資料(外ケーブル補強)、本橋の竣工年に近					
	建設当時の年代の	い過去の標準設計や設計施工指針の参考図書を確認し、橋梁の諸元、使用					
2	参考図書の確認	PC 鋼材, 主桁断面形状, PC 鋼材形状などを推定した。					
	解体調査による 主桁形状の決定	・主桁を断面方向に切断して、各切断面の主桁断面形状を測定した。					
3		・主桁の橋軸方向の長さ寸法を測定した。					
4	解体調査による PC 鋼材配置の決定	・各切断面のPC鋼材配置を測定した。					

#### 付表 6.2.1 復元図作成の調査内容

#### 3. 調査結果

#### 3.1 過去の工事管理図書の確認

維持管理記録および補強設計資料から判明した内容を付表 6.3.1~付表 6.3.3,および付図 6.3.1 に示す。本橋は 1962 年竣工の既設桁と 1973 年の拡幅桁によって構成される。また、本橋は 1996 年に主桁に対し外ケーブル補強が 実施され、2017 年に新橋建設に伴い撤去された。対象とした撤去 PC 桁は、第3 径間(P2~A2)の外ケーブル補強 された既設桁 G4 桁となる。

解体調査前に推定した主桁形状図とPC 鋼材配置図を付図 6.3.2, 付図 6.3.3 に示す。これらの図は,維持管理記録および補強設計資料から推定された主桁形状とPC 鋼材配置となる。推定時においては,PC 鋼材は9本配置で,2本の破断と仮定した。後述の「3.4 解体調査による PC 鋼材配置の決定」の付図 6.3.8 のとおり,PC 鋼材の実際の本数は8本であった。なお,破断本数の2本は一致していた。外ケーブル補強量は,この2本分の PC 鋼材を負担するように計画されていた。
付表 6.3.1 橋梁諸元

架設地

構造種別

主桁本数

支間長

有効幅員

荷重

竣工年次

解体調査

実施年次

長

橋

寒冷地(海岸より70	)m)	年	維持管理の内容	
PC3 径間単純ポストテンション方式 T 桁橋		1962年	竣工 車道部架設 (既設桁)	
既設桁6本 拡幅桁3本		1973年	橋梁拡幅(拡幅桁)	
	67.00m		主桁外ケーブル補強(既設 PC 鋼材の破断対	
2	1.54m×3	1996年	<b>策)</b> , 主桁・床版断面補修, 伸縮・排水管取	
車道 8.	0m+歩道1.5m		替, 塩害塗装	
TL-	20:一等橋		撤去工(既設桁・拡幅桁)(新設橋の建設に	
1962年 1973年		2017年	伴い撤去されることとなったため。)	

付表 6.3.3 主な維持管理履歴

2017年 撤去後

#### 付表 6.3.2 主桁の PC 鋼材の推定

	既設桁
定着工法	
	PC 鋼線
使用材料	12-
上縁定着	あり
シース径	φ(mm)
シース	下面(mm)
かぶり	側面(mm)

※---は不明な箇所を示す。



付図 6.3.1 橋梁の断面図(第3径間)







付図 6.3.3 解体調査前に推定した PC 鋼材配置図

#### 3.2 建設当時の年代の参考図書の確認

復元図の作成に利用した参考図書を付表 6.3.4 に示す。主桁形状・PC 鋼材配置の推定にあたっては、撤去 PC 桁の竣工年度の 1962 年に近い標準設計を利用した。

撤去 PC 桁の解体調査をする事前の計画において,使用した過去の標準設計の図面を付図 6.3.4,付図 6.3.5 に示 す。これらの図は,撤去 PC 桁と同じ規格の一等橋から選定しており,また支間長と桁高が,補強設計資料(外ケ ーブル補強)の検討条件に近いものを選定した。これらの標準図から,解体調査前におおよその主桁断面形状や PC 鋼材配置を推定することができた。ただし,付図 6.3.4 の PC 鋼材の規格は 12 ¢ 7 であり,撤去 PC 桁の 12 ¢ 5 に対 して異なっていたことから, PC 鋼材配置の推定にはこれらの違いに注意する必要がある。

	発行年度	図書	利用方法
		PC 道路橋設計研究会 橋梁編纂委員会:	主桁形状・PC 鋼材配置の推定
図書A	1966年	プレストレストコンクリート道路橋設計資料	
		(ポストテンション方式単純 T 型桁橋)	
	1968年	建設省:	主桁形状・PC 鋼材配置の推定
凶者B		土木構造物標準設計13 (PC 橋 その1)	
		土木学会:	PC 鋼材の上縁定着の配置・角度の
図書C	1991年	プレストレストコンクリート工法 設計施工指針	推定
		(コンクリートライブラリー66 号)	

付表 6.3.4 建設当時の年代の参考図書



付図 6.3.4 主桁形状・PC 鋼材配置(図書 A)



付図 6.3.5 主桁形状・PC 鋼材配置(図書 B)

PC 鋼材の上縁定着の配置・角度の推定を行うために、図書 C の上縁定着図(付図 6.3.6)を参考とした。なお、 本図は FKK フレシネー工法から引用している。上縁定着の角度は標準設計の付図 6.3.4, 付図 6.3.5 から 20~25° と推定していたが、後述の解体調査による PC 鋼材の形状の確認によって、上縁定着の角度を 30°に決定した。



緊張に要する切欠き(12 Ø 5)(35°)

緊張に要する切欠き(12 Ø 5)(25°)



付図 6.3.6 上縁定着の寸法図(図書 C)

# 3.3 解体調査による主桁形状の決定

支間中央の主桁断面の形状は,4箇所の切断面の寸法の平均値から決定した。その測定結果および決定した主桁断面形状を付図6.3.7,付表6.3.5に示す。ここで,上フランジ幅B1は撤去時に約800mmの位置で切断されていた。また,主桁断面形状は以下を考慮して決定した。

- ・基本的な断面寸法は切断面の寸法を測定し、その平均値を10mm ラウンドで丸めて採用した。
- ・桁高 H1 は、補強設計資料の断面形状寸法やその標準設計の桁高と比較して、「-5~+10mm」の誤差範囲内であったことから 1200mm を採用した。なお、「-5~+10mm」の誤差範囲は「土木工事施工管理基準及び規格値(案) 平成 31 年度 3 月 国土交通省」を参考とした。
- ・下フランジのハンチ部の水平寸法 BLR3 は、ウェブ厚 B2=160mm と下フランジ厚 B3=350mm の寸法値を正と して、95mm に設定した。

また、桁長、横桁位置、ウェブの拡幅変化区間を測定し、現況の主桁形状図の作成に利用した。



付図 6.3.7 支間中央の主桁断面形状の決定

断面 番号	1	2	3	4	平均值	LR平均值	
断面 名称	1BL-A2	3BL-P2	CL (6)	4BL-P2			(L+R)/2
H1	1205	1213	-	1203	1207. 0		
HL1	155	153	147	145	150.0	HLR1	152. 9
HL2	-	-	23	26	24. 5	HLR2	21.5
HL3	-	-	85	95	90.0	HLR3	91.0
HL4	-	-	626	627	626.5	HLR4	626.8
HL5	-	-	-	155	155.0	HLR5	150. 5
HL6	165	170	-	157	164. 0	HLR6	164. 0
HR1	155	156	157	155	155.8		
HR2	-	-	15	22	18. 5		
HR3	-	-	87	97	92. 0		
HR4	-	-	-	627	627.0		
HR5	-	-	-	146	146.0		
HR6	165	168	-	159	164. 0		
B1	800	801	803	804	802. 0		
B2	-	-	166	163	164. 5		
B3	345	353	-	361	353. 0		
BL1	210	203	233	254	225. 0	BLR1	228.1
BL2	-	-	93	93	93.0	BLR2	92. 5
BL3	-	_	-	98	98.0	BLR3	100. 5
BR1	240	247	220	218	231.3		
BR2	-	-	99	85	92.0		
BR3	-	-	-	103	103.0		

付表 6.3.5	支間中央の主桁断面形状の決定
----------	----------------

断面形状の決定					
	10(mm)で 丸める	設計計算に 用いる 支間中央の 断面形状			
H1	-	1200			
HLR1	150	150			
HLR2	20	20			
HLR3	90	90			
HLR4	630	630			
HLR5	150	150			
HLR6	160	160			
B1	800	800			
B2	160	160			
B3	350	350			
BLR1	230	230			
BLR2	90	90			
BLR3	-	95			

216

# 3. 4 解体調査による PC 鋼材配置の決定

支間中央のPC鋼材配置は、5箇所の切断面のPC鋼材位置の平均値から決定した。その測定結果および決定した PC 鋼材配置を付図 6.3.8, 付表 6.3.6 に示す。切断して判明した PC 鋼材の本数は 8 本であった。なお, 推定時の PC鋼材の本数は9本であった。

また、支間中央以外の PC 鋼材形状は、付図 6.3.8 に示された 6 箇所の主桁切断面の PC 鋼材の配置を確認して決 定した。







断面 番号	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]		平均值
断面 名称	1BL-A2	3BL-P2	CL (6)	(5)	4BL-P2	(4)		
h1-1列目	-	52	60	65	66	80		
h1-2列目	-	60	90	65	83	80	h1	69.5
h1-3列目	-	58	70	70	64	80		
h2-1列目	-	112	130	120	124	125		
h2-2列目	-	-	185	115	-	-	h2	130.8
h2-3列目	-	-	-	135	-			
h3-1列目	-	-	195	T	-	-	1.2	107 5
h3-2列目	-	-	200	-	-	-		197.0
b1-1段目	-	75	80	70	100	-		
b1-2段目	-	-	70	70	-	-	Ь	09.4
b2-1段目	_	86	80	80	73	-	α	82.4
b2-2段目	-	-	85	120	-	-		

	PC鋼材配置の決定					
		設計計算に 用いる 支間中央の PC鋼材 配置	備考			
	h1	70	10(mm)ラウンドで丸める。			
h2-h1 61.2	h2-h1	60	「h2-h1」と「h3-h2」は 等しい値となるように設定			
h3-h2 66.8	h3-h2	60	する。10(mm)フリンドで丸 める。			
	b	80	10(mm)ラウンドで丸める。			

# 付表 6.3.6 支間中央の PC 鋼材配置の決定

※表中の数値の単位はmmとする。

※表中の数値の単位はmmとする。

Ð

Ð 60

Ð

0

φφ

80 80

# 4. まとめ(復元図)

以上の調査結果から作成した復元図(主桁形状図・PC 鋼材配置)を付図 6.4.1, 付図 6.4.2 に示す。解体調査前 に推定した復元図(付図 6.3.2, 付図 6.3.3)は机上調査のみであっても主桁形状および PC 鋼材配置をおおよそ推 定できるものの,正確性には欠ける結果となった。したがって、当初設計図面が残されていない場合の既設 PC 橋 の耐荷力評価を行うためには,現地調査を行うことでPC桁の断面寸法やPC鋼材配置を正確に復元する必要がある。 とくに、PC 鋼材配置に関しては非破壊・微破壊調査の活用が有効であると考えられる。



付図 6.4.1 主桁形状図(復元図)



付図 6.4.2 PC 鋼材配置図(復元図)

# 付録7 既設 PC 橋の耐荷力評価に関する参考資料

1.	評	価の	)概要	221
1		1	基本的な考え方	221
1		2	耐荷力評価の手順	224
2.	当	初0	2耐荷力評価	225
2		1	机上調査および現地調査	225
2	•	2	設計条件の整理	227
2		3	復元図の作成	228
2	•	4	復元設計および当初の耐荷力評価の実施	229
3.	現	況0	2耐荷力評価	231
3		1	非破壊・微破壊調査	231
3	•	2	現況再現設計および現況の耐荷力評価の実施	232
3	•	3	不足耐荷力の推定	232
4.	補	強0	2耐荷力評価	233
4		1	補強方法の選定	233
4		2	補強量の仮定,補強設計の実施および補強の耐荷力評価	233

# 1. 評価の概要

# 1. 1 基本的な考え方

(1) 適用基準の明確化

既設 PC 橋の耐荷力評価にあたっては、適用基準を明確にする必要がある。基本としては、現行の基準(平成29 年道路橋示方書など)を適用するとよい。ただし、既設 PC 橋の部材寸法や鋼材配置は当初設計時の基準を適用し て決定されたものであることから、既設 PC 橋の耐荷力評価にあたっては当初設計時の基準を踏まえる必要がある。 なお、参考として PC 道路橋に関連する適用基準の変遷を**付表 7.1.1** に示す。

西暦(年号)	適用基準の名称	活荷重の例	耐荷性能の照査方法	設計供用期間
	鋼道路橋設計示方書,プレス			
1968年以前	トレストコンクリート設計			
	施工指針(土木学会)など	<b>TT 2</b> 0		
10(0 (町町 42) 左	TL-20 TL-20		設計荷重時と終局荷重時の2つ	
1968(昭和43)年	卜道路橋示方書	1L-14	の荷重状態に対して,許容値(許容応力度)と破壊抵抗曲げモーメントで照査(曲げに対する照査の場合)	
1978(昭和53)年				_
1990(平成2)年				
1994(平成6)年	道路橋示方書 Ⅲ コンクリー			
1996(平成8)年	ト橋編			
2002(平成14)年				
2012 (平成 24) 年		B沽何里		
2017 (平中20) 左	道路橋示方書 Ⅲ コンクリー		1つの設計荷重状態に対して,限	100 年
2017(平成 29)年	ト橋・コンクリート部材編		界状態1と限界状態3の照査	100年

付表 7.1.1 PC 道路橋に関連する適用基準の変遷

(2) 耐荷力評価方法の明確化

耐荷力評価方法については、平成29年道路橋示方書(H29道示)を適用する場合、作用に対して部材全体が弾性 挙動する限界の状態のみならず、作用に対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態に対する照査を求められるた め、限界状態1と限界状態3の照査を行う(付表7.1.2)。

種別	概要	引用箇所
限界状態1	1)上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態 2)橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至ら ない限界の状態	H29 道示 III3.4.2(1)
	作用に対して部材全体が弾性挙動する限界の状態	H29 道示 III5.6.1(1), 5.6.2(1), 5.6.3(1), 5.6.4(1)
四田山谷谷の	コンクリート橋の上部構造に損傷等が生じているものの,それが原 因で落橋等の致命的な状態に至ることがない限界の状態	H29 道示 III3.4.2(3)
胶外状態3	作用に対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態	H29 道示 III5.8.1(1), 5.8.2(1), 5.8.3(1), 5.8.4(1)

それ以前の道路橋示方書を適用する場合(例えば,平成24年道路橋示方書:H24道示)においても,設計荷重時 にプレストレストコンクリート構造においてはひび割れが発生しないように設計するのみならず,終局荷重作用時 に部材断面に作用する設計断面力が断面耐力以下であることを照査することを求められているため,設計荷重時と 終局荷重時に対して照査を行う(付表7.1.3)。

付表 7.1.3 プレストレストコンクリート橋の上部構造に求められる耐荷力評価種別の例(H24 道示)

種別	概要	引用箇所
設計荷重作用時	部材断面に生じる応力度を許容応力度以下とすることにより、プレ ストレストコンクリート構造においてはひび割れが発生しないよう に設計することができる。	H24 道示 III2.3(2)
終局荷重作用時	道示 III2.2(3)に規定する荷重組合せにより部材断面に作用する設計 断面力が断面耐力以下であることを照査することにより,部材の曲 げ破壊,せん断破壊,コンクリートの圧壊を防ぎ,構造物の安全性 を照査することができる。	H24 道示 III2.3(3)

なお、参考までに一例として、曲げモーメントに対する耐荷力評価手法の概念図を付図7.1.1に示す。



a)H24 道示以前 b)H29 道示 付図 7.1.1 曲げモーメントに対する耐荷力評価手法の概念図(PC 部材の場合)

(3) 要求水準の明確化

既設 PC 橋の耐荷力評価にあたっては、要求水準を明確にする必要がある。既設 PC 橋の要求水準としては、当初 設計時の水準(当初水準)あるいは現行の基準に照らした水準(現行水準)などが考えられる。

たとえば、当初水準に対し安全余裕が確保された既設 PC 橋のケースでは、劣化が顕在化して耐荷性能が低下したとしても、当初水準あるいは現行水準に対して現有の耐荷力が直ちに不足する状態にはならないことも想定される(付図 7.1.2)。また、仮に現有の耐荷力が当初水準あるいは現行水準に対し不足する状態になった場合に目標とする要求水準は、当初水準あるいは現行水準とするとよい。つまり、補修補強設計で目標とする補修・補強レベルは、当初の性能まで回復させる(当初の安全余裕を確保させる)必要はなく、当初水準あるいは現行水準に対し不足する耐荷力を補うことができればよい。

なお,当初水準あるいは現行水準に対し,実構造物の強度などを測定して評価することによって目標とする要求 水準を満足する,つまり,補修・補強が不要であると判断できるケースがあることも想定される。



付図 7.1.2 構造物の継時的な性能変化の模式

(4) 基本的な考え方のまとめ

既設 PC 橋の耐荷力評価にあたっては、適用基準、耐荷力評価方法、および、要求水準を明確にすることが重要 であると考えられる。なぜなら、数ある補修・補強方法の中で、どのような診断(判断)をもって、補修・補強工 法の種類や補修・補強レベルを選定するのか、その診断の考え方の基本となるからである。

なお、本資料は、今回の研究成果ならびに文献付 7-1)~付 7-6)を参考に整理した。

#### 1.2 耐荷力評価の手順

劣化が顕在化した既設 PC 橋の耐荷力評価の手順を付図 7.1.3 に示す。本事例では、当初設計が無く、かつ、現況の耐荷力が現行水準を下回る(耐荷力評価として当初、現況および補強の3段階の評価が必要になる)ケースを想定し、以下の手順で実施するものとした。

- ・当初の耐荷力評価は、当初設計が無いことから、机上調査および現地調査によって得られた情報に基づき設計 条件の整理および復元図の作成を行い、復元設計を実施して当初の要求水準に対し照査を行う。
- ・現況の耐荷力評価は、劣化が顕在化した既設 PC 橋であることから、非破壊・微破壊調査によって得られた情報に基づき現況再現設計を実施して不足耐荷力の推定を行う。
- ・補強の耐荷力評価は、不足耐荷力に対し有効な補強方法の選定および補強量の仮定を行い、これに基づき補強 設計を実施して目標とする要求水準に対し照査を行う。



付図7.1.3 劣化が顕在化した既設PC橋の耐荷力評価の手順(当初設計が無く,かつ劣化が顕在化しているケース)

なお、以降に示す耐荷力評価は、主に以下の観点から記載することにした。

- ・適用基準:1960年代前半に建設された既設 PC 橋を想定し、当初設計は当時の鋼道路橋設計示方書やプレスト レストコンクリート設計施工指針(土木学会)を適用基準とする。一方、現況再現設計および補強設計は、最 新または場合によってそれ以前の道路橋示方書を適用基準とする。
- ・耐荷力評価方法: PC 桁支間中央付近の PC 鋼材破断を想定し,主に曲げ耐力に関する耐荷力評価方法について 記載する。なお,設計計算方法については現行の基準に従うものとする。
- ・要求水準:当初設計に関しては当時の基準,現況再現設計および補修補強設計は現行の基準に従い要求水準を 設定する。

# 2. 当初の耐荷力評価

# 2. 1 机上調査および現地調査

# (1) 机上調査

机上調査は、維持管理記録資料、対象橋梁の竣工年に近い過去の基準や標準設計などを確認し、橋梁の諸元(材料強度、部材寸法、PC鋼材配置、プレストレスなど)を推定する。なお、参考としてポストテンション方式標準桁(建設省標準設計)の変遷を付表 7.2.1 に、PC 鋼材の強度およびプレストレスの変遷の一例を付表 7.2.2 に示す。

	1969(昭和44)年制定	1980(昭和 55)年改訂	1994(平成6)年改訂	
主桁断面	$\begin{array}{c} 1,200 \\ 20 \\ \hline \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ $	20 $1,500$ $20$ $20$ $20$ $0$ $0$ $0$ $0$ $0$ $0$ $0$ $0$ $0$	20 20 20 20 20 20 20 20 20 20 20 20 20 2	
活荷重	TL-20, TL-14	TL-20, TL-14	B 活荷重	
適用支間	L=14~40m	L=20~40m	L=20~45m	
コンクリート強度 400kgf/cm <sup>2</sup>		400kgf/cm <sup>2</sup>	400kgf/cm <sup>2</sup>	
PC 鋼材	L≦20m : 12 φ 5 L≧21m : 12 φ 7	L≦27m:12 φ7 L≧28m:12T12.4 で桁端部定着	L≦25m : 7S12.7B 25m <l≦38m 12s12.7b<br="" :="">38m<l 12s15.2b<br="" :="">すべて桁端部定着</l></l≦38m>	

付表 7.2.1 ポストテンション方式標準桁(建設省標準設計)の変遷

# 付表 7.2.2 PC 鋼材の強度およびプレストレスの変遷の一例

西爾 (年日)	盗田甘淮の夕分	引張強度( σ рц),降伏強度( σ ру)		71.711.7
四暦(平方)	週用基準0/名称	PC 鋼線 φ 5	PC 鋼線 φ 7	702502
1068 (昭和 43) 年	プレストレストコンクリー			
1708 (#11/11 437	卜道路橋示方書	1651 0/ 2	1551 (/ 2	
1978 (昭和53) 年		$\sigma_{\rm pu}=165 \text{kgt/mm}^2$	$\sigma_{\rm pu}=155 \text{kgt/mm}^2$	
1990 (平成2) 年		$\sigma_{\rm py}=145 \rm kgf/mm^2$	$\sigma_{\rm py}=135 {\rm kgf/mm^2}$	乳乳芸手はの新安さ
1994 (平成6) 年				
1996(平成8)年	道路橋示方書 Ⅲ コンクリー ト橋編	A種:同上 B種の場合 σ <sub>pu</sub> =175kgf/mm <sup>2</sup> σ <sub>py</sub> =155kgf/mm <sup>2</sup>	A種:同上 B種の場合 σ <sub>pt</sub> =165kgf/mm <sup>2</sup> σ <sub>py</sub> =145kgf/mm <sup>2</sup>	フ度は、0.60 σ <sub>Py</sub> 又は 0.75 σ <sub>pu</sub> の小さい方 の値
2002 (平成 14) 年		D括の担合	D括の担合	
2012 (平成 24) 年		D 1里0万万口	D (里)/沥口	
2017 (平成 29) 年	道路橋示方書Ⅲコンクリー ト橋・コンクリート部材編	$\sigma_{pu}=1/001\text{N/mm}^2$ $\sigma_{py}=1500\text{N/mm}^2$	$\sigma_{pu}=10001\text{N/mm}^2$ $\sigma_{py}=1400\text{N/mm}^2$	設計供用期間におけ る制限値:同上

(2) 現地調査

当初設計図面が無い場合は、机上調査のみで橋梁の諸元を確定できないことも想定される。机上調査で得られた情報が現地の構造物と一致しているかを確認することも含め、現地調査を実施するとよい。

現地調査の一例を**付表 7.2.3** に示す。現地調査にあたっては、表に示したすべての調査項目について調査を実施 する必要はない。これは、机上調査により確定できている調査項目があること、また詳細な現地調査を行うには膨 大な労力を要するためであり、現地調査は必要な調査項目について必要な箇所を対象に実施するとよい。

例) PC 鋼材の破断が9 主桁のうち1 主桁(G4 桁)の支間中央付近で発見された。

→現地調査は1 主桁(G4 桁)の支間中央付近を対象に実施する(付図 7.2.1 参照)。

なお、プレストレスの現地調査としては部材のたわみや曲げひび割れの発生を調査する方法も考えられるが、あ くまでも異常の検知(たとえば、初期導入力の20%程度以上の低下など)であること、微破壊調査による残存プレ ストレスの調査は復元設計結果との比較が必要となることから、現状では復元設計の実施によってプレストレスを 推定するのがよいと考えられる。

調査項目	調査方法	得られる情報	耐荷力評価への活用方法	
	構造形式や建設年代による推定	設計基準強度の推定	設計基準強度の設定	
コンクリート	ッマや再画中	コンクリート設定	設計基準強度の設定あるいは	
	コノ短度側足	コンクリート強度	実強度の設定	
<b>D</b> C 经时代	構造形式や建設年代による推定	DC 保計すの1手術	PC 鋼材の断面積・	
PC 铜树		PC 動物のの推測	強度等の設定	
<del>*77++</del> }+	スケールや測量による測定	外形寸法		
部州可法	弹性波法	部材厚	町面寸法の設定	
	電磁波レーダ法		御井福二男の割け	
鲫竹配直	はつり調査	>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>	剥竹配直の設定	
プレストレス	復元設計の実施	プレストレスの推定値	プレストレスの設定	

付表 7.2.3 現地調査の一例

注)現地調査を実施したうえ、推定する方法も含む。



付図 7.2.1 現地調査の対象箇所の例

#### 2.2 設計条件の整理

机上調査および現地調査によって得られた情報に基づき設計条件の整理を行う。設計条件を整理した参考例を付表 7.2.4 および付表 7.2.5 に示す。ここで、設計条件を整理する際の注意事項を以下に示す。

- ・復元設計の適用基準や活荷重は竣工年次より推定するとよい。なお、道路橋示方書において PC 橋に関する基準が制定されたのは1968 年(昭和43 年)であり、それ以前に建設された PC 橋では鋼道路橋設計示方書やプレストレストコンクリート設計施工指針(土木学会)などを適用基準にするとよい。
- ・単位系が SI 単位系に移行したのは、日本道路協会から「道路橋示方書・同解説 SI 単位系移行に関する参考資料」が発刊された 1998 年(平成 10 年 7 月)からである。それ以前に建設された PC 橋では重力単位系などが使われていたため、復元設計を実施するには SI 単位系に換算する必要がある。
- 例) コンクリートの設計基準強度 400kgf/cm<sup>2</sup>(重力単位系) → 40N/mm<sup>2</sup>(SI 単位系) ※コンクリートに関しては、現在の基準と整合させることを優先した。
- 例) PC 鋼材の引張強度 165kgf/mm<sup>2</sup> (重力単位系) →165kgf/mm<sup>2</sup>×9.80665N/kgf=1618.1 N/mm<sup>2</sup> →1620 N/mm<sup>2</sup> (SI 単位系)

※数値の丸め方は5N/mm<sup>2</sup>単位で丸めることにした。

項目	設計条件	備考	
構造種別	プレストレストコンクリート道路橋		
構造形式	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋		
橋長	67.000m	0代十七左右工田=□2月2/次业]	
支 間 長	3@21.540m	相守官理記球員科	
幅員	車道 8.000m+歩道 1.5m		
斜 角	90°		
竣工年次	1962年(1973年に拡幅)		
<b>法田甘</b> 淮	昭和31年鋼道路橋設計示方書,昭和36年プレスト		
週用基毕	レストコンクリート設計施工指針 (土木学会)	竣工年次より推定	
活荷重	TL-20		

付表 7.2.4 既設 PC 橋の橋梁諸元(参考例)

付表 7.2.5 材料強度(参考例)

項目	設計条件	備考
コンクリート 設計基準強度:40N/mm <sup>2</sup> (400kgf/cm <sup>2</sup> )		
	種類:12	竣工年に近い過去の
PC 鋼材	引張強度:1620N/mm <sup>2</sup> (165kgf/mm <sup>2</sup> )	標準設計より設定
	降伏強度:1420N/mm <sup>2</sup> (145kgf/mm <sup>2</sup> )	

#### 2.3 復元図の作成

机上調査および現地調査によって得られた情報に基づき復元図の作成を行う。復元図を作成した参考例を**付図** 7.2.2 および**付図** 7.2.3 に示す。ここで、机上調査のみで復元図の作成を行う場合の注意事項を以下に示す。

- ・主桁形状の復元に関し、桁高やウェブ厚の寸法はよい精度で推定できる。ただし、ハンチなどの細部の形状寸 法の推定は困難な場合があり、必要に応じて現地調査を行うとよい。
- PC 鋼材配置の復元に関しては、机上調査のみでは十分に復元できないことがある。この理由は、各橋梁の荷重 条件から設計者により標準図の配置から変更されるケースが多いためであると考えられる。したがって、PC 鋼材配置の復元精度を向上させるためには非破壊・微破壊調査を用いた現地調査が不可欠である。
   例)PC 鋼材の曲げ上げ区間に電磁波レーダ法などの非破壊調査を行う。



付図 7.2.2 主桁形状図の復元図(参考例)



付図 7.2.3 PC 鋼材配置の復元図(参考例)

なお、復元図の作成方法の詳細については、「付録6 既設 PC 橋の復元図の作成」を参照されたい。

# 2. 4 復元設計および当初の耐荷力評価の実施

# (1) 概要

設計条件の整理および復元図の作成を行った結果を用い、復元設計を実施して当初の要求水準に対し照査を行う。 復元設計および当初の耐荷力評価の実施手順の参考例を**付表 7.2.6** に示す。

手順	項目	設計内容	調査により得られた情報の反映(例)
1	断面寸法の設定	復元図(例: <b>付図7.2.2,付図7.2.3</b> )	桁高 1200mm, ウェブ幅 160mm(支間中央断面)
	鋼材配置の設定	により設定する	PC 鋼材 12 φ 5 を 8 本配置(支間中央断面)など
2	断面諸定数の計算	手順1の設定値を用いて断面諸定数を 算出する	断面積 A(m <sup>2</sup> ) 断面 2 次モーメント $I = \int y^2 dA$ (m <sup>4</sup> ) 断面係数 上縁 $Z_u = I/y_u$ , 下縁 $Z_L = I/y_L$ (m <sup>3</sup> )
3	断面力の計算	手順1および手順2に基づき格子解析 モデルを構築し,荷重を載荷させ断面 力(曲げモーメント等)を算出する	格子解析モデル:支間長,主桁および横桁配置 荷重:TL-20など
4	プレストレスの計算	プレストレス(緊張力)を設定し,プ レストレスの計算を行う。	プレストレス (緊張力 P): 限界状態1の曲げモー メントによる PC 部材断面応力度の算出に用いる (付図 7.2.4 参照)
5	耐荷性能の照査 (耐荷力評価)	平成29年道路橋示方書を適用する場 合,限界状態1と限界状態3の照査を 行う。それ以前の道路橋示方書を適用 する場合は,設計荷重時と終局荷重時 に対して照査を行う。	コンクリート圧縮強度 f <sub>c</sub> , PC 鋼材の引張強度 f <sub>pu</sub> , 断面積 A <sub>p</sub> , 有効高 d:限界状態 3 の曲げ耐力の特 性値の算出に用いる( <b>付図 7.2.5</b> 参照)

付表 7.2.6 復元設計および当初の耐荷力評価の実施手順(参考例)

(2) 限界状態1の照査について

当初の耐荷力評価の一例として,限界状態1のうち,曲げモーメントによるPC部材断面コンクリート応力度の 照査要領を以下に示す。なお,適用基準および要求水準はH29道示を適用した場合を示す。

- ・軸方向力と曲げモーメントに対し、維ひずみは中立軸からの距離に比例し、かつ、コンクリートの引張抵抗を 考慮すると仮定し、コンクリート応力度を算出する(H29道示III5.4.2(2)、付図7.2.4 参照)。
- ・算出したコンクリート応力度が、プレストレストコンクリート構造に対する引張応力度の制限値と圧縮応力度の制限値を超えない場合は、限界状態1を超えないとみなしてよい(H29道示III5.6.1(1)(3))。



付図 7.2.4 曲げモーメントによる PC 部材断面コンクリート応力度の算出要領(参考例)

(3) 限界状態3の照査について

当初の耐荷力評価の一例として,限界状態3のうち,曲げモーメントを受けるPC部材の照査要領を以下に示す。 なお,適用基準および要求水準はH29道示を適用した場合を示す。

・部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとして算出する(H29道示III5.8.1(4), 付図7.2.5参照)。



付図 7.2.5 曲げ耐力(破壊抵抗曲げモーメント)の特性値の算出要領(参考例)

・部材に生じる曲げモーメントが,付図7.2.6に示す軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない場合は,限界状態3を超えないとみなしてよい(H29道示III5.8.1(1)(3))。

$M_{sd} = \delta$	$\xi_1\xi_2\Phi$	"l	M <sub>uc</sub>
ここに,	$M_{sd}$	:	部材破壊に対する曲げモーメントの制限値(N・mm)
	ξı	:	調査・解析係数で表-5.8.1 に示す値とする。
	$\xi_2$	:	部材・構造係数で表-5.8.1 に示す値とする。
	$\Phi_{\scriptscriptstyle N}$	:	抵抗係数で表-5.8.1 に示す値とする。
	$M_{sc}$	:	破壊抵抗曲げモーメントの特性値(N・mm)で(4)及び(5)
			により算出する。

付図 7.2.6 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の算出要領(H29 道示より抜粋)

#### 3. 現況の耐荷力評価

#### 3. 1 非破壊·微破壊調査

劣化が顕在化した既設 PC 橋に対し,非破壊・微破壊調査を実施することにより,耐荷力評価に必要な情報を取得する。非破壊・微破壊調査の一例を付表 7.3.1 に示す。この事例は,塩害による劣化を想定した場合であり,耐荷力に影響が大きい調査項目として,残存プレストレス,PC 鋼材破断位置,グラウト充填不足を取り上げている。 一方,コンクリート強度や部材寸法については耐荷力に与える影響が小さいと考えられるが,劣化状況に応じて調査を実施するとよい。

調査項目 調査方法 得られる情報 耐荷力評価への活用方法 残存プレストレス コア応力解放法 残存プレストレス プレストレスの低減とその範囲 PC 鋼材本数・緊張力の低減とその範囲 PC 鋼材破断位置 漏洩磁束法 破断位置,本数 曲げ耐力の低減とその本数および範囲 グラウト充填不足 SIBIE 法 充填不足箇所,本数

付表 7.3.1 非破壊・微破壊調査の一例(塩害による劣化を想定)

また,従来PC鋼材の破断があった場合は全長にわたり破断とみなすことが一般的であったが,非破壊・微破壊 調査より得られる情報を活用し,耐荷力評価を高度化する手法として以下が期待される(付図7.3.1参照)。

- ・残存プレストレスは復元設計を100とした場合の低減量とその範囲を把握し、その調査範囲が設計断面に影響 している場合は、その設計断面(図中の設計断面A)のプレストレスを低減する。
- PC 鋼材破断について、グラウト充填されている場合は PC 鋼材破断位置の緊張力をゼロとし、PC 鋼材破断位置から 65 φ (PC 鋼材の外径相当分で、12 φ 5 の場合は A<sub>p</sub>=235.6mm<sup>2</sup>、外径 φ=17.3mm 相当×65=1125mm)の位置まで緊張力の低減が影響すると考える。(H29 道示III5.3.2(2)1)のプレテンション部材における PC 鋼材の定着長を準用)
- ・グラウト充填不足の場合は、グラウト充填不足区間にわたり影響するとみなすと考える。影響の考え方として、 グラウト充填不足区間の耐力は、グラウトによる付着がない影響を考慮して、その本数分の曲げ耐力を70%に 低減する。(H29 道示 III5.8.1(5)の PC 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の考え方を準用)





# 3. 2 現況再現設計および現況の耐荷力評価の実施

非破壊・微破壊調査によって得られた情報に基づき現況再現設計を実施して不足耐荷力の推定を行う。現況再現 設計および現況の耐荷力評価の実施手順の参考例を付表 7.3.2 に示す。

手順	項目	設計内容	調査により得られた情報の反映(例)
1	断面寸法の設定 鋼材配置の設定	(復元設計を利用する)	—
2	断面諸定数の計算	(復元設計を利用する)	_
3	断面力の計算	(復元設計を利用する,必要に応じて 要求水準を変更する)	_
4	プレストレスの計算	プレストレス(緊張力)を設定し,プ レストレスの計算を行う。	・残存プレストレスが復元設計より低下する設計 断面では,プレストレス(緊張力)を低減し,プ レストレスの計算を行う。
5	耐荷性能の照査 (耐荷力評価)	平成29年道路橋示方書を適用する場 合,限界状態1と限界状態3の照査を 行う。それ以前の道路橋示方書を適用 する場合は,設計荷重時と終局荷重時 に対して照査を行う。	<ul> <li>・PC 鋼材破断が影響する設計断面では、PC 鋼材</li> <li>本数を低減して曲げ耐力を評価する。</li> <li>・グラウト充填不足が影響する設計断面では、曲</li> <li>げ耐力を 70%に低減する(H29 道示 III5.8.1(5)準</li> <li>用)。</li> </ul>

付表 7.3.2 現況再現設計および現況の耐荷力評価の実施手順(参考例)

# 3.3 不足耐荷力の推定

現況再現設計より,不足耐荷力を推定する。たとえば,プレストレスを低減させた結果,PC桁下縁の合成応力度が引張応力度の制限値を超過した分を不足プレストレスとして推定する(付図7.3.2)。



付図 7.3.2 不足プレストレスの推定要領(参考例)

#### 4. 補強の耐荷力評価

#### 4. 1 補強方法の選定

不足耐荷力に対し有効な補強方法を選定する。本事例の場合は、プレストレスの低減に対し応力状態の改善, PC 鋼材破断に対し耐荷力の回復(引張抵抗の回復)が必要であることから、この両者について現行水準に回復するこ とができる外ケーブル工法を選定するとよい(付表 7.4.1)。

なお,耐荷力評価を行う設計断面においてグラウト充填不足の影響がある場合は,その設計断面から少なくとも PC 鋼材外径の 65 倍の範囲(H29 道示 III5.3.2(2)1)のプレテンション部材における PC 鋼材の定着長を準用)でグラ ウトを再注入し,既設 PC 鋼材の付着一体性を確保するとよい。

工法		外ケーブル工法	繊維シート接着工法 鋼板接着工法	増桁工法 増厚工法
概要		PC部材に外ケーブルを設置 し、プレストレス導入によ り応力状態を改善し、引張 に対しても抵抗させる。	PC部材の外面に繊維シート または鋼板を接着し、引張 力に対し抵抗させる。	増桁,増厚により耐荷力を 増大 (既設部材の荷重負担 を軽減)させる。
- - - - - - - - - - - - - - - - - - -	応力状態の改善	0		
相短目的	耐荷力の回復	0	0	0
	部材剛性の回復			0

付表 7.4.1 補強方法の選定例(PC 部材を対象とした場合)

#### 4. 2 補強量の仮定,補強設計の実施および補強の耐荷力評価

不足耐荷力に対し補強量の仮定を行い,これに基づき補強設計を実施して目標とする要求水準に対し照査を行う (付表 7.4.2)。本事例の場合は、補強量を以下のように仮定するとよい。

・PC 鋼材破断に対し、不足する曲げ耐力を補うだけの PC 鋼材断面積(Ap)に相当する外ケーブルを配置する。

・プレストレスの低減に対し、不足プレストレス以上の緊張力 (P) を外ケーブルにより導入する。

なお、補強設計の実施にあたっては、既設部材と補強部材を合成させた耐荷力評価手法が明らかで、かつ、補強 効果が確実に発揮可能な範囲であることを予め確認するとともに、補強部材が所要の性能を有すること、あるいは、 補強部材と既設部材の接合部が先に限界状態に至らないことなどにも十分に配慮するとよい。

付表 7.4.2	補強設計および補強の耐荷力評価の実施手順	(参考例)
		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·

工匠		設計内容		
于順	項 日	既設部材	補強部材	
1	断面寸法の設定	(海ニ乳計な利用すて)	現況再現設計をもとに、補強部材の断面寸法およ	
1	鋼材配置の設定	(授九設計を利用する)	び鋼材配置を設定する。	
2	断面諸定数の計算	(復元設計を利用する)	同左	
3	断面力の計算	(復元設計を利用する,必要に応じて 要求水準を変更する)	同左	
4	プレストレスの計算	(現況再現設計を利用する)	補強分のプレストレスを算出する。	
5	耐荷性能の照査	平成 29 年道路橋示方書を適用する場合	、限界状態1と限界状態3の照査を行う。	
	(耐荷力評価)	それ以前の道路橋示方書を適用する場合	合は、設計荷重時と終局荷重時に対して照査を行う。	

#### 付録7の参考文献

- 付7-1) プレストレスト・コンクリート建設業協会:外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案), 1998.6 ([改訂版], 2007.4)
- 付7-2) プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き(案)[断面 修復工法], 2009.9
- 付7-3) プレストレストコンクリート技術協会: PC 構造物の復元設計研究委員会成果報告書, 2010.3
- 付7-4) 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-PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015 年版】, 2015.3
- 付7-5) 国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター,一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書-既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査-,共同研究報告書第488号,2016.3
- 付7-6) プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き[PC グラウト再注入工法], 2020.4

# 付録8 耐荷力評価の簡易化に関する参考資料

1. 1	まじめ	51こ	236
2. 而	荷ナ	り評価を行うための調査方法の省力化	236
2.	1	コンクリート強度に関する調査方法の省力化	236
2.	2	PC 鋼材の引張強度に関する調査方法の省力化	237
2.	3	部材寸法に関する調査方法の省力化	237
2.	4	鋼材配置に関する調査方法の省力化	238
2.	5	プレストレスに関する調査方法の省力化	238
3. 亲	斥たた	x簡易的な耐荷力評価手法	239
3.	1	モニタリングによる簡易的な評価手法	239

1. はじめに

本編6章6.2節にて、当初設計がない場合における、既設PC橋の耐荷力評価を行う基礎となる当初の耐荷力 評価に必要となる調査方法について記載した。しかし、本編6章6.2節に示すような調査を行うのは困難である 場合も想定されるため、より簡易的な耐荷力評価が求められる。

ここでは、耐荷力評価を簡略化するにあたり、耐荷力評価を行うための調査方法の省力化、および、新たな簡易 的な耐荷力評価手法について整理した。耐荷力評価を行うための調査方法の省力化は、一般的な調査方法に対しよ り省力化した調査方法を用いることにより耐荷力評価を簡易化することを示すものとし、新たな簡易的な耐荷力評 価手法は、付録7に記載した従来の道路橋示方書を用いた耐荷力評価に代わる簡易的な評価方法を示すものとする。 なお、ここで整理した調査方法等については研究開発途上のものもあるため、使用時には注意が必要である。

### 2. 耐荷力評価を行うための調査方法の省力化

# 2. 1 コンクリート強度に関する調査方法の省力化

文献付 8-1)~4)を参考に、コンクリート強度に関する調査方法の省力化の例を付表 8.2.1 に示す。コンクリート強度に関する簡易的な調査方法は数多く提案されているため、ここでは反発度法、超音波法および局部破壊試験を掲載した。いずれの手法もコンクリート強度の推定誤差が生じるため、たとえば代表サンプルについてはコア強度測定との比較を行うことや、複数の調査方法を組み合わせることなどにより推定誤差を低減させる必要がある。

項目	調査方法	概要	使用機材等	注意事項
一般的な調 査方法	コア強度測定	現地で採取したコンクリート コアを試験室に搬入し,強度 試験を実施し,コンクリート 強度を測定する。	コアボーリング マシン 載荷試験機	コア直径を骨材の3倍以上,高さを 直径の約2倍とする。 ひび割れなど欠陥がある場合は正 しい強度が得られない。
より省力化 した調査方 法	反発度法	現地でコンクリート表面を打 撃した時の反発度を求め、そ の反発度を強度推定式に代入 してコンクリート強度を推定 する。	テストハンマ	反発度はコンクリートの表面状態 の影響を受ける。 高強度コンクリートの場合は推定 式の適用性について確認する必要 がある。
	超音波法	センサをコンクリート表面に 密着させ、コンクリート中の 超音波伝播速度を測定し、強 度との関係式に代入してコン クリート強度を推定する。	弾性波発生装置 受信装置(セン サ)	超音波伝播速度はコンクリートの 材質や欠陥などの影響を受けるた め,推定誤差が大きくなる場合があ る。
	局部破壊試験	コンクリートの表層部を局部 的に破壊し,破壊時の抵抗力 を指標として圧縮強度を推定 する。	<ul> <li>鋼製ディスク・</li> <li>引張器具(プル オフ法)</li> <li>他にプルアウト</li> <li>法、ブレークオ</li> <li>フ法およびピン</li> <li>貫入法など有。</li> </ul>	コンクリートの強度と直接関係す る破壊時の抵抗力を指標とするた め,強度の推定精度は比較的良好。 試験によって生ずる局部的な損傷 は、コンクリート構造体に影響を与 えない無視できるものであるが、損 傷部分を補修する必要がある。

付表 8.2.1 コンクリート強度に関する調査方法の省力化の例(文献付 8-1)~4)を基に整理)

### 2. 2 PC 鋼材の引張強度に関する調査方法の省力化

文献付 8-1)~4)を参考に, PC 鋼材の引張強度に関する調査方法の省力化の例を付表 8.2.2 に示す。PC 鋼材の引張 強度に関するより簡易な調査方法は現時点では見当たらないため、今後の開発が期待される。

なお,普通鋼材に関しては材質の違いを見分ける方法(たとえば,グラインダを使用して研削し,発生する火花の特長を観察する火花試験)も提案されているが,PC 鋼材の場合は伸線加工と熱処理により高強度化を図っており,材質の違いはほとんどない。

付表 8.2.2 PC 鋼材の引張強度に関する調査方法の省力化の例(文献付 8-1)~4)を基に整理)

項目	調査方法	概 要	使用機材等	注意事項
一般的な調 査方法	構造形式や建設 年代による推定	建設年代の基準や標準設計よ り PC 鋼材の種類や引張強度 を推定する。	_	推定が困難である場合も想定され るため、復元設計の実施やはつり調 査による確認が必要である。

# 2.3 部材寸法に関する調査方法の省力化

文献付 8-1)~4)を参考に,部材寸法に関する調査方法の省力化の例を付表 8.2.3 に示す。近年,3 次元測量技術が 大幅に進展しており,多くの現場で導入されている。今後は,AI 技術や IoT 技術などとの連携により,部材寸法の 自動取得なども期待される。

項目	調査方法	概 要	使用機材等	注意事項
一般的な調 査方法	スケールや測量 による測定	スケール等により外形寸法を 測定する。	スケール 測量機器	構造物に近接するために足場等の 設置が必要になる場合がある。
より省力化 した調査方 法	3次元レーザース キャナー	レーザー光を照射し,物体に 当たった反射光を受信するこ とで位置情報を取得し,3次元 形状を計測する。	レーザースキャ ナー	地上型は精度が高いが, 測定できな い箇所もある。UAV 型は近接して 測定できるものの, 精度に課題があ る。
	デジタル写真測 量	写真画像上の距離から実際の 距離を求める。ステレオ写真 測量では任意の点の3次元座 標を求めることもできる。	デジタルカメラ パソコン(画像 解析用)	近年, 簡易かつ高精度な測量が可能 になっている。ただし, 測量精度は 撮影距離や焦点距離に影響を受け るため, 撮影時の設定に注意を要す る。

付表 8.2.3 部材寸法に関する調査方法の省力化の例(文献付 8-1)~4)を基に整理)

### 2. 4 鋼材配置に関する調査方法の省力化

文献付 8-1)~4)を参考に、鋼材配置に関する調査方法の省力化の例を付表 8.2.4 に示す。鋼材配置に関しては、電磁波レーダ法がすでに簡易的な調査方法として広く普及している。したがって、これ以上の簡略化を目指す調査方法として、測定者の熟練度を要さずかつ測定時間の短縮が図れる方法である高出力 X 線法が期待される。ただし、現時点では装置が大掛かりであり、X 線取扱いの制約を受けるなどの課題がある。

付表 8.2.4 鋼材配置に関する調査方法の簡略化の例(文献付 8-1)~4)を基に整理)

項目	調査方法	概 要	使用機材等	注意事項
一般的な調	電磁波レーダ法	電磁波を放射してコンクリー	電磁波レーダ装	反射波の評価は、測定者の熟練度に
查方法		トと電気的性質が異なる境界	置	よって異なる。
		面からの反射波画像より鉄筋		
		の位置やかぶりを推定する。		
	はつり調査 (局部	はつりにより局部的に破壊し	はつり機械	はつり後に補修が必要。また、はつ
	はつり)	て鋼材配置を調査する。		り深さによっては,はつり時の耐荷
				性能の確認が必要。
より省力化	高出力 X 線透過	高出力のX線を使って透過画	高出力X線装置	部材厚が大きい場合でも短時間に
した調査方	法	像を撮影し、鋼材配置を確認		画像を撮影できる。ただし、現時点
法		する。		では装置が大掛かりであるが, 小型
				化により簡易な調査が可能。
				X 線取扱いの制約を受ける。

# 2.5 プレストレスに関する調査方法の省力化

文献付 8-1)~4)を参考に、プレストレスに関する調査方法の省力化の例を付表 8.2.5 に示す。プレストレスを簡易 的に調査する方法としては、磁歪法が期待される。ただし、PC 鋼材のはつり出しが必要であり、多数本の PC 鋼材 が密集している場合の適用性については検討が必要である。

なお、コア応力解放法などによる残存プレストレスを評価する方法については、プレストレスと荷重や収縮等に よる合成応力を測定するため、ここでは簡易的な調査方法としては掲載を控えた。

項目	調査方法	概要	使用機材等	注意事項
一般的な調 査方法	復元設計の実施	復元図に基づく復元設計によ ってプレストレスを推定す	_	PC 橋の設計知識および PC 橋の過 去の技術変遷に関する知識が必要
		る。		である。
より省力化	磁歪法	PC 鋼材外周に磁歪センサを	磁歪センサ測定	事前に対象 PC 鋼材と同種の PC 鋼
した調査方		取り付け、磁気測定を行う。	器	材を用いてキャリブレーションを
法				行う必要がある。センサを設置する
				ために, PC 鋼材をはつり出す必要
				がある。

付表 8.2.5 プレストレスに関する調査方法の省力化の例(文献付 8-1)~4)を基に整理)

# 3. 新たな簡易的な耐荷力評価手法

# 3. 1 モニタリングによる簡易的な評価手法

自治体が管理する橋梁の大半は、支間長が15m未満の規模の小さい単純桁橋である。これらの橋梁は数が非常に 多く、十分な費用を費やして維持管理を行うことが困難である場合が多い。このような橋梁に対し、新たな簡易的 な評価手法が求められている。文献付 8-5)を参考に、モニタリングによる簡易的な評価例を整理した結果を付表 8.3.1 に示す。いずれの方法も点検あるいは診断の補助として利用するとよい。なお、モニタリングデータの評価・ 判定の考え方については、文献付 8-5)にて閾値を管理基準として使用制限などの措置判断を行う場合と、異常値や 急激な増減が確認された場合に詳細調査の実施や供用制限などの必要な措置を行う方法が紹介されている。使用時 には、使用機材ごとの評価・判定の考え方を理解しておく必要がある。

種別	概要	使用機材等	注意事項
赤外線サーモグラフィ	構造物表面の温度変化を赤外線カメ	赤外線カメラ	橋梁点検時において効率的に変状箇
ーを用いた浮き・剥離モ	ラで撮影し、得られた温度分布画像		所をスクリーニングするなど,あく
ニタリング	から変状箇所を検出する。		までも点検の補助として利用する。
画像処理による変状の	定期的に対象構造物の静止画像をカ	カメラ	外観により把握できる損傷が対象と
モニタリング	メラにより取得し、前後に取得した		なる。あくまでも点検および診断の
	画像を比較、評価することで、コン		補助として利用する。なお, UAV や
	クリートの変状の経時変化を捉え		MR デバイスを用いた変状モニタリ
	る。		ング技術の開発も期待される。
動画像処理によるひび	ひび割れの動画像を撮影して、車両	カメラ・パソコ	開口変位の動的特性を把握すること
割れ挙動のモニタリン	走行の荷重に伴うひび割れ開口の動	$\sim$	により、そのひび割れが収縮ひび割
グ	的特性を把握することにより、ひび		れ等の構造的な影響の少ないひび割
	割れの有害性を評価する。		れか否かを評価する。あくまでも診
			断の補助として利用する。
加速度センサによるモ	加速度センサにより計測した加速度	加速度センサ	PC 鋼材の破断などの変状に伴う構
ニタリング	から橋梁の固有振動数、減衰、振動	データ収録装置	造性能の変化を間接的に把握するた
	モード、たわみ角を分析する。		め、あくまでも診断の補助として利
			用する。
桁端部の異常検知モニ	伸縮装置や目地の異常変位を桁端部	マグネット式セ	あくまでも異常の検知であり、点検
タリング	に設置したマグネット式センサによ	ンサ受信機・警	の補助として利用する。
	り監視して異常を検知する。	報機	
光ファイバーケーブル	光ファイバーを構造物に設置し、変	光ファイバー測	管理基準値と比較するなどあくまで
によるモニタリング	位, ひずみなどをモニタリングする。	定器	も異常の検知であり、診断の補助と
			して利用する。なお,近年,光ファ
			イバーを内蔵した PC 鋼材が開発さ
			れ、プレストレスの変状モニタリン
			への適用も期待される。

付表 8.3.1 モニタリングによる簡易的な評価例(文献付 8-5)を基に整理)

# 付録8の参考文献

- 付8-1) 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-PC 橋の更なる予防保全に向けて-【2015 年版】, 2015.3
- 付8-2) 日本コンクリート工学会:コンクリート診断技術 '20, 2020
- 付8-3) プレストレストコンクリート工学会:生産性向上へむけた PC 技術の展開―第44回 PC 技術講習会―,

pp.89-126, 2016.6

- 付8-4) 建設物価調査会:橋梁補修の解説と積算(改訂2版), 2019
- 付8-5) モニタリングシステム技術研究組合:土木構造物のためのモニタリングシステム活用ガイドライン(案), 2019.12

共同研究報告書

Cooperative Research Report of PWRI No.520 December 2020

編集·発行 ©国立研究開発法人土木研究所

転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754